

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie civil

MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Option : construction métallique

Présenté par : **M^{elle} ZIBOUCHE Meriem**

Thème :

ETUDE COMPARATIVE DES CONNEXIONS MECANIQUES ET DES CONNEXIONS PAR ADHERENCE DANS LES CONSTRUCTIONS MIXTES ACIER-BETON (ETAT D'ART)

Soutenu devant le jury :

Mr. AIT AMMAR

FGC / UMMTO

Mr. BOUDJEMIA Ahmed

FGC / UMMTO

Mr. LABIOD Mahfoud

FGC / UMMTO

Janvier 2016

Remerciements

Je tiens en premier à remercier le bon Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail jusqu'à sa fin.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon promoteur Mr Mahfoud LABIODE d'avoir proposé ce thème et dirigé mon travail.

Tous mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Je tiens à exprimer un remerciement tout spécial à mes parents, mes chers frères et sœurs pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de mes études.

Tous mes amis et amies, celles et ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu,

Enfin, mes remerciements les plus profonds à tous ceux qui m'ont soutenu et aidé pendant la réalisation de ce travail et particulièrement Hocine, Rania et Nassima

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents.

Mes frères et sœurs.

Toute la famille.

La promotion M2 construction métallique,

Toutes les promotions de génie civil de l'année 2014-2015.

Tous mes amis.

Et à tous ceux qui me sont chers.

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralités sur les constructions mixtes</i>	
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. RAISONS D'UTILISER DES STRUCTURES MIXTES	4
I.2.1. Aspects architecturaux	4
I.2.2. Aspects économiques	5
I.2.3. Fonctionnalité	5
I.2.4. Equipements et utilisation flexible du bâtiment.....	6
I.2.5. Assemblage	6
I.3. ELEMENTS DE CONSTRUCTION	7
I.3.1. Les poteaux mixtes	8
I.3.2. Les poutres mixtes	9
I.3.4. Les dalles mixtes	11
I.3.5. Matériaux utilisés dans un élément mixte	12
I.3.6. Caractéristiques des matériaux	13
I.4. AVANTAGES DE LA CONSTRUCTION MIXTE	16
I.5. INCONVENIENTS	17
I.6. EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS MIXTES	18
I.6.1 Exemple n°1 : Millennium tower (vienne-Autriche)	18
I.6.2. Exemple n°2 : Citibank Duisburg (duisburg-allemande)	20
I.6.3. Exemple n°3: Parking « Dez » (Innsbruck-Autriche)	21
I.6.4. Exemple n°4 : Pont connecté par adhérence.....	23
I.7. CONCLUSION.....	23

SOMMAIRE

Chapitre II : Les connexions mécaniques

II.1. INTRODUCTION	24
II.2. LES CONNECTEURS.....	24
II.2.1. Définition et rôle d'un connecteur	24
II.2.2. Types de connecteurs	24
II.2.3. Principe de mise en place 3.	26
II.2.4. Classification et comportement des connecteurs selon l'Eurocodes 4	27
II.2.5. Propriétés des connecteurs	29
II.3. DIFFERENTS TYPES DE CONNEXION	33
II.3.1. Connexion complète	33
II.3.2. Connexion partielle	34
II.4. MODES DE RUINE DES CONNEXIONS	34
II.4.1. Connecteurs en goujon	34
II.4.2. connecteurs en équerre	36
II.5. LES PROPRIETES DE LA CONNEXION MECANIQUE ACIER-BETON	38
II.5.1. Essai push-out.....	38
II.5.2. Dispositif d'essai et moyens de mesures	341
II.5.3. Résultats d'essais et commentaires	43
II.6. CONCLUSION	48

SOMMAIRE

Chapitre III : Connexions par adhérence

III.1. INTRODUCTION.....	49
III.2. CONNEXION PAR ADHERENCE	49
III.2.1. Les adhésifs structuraux	49
III.3. ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES CONNEXIONS PAR ADHERENCE	50
III.3.1. Les recherches effectuées sur les connexions par adhérence	50
III.3.2. Quelques idées prometteuses des connexions par adhérence pour les dalles préfabriquées.....	52
III.3.3. Exemple de connexion par adhérence.....	54
III.4. Comportement des connexions par adhérence.....	55
III.5. Résistance a l'effort rasant	57
III.5.1. Le critère de sécurité structurale sous charges statiques (résistance ultime)	58
III.5.2. Le critère de sécurité structurale sous charges de fatigue (résistance à la fatigue)	58
III.5.3. Le critère d'aptitude au service	58
III.6. Calcul élastique de la résistance en section et de la distribution de l'effort rasant.....	60
III.7. Calcul plastique et élastique de la résistance en section et de la distribution de l'effort rasant.....	61
III.7.1. Distribution simplifiée de l'effort rasant	61
III.8. Les propriétés de la connexion par adhérence acier-béton.....	67
III.8.1. Les ruptures de la connexion	68
III.8.2. Résistance à la fatigue	68
III.8.3. Le fluage.....	69
III.8.4. La rigidité	69
III.8.5. Ductilité et capacité de déformation	69

SOMMAIRE

III.8.6. Fiabilité du système	70
III.7. CONCLUSION	71
Chapitre IV : étude comparative	
IV.1. INTRODUCTION	72
IV.2. Etude comparative entre les connexions mécaniques et par adhérence acier-béton basée sur des essais push-out	72
IV.2.1. Résistance et ductilité.....	72
IV.2.2. La rigidité.....	73
IV.2.3. Le fluage	73
IV.3. LES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE CES ESSAIS PUSH-OUT SONT LES SUIVANTES	74
IV.4. CONNEXIONS MECANIQUE	75
IV.4.1. Les avantage	75
IV.4.2. Les inconvénients.....	75
IV.5. CONNEXIONS PAR ADHERENCE.....	76
IV.5.1. Les avantage	76
IV.5.2. Les inconvénients	77
IV.6. CONCLUSION	78
Conclusion générale	79
Références Bibliographiques	80

Chapitre I : Généralités sur les constructions mixtes

Fig. I.1 : Structure mixte.

Fig. I-2 : Poteau mixte totalement enrobé de béton.

Fig. I-3 : Exemples de poteaux mixtes partiellement enrobés

Fig. I-4 : Exemples de poteaux mixtes remplis de béton.

Fig. I-5 : différentes formes de poutre mixte

Fig. I-6 : exemples de type de profilé métallique

Fig. I-7 : connexion entre la dalle en béton et le profilé

Fig. I-8 : Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

Fig. I-9 : Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355.

Fig. I-10 : Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un acier d'armature et d'un acier de précontrainte.

Fig. I-11 : Diagramme idéalisé contraintes-déformations spécifique du béton

Fig. I-12 : Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan

Fig. I-13 : Etapes de la construction de Millennium Tower (temps total de construction = 8 mois)

Fig. I-14 : Millennium Tower Vienne (Autriche)

Fig. I-15 : Citibank Duisburg (Allemagne)

Fig. I-16 : vue générale du parking « DEZ »

Fig. I-17 : (A)-Elévation de poteaux mixtes sur 2 étages

Fig. I-18: Plancher Slim-Floor

Fig. I-19 : Pont au Baregg

Chapitre II : Les connexions mécaniques

Fig. II-1 : Exemples de différents types de connecteurs.

Fig. II-2 : Connecteur en goujon à tête.

Fig. II-3 : Connecteur en équerres (Hilti)

Fig. II-4 : Autres types de connecteurs

Fig. II-5 : Exemple de connecteurs ductiles

Fig. II-6 : Types de connecteurs en butée

Fig. II-7 : comportement d'un connecteur souple et d'un connecteur rigide.

Fig. II-8 : Goujon soudé

Fig. II-9 : efforts agissant sur l'interface acier-béton

Fig. II-10 : Modes de ruine des connecteurs en goujon en présence de dalle pleine.

Fig. II-11 : Modes de ruine des goujons en présence d'une tôle profilée.

Fig. II-12 : Modes de ruine des connecteurs en cornière en présence d'une dalle pleine.

Fig. II-13 : Modes de ruine des connecteurs en cornière en présence d'une tôle profilée.

Fig. II-14 : Epreuve d'essai Push-Out. Cas des goujons.

Fig. II-15 : Epreuve d'essai Push Out –cas de connecteur en cornière.

Fig. II-16 : Profilé métallique avant coulage des dalles.

Fig. II-17 : Epreuve finalisée avec dalles de béton.

Fig. II-18 : Cisaillement du béton.

Fig. II-19 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du glissement à l'interface
: Cas des connecteurs ductiles.

Fig. II-20 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du glissement à l'interface
: Cas des connecteurs non ductiles.

Liste des figures

Chapitre III : Connexions par adhérence

Fig. III-1 : mortier à base d'époxy [Burkhardt 1975]

Fig. III-2: Connecteur linéaire [Studnicka 2000].

Fig. III-3 : Nervure longitudinal [Yamane 1998].

Fig. III-4 : Exemple de connexion par adhérence.

Fig. III-5 : couche d'adhérence,

Fig. III-6 : béton rugueux.

Fig. III-7 : Comportement mécanique de la connexion

Fig. III-8 : Distribution des contraintes dans les sections comprises entre $M_E = M_{el,R}$ et $M_E = M_{pl,R}$

Fig. III-9 : Décomposition du moment de flexion en forces internes.

Fig. III-10 : Distribution des forces internes et de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre.

Fig. III-11 : Relation entre moment et effort normal N_c

Fig. III-12 : Détermination graphique de l'effort rasant

Fig. III-13 : Effet d'un segment non linéaire entre $N_c = N_{c,el}$ et $N_c = N_{c,pl}$.

Fig. III-14 : Effet qualitatif de la souplesse des connecteurs sur la distribution de l'effort rasant.

Fig. III-15 : Surfaces de rupture considérées.

Fig. III-16 : Surface de rupture de l'interface tôle striée-coulis de ciment.

Fig. III-17 : Définition de la ductilité δ et de la capacité de déformation s_2 ,

Chapitre IV : étude comparative

Fig. IV-1 : Comportement statique des connexions par adhérence et des goujons. [Thomann 2005].

Fig. IV-2 : Résultats des essais de fluage

Fig. IV-3 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur les constructions mixtes

Tableau I-1 : Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction

Chapitre II : Les connexions mécaniques

Tableau II-1 : Caractéristiques géométriques des maquettes d'essais push-out.

Tableau II-2 : Résultats d'essais

Chapitre III : Connexions par adhérence

Tableau III-1 : Calcul des coefficients de fluage ϕ_{60}

Tableau III-2 : Rigidité des différents types de connexions par adhérence.

Chapitre IV : étude comparative

Tableau IV.1 - Rigidité des connexions de type de connexions par adhérence

Tableau IV.2 - Calcul des coefficients de fluage ϕ_{60}

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

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.

Des recherches entreprises à travers le monde, ont démontré que l'association de l'acier et du béton entraîne une réduction de contraintes et de flèches. Le comportement « monobloc » des deux matériaux a exigé l'emploi d'élément de connexion, ces derniers offrent à leur tour des comportements ductiles ou non ductiles. L'efficacité de la liaison, entre les deux matériaux, conditionne surtout la résistance au glissement à l'interface.

Pratiquement, la connexion entre la dalle en béton et les poutres en acier, purement mécaniques par groupes de goujons par exemple, ne conviennent pas ou peu à une mise en œuvre rapide, elle pose des problèmes lors de la construction des ouvrages à grandes valeurs, ou plus précisément à grandes portées comme les ponts mixtes acier-béton. La connexion doit donc être réétudiée.

Des solutions de connexion alternatives et novatrices sont en cours de développement. Ce sont des connexions continues qui utilisent la résistance au cisaillement de plusieurs interfaces disposées judicieusement les unes par rapport aux autres. Ces connexions sont nommées connexions par adhérence.

Le but de la présente étude est :

- d'évaluer l'intérêt pratique des connexions mécaniques et connexions par adhérence.

INTRODUCTION GENERALE

- De faire comprendre le comportement et les caractéristiques de différentes méthodes de connexion acier- béton.
- Faire une comparaison entre ces deux types de connexions.

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 structures mixtes. Les ingénieurs sont 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 quatre chapitres :

Chapitre I : est consacré à l'introduction des généralités sur les constructions mixtes.

Chapitre II : il donne un aperçu sur la méthode de connexions mécaniques.

Chapitre III : Dans ce chapitre, nous présentons la méthode de connexion par adhérence.

Chapitre IV : est réservé à présenter les résultats et leurs interprétations ainsi l'étude comparative entre les deux méthodes de connexion acier-béton.

Et à la fin, Plusieurs conclusions importantes sont tirées.

Chapitre I :
Généralités sur les constructions
mixtes

I.1. INTRODUCTION

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

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier pour résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Dans les structures de bâtiment, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisées en utilisant des sections d'acier, généralement des profilés laminés en I et en H. Auparavant, il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de connexions par adhérence ou mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier-béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé "poutre mixte".

Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et ceinturé par le béton (connexions mécaniques) ou ces connexions posent des problèmes lors de la construction des ouvrages à grandes valeurs, ou plus précisément à grandes portées comme les ponts

mixtes acier-béton. Dans ce contexte, des solutions de connexion alternatives et novatrices sont en cours de développement nommés connexions par adhérence ; en recherchant la simplicité, tant pour le choix des matériaux que celui de la méthode de montage ou encore des détails de construction.

Les éléments mixtes qui sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique comme le montre la figure I.1.

L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.



Fig. I.1 : Structure mixte.

I.2. RAISONS D'UTILISER DES STRUCTURES MIXTES

Tout dimensionnement, doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux.

I.2.1. Aspects architecturaux

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet :

- Des portées plus importantes.
- Des dalles plus minces.
- Des poteaux plus élancés.

Une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

I.2.2. Aspects économiques

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux, les pièces qui offrent alors plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages, économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment, coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

I.2.3. Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures

relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

I.2.4. Equipements et utilisation flexible du bâtiment

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- dans les faux-plafonds
- dans un faux-plancher
- dans des caissons situés le long des murs

L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

I.2.5. Assemblage

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

- **Plate-forme de travail :**

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

- **Coffrage permanent :**

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- **Armatures :**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister, en tant qu'armature, au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

- **Vitesse et simplicité de construction :**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

- **Produits à la qualité contrôlée :**

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

I.3. ELEMENTS DE CONSTRUCTION MIXTES

Un élément en construction mixte est généralement porteur et composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux, et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent ; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

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

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec de la flexion.

I.3.1. Les poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et un poteau en béton armé ou non.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement comme illustré à la fig.I-1 ou partiellement comme on peut le voir à la fig. I-2

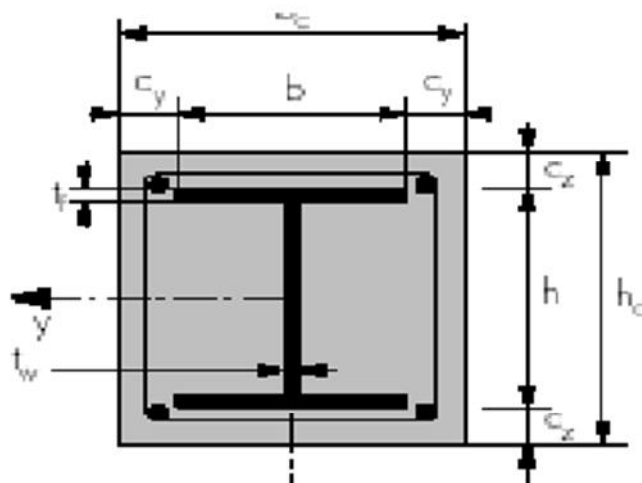


Fig. I-2 : Poteau mixte totalement enrobé de béton.

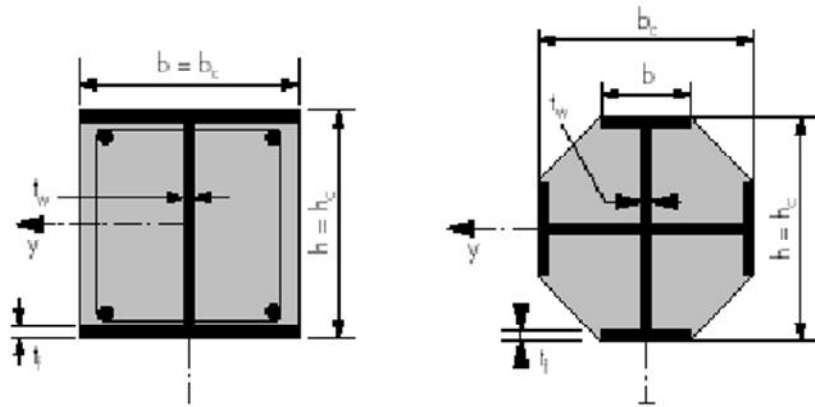


Fig. I-3 : Exemples de poteaux mixtes partiellement enrobés

- les poteaux remplis de béton, comme illustré à la figure I-3.

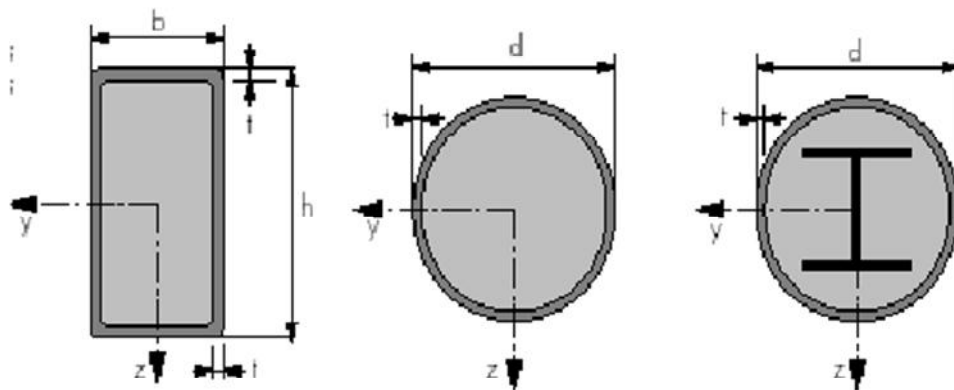


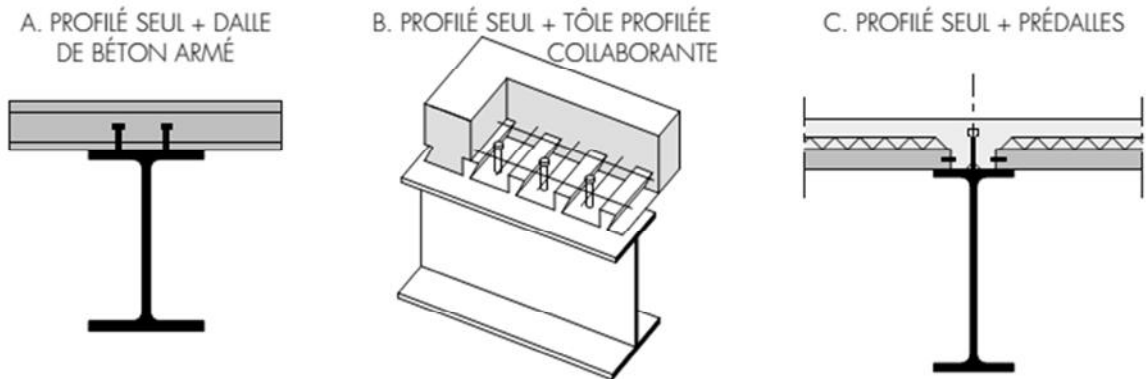
Fig. I-4 : Exemples de poteaux mixtes remplis de béton.

I.3.2. Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton ; le plus souvent liée par des organes de connexion

Il est évidemment souhaitable de faire participer chacun des matériaux de façon optimale ; Sur la base de ces considérations, les poutres mixtes peuvent être de la forme illustrée à la figure (I-5). Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent (cas A) ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier (cas B) ou une série de prédalles (cas C).

1) Connexions mécaniques



2) Connexion par adhérence

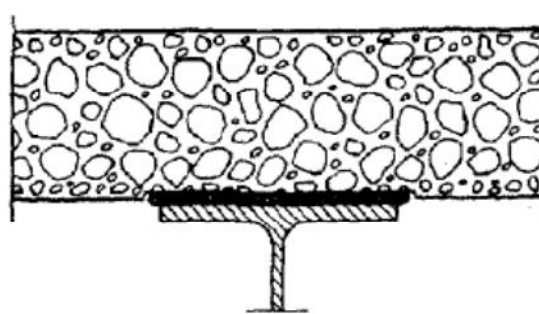


Fig. I-5 : différentes formes de poutre mixte

Il faut noter que, le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (il peut, par exemple, être tubulaire) figure I-6



Fig. I-6 : exemples de type de profilé métallique

Dans le cas d'un enrobage partiel du profilé en acier celui-ci procure une augmentation de la résistance au feu et au flambement.

Des connecteurs placés à l'interface entre le profilé et la dalle de béton (ou parfois soudés sur la tôle profilée, comme dans le cas à la figure (I-6) assurent une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, appelés « effort rasant »; ce qui permet d'obtenir une section mixte dont les différentes composantes travaillent ensemble en flexion.

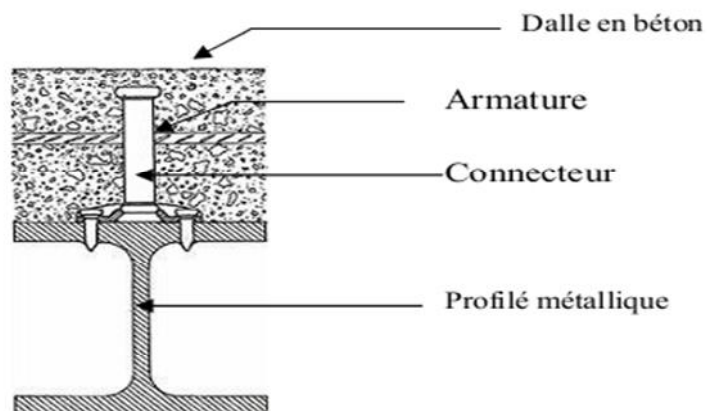


Fig. I-7 : connexion entre la dalle en béton et le profilé

I.3.4. Les dalles mixtes

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit :

- soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage (tôles profilées en acier formées à froid) servant de coffrage permanent pour la dalle en béton; lorsque les nervures du platelage sont telles que représentées à la figure I-8 c' est-à-dire lorsqu'elles permettent de transmettre les efforts longitudinaux entre la tôle profilée en acier et le béton, la dalle finale agit comme une dalle mixte dans le sens des nervures du platelage
- soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) se situe entre 40 et 85 mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm.

L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0,75 et 2 mm. Bien sûr, d'autres dimensions peuvent être utilisées en fonction de la destination du projet.

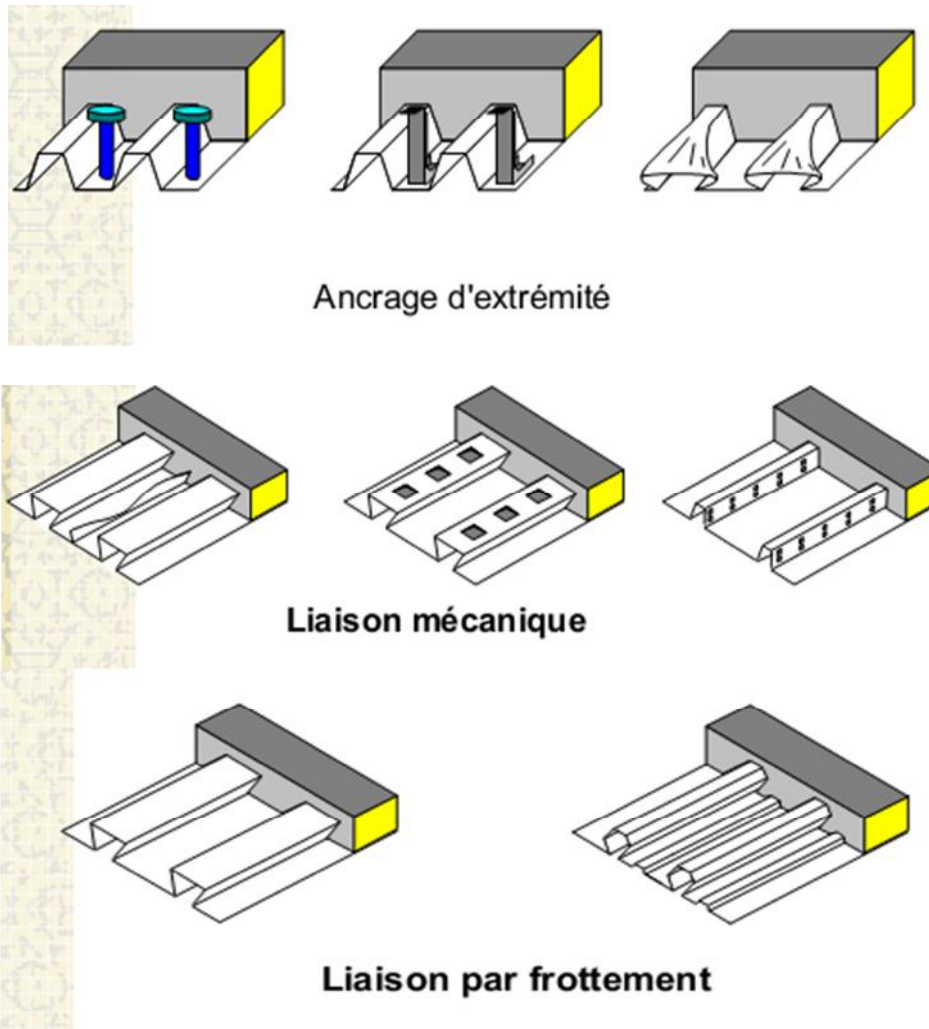


Fig. I-8 : Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

(Liaisons mécaniques et par adhérence).

I.3.5. Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature

- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes [CBA93]. [CCM97]. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2 .EC3. EC4]

I.3.6. Caractéristiques des matériaux

Les principales caractéristiques des matériaux cités ci-dessus sont examinées dans ce qui suit :

a) l'acier de construction :

En construction métallique, on utilise des aciers dont les caractéristiques sont définies par des valeurs minimales ou maximales.

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité).

La classification couramment utilisée en construction métallique Nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité F_y .

Dans la figure (I.9), la relation contrainte-déformation spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (FeE 235 et FeE 355), où l'on a admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité.

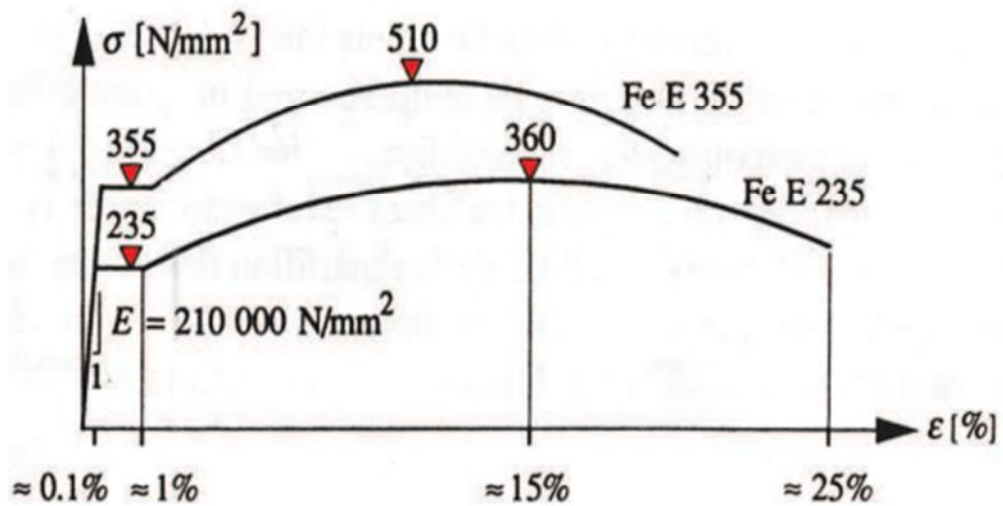


Fig. I-9 : Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355.

Tableau I-1 : Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction

caractéristiques	valeurs
module d'élasticité	$E = 210 \text{ KN/mm}^2$
module de glissement	$G = 81 \text{ KN/mm}^2$
coefficient de contraction latérale (Poisson)	$\nu = 0.3$
charge volumique	$\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$

La contrainte F_y correspondant à la limite d'élasticité.

b) Aciers d'armature :

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques ; Ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

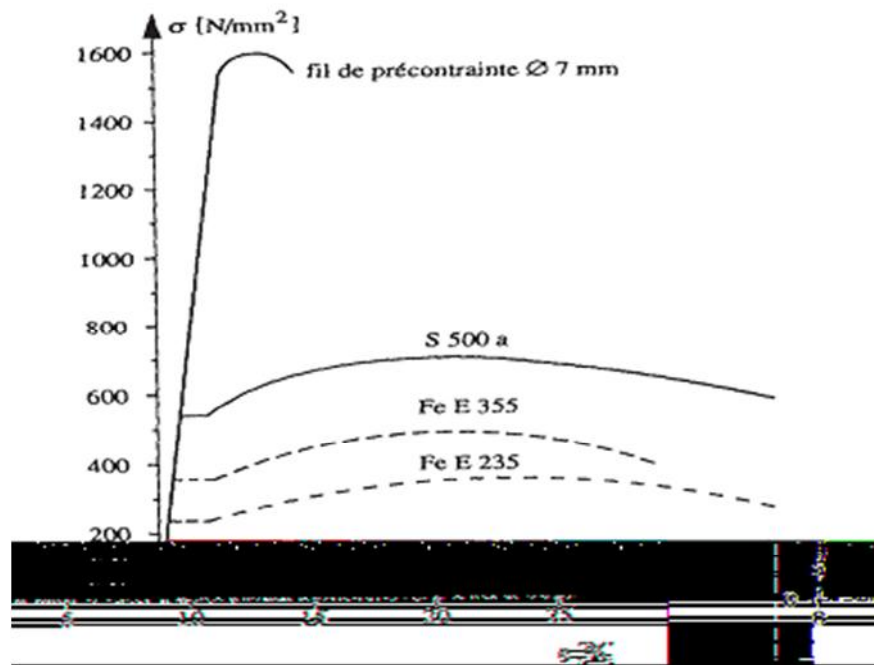


Fig.I-10 : Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un acier d'armature et d'un acier de précontrainte.

c) 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 plateforme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

d) Béton

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C 20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16 ; C18) ou de meilleure qualité (C30 C40). Dans le domaine des poutres mixtes de ponts, on préférera un béton plus performant de type C30-C40 ou éventuellement supérieur.

Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton.

Le comportement du béton est présenté sous la figure I-11

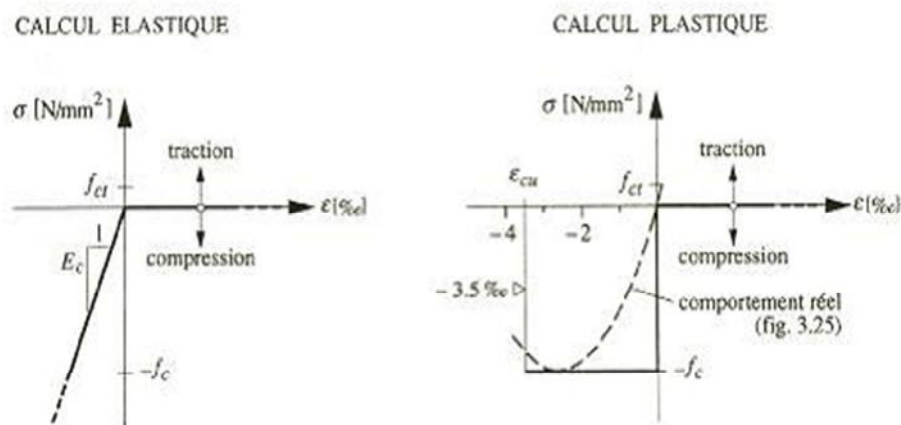


Fig. I-11 : Diagramme idéalisé contraintes-déformations spécifique du béton

I.4. AVANTAGES DE LA CONSTRUCTION MIXTE

Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

a- En générale :

- La construction mixte, permet une réalisation rapide.
- Le poids de la partie métallique exigé dans la construction mixte est de manière significative moins que si les matériaux étaient employés indépendamment.
- Il n'y a aucun besoin de coffrage parce que les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques appuis verticaux provisoires. Le coffrage de bois de

construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier.

b- Pour les poteaux mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu
- Une conservation des dimensions externes de poteau d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir.

- Augmentation de la tenue au flambement.
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

c- Pour les dalles mixtes :

- un gain sur le poids total de la structure
- une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle

- une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

d- Pour les poutres mixtes :

- une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

I.5. INCONVENIENTS

L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton.

Un autre inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée comme méthode de construction par rapport aux méthodes traditionnelles, mais ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

I.6. EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS MIXTES

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

I.6.1 Exemple n°1 : Millennium tower (viennese-Autriche)

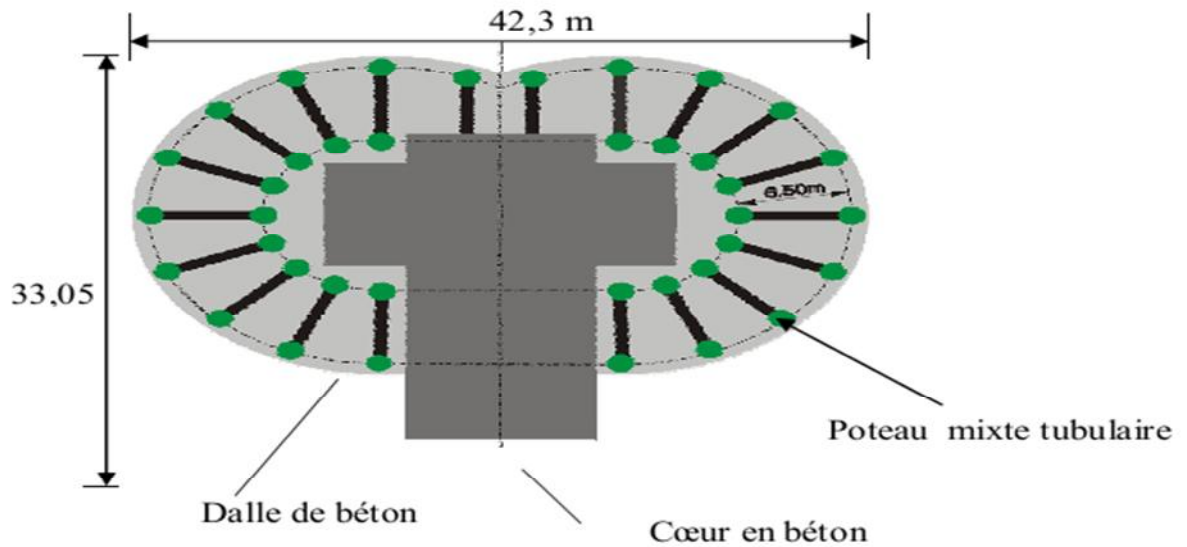


Fig. I-12 : Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan



Fig. I-13 : Etapes de la construction de Millennium Tower (temps total de construction = 8 mois)



Fig. I-14 : Millennium Tower Vienne (Autriche)

➤ **Caractéristiques de la tour :**

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

➤ **Nouveauté :**

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

I.6.2. Exemple n°2 : Citibank Duisburg (duisburg-allemande)

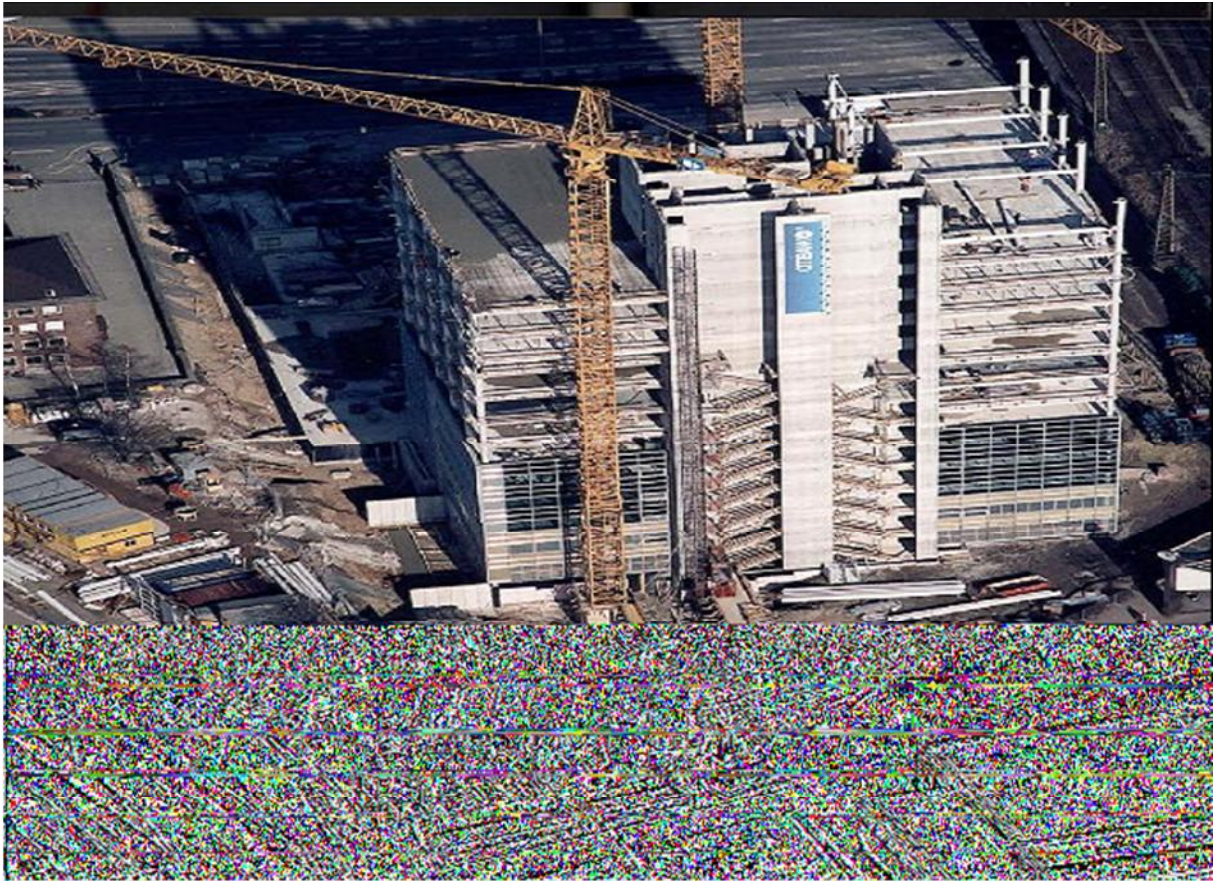


Fig. I-15: Citibank Duisburg (Allemagne)

➤ **Caractéristiques :**

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

➤ **Nouveauté :**

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

I.6.3. Exemple n°3: Parking « Dez » (Innsbruck-Autriche)



Fig. I-16 : vue générale du parking « DEZ »

➤ **Caractéristiques :**

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

➤ **Nouveauté :**

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

- Utilisation des dalles partiellement pré fabriquées.

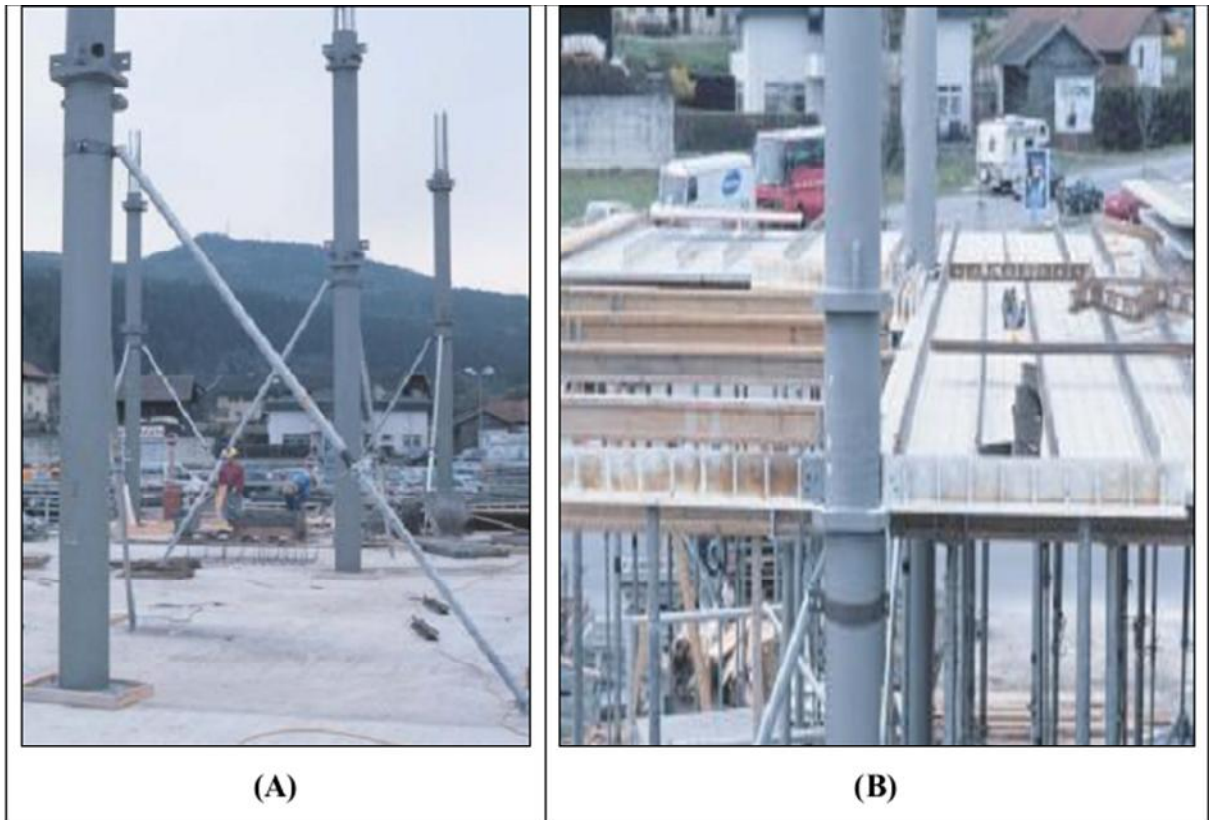


Fig. I-17 : (A)-Elévation de poteaux mixtes sur 2 étages

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

➤ le plancher slim-floor est représenté par la figure1-17

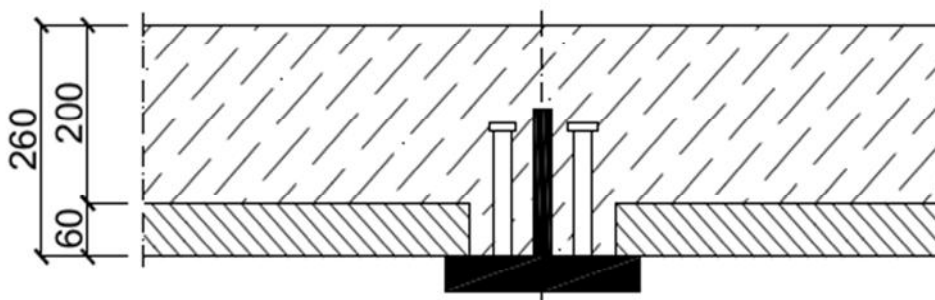


Fig. 1-18: Plancher Slim-Floor

- Epaisseur de la poutre en béton= 200mm
- Epaisseur de l'élément préfabriqué = 60mm
- Poutre en acier :
 - Âme : 165/20 mm

- Semelle : 245/40 mm
- Goujons à tête \varnothing 22mm

I.6.4. Exemple^o4 : Pont connecté par adhérence

Fig. 1-19 : Pont au Baregg

Situé à l'entrée du troisième tube des tunnels du Baregg, le Talbrücke Dättwil

- 205 mètres de longueur
- construit en huit mois seulement.

I.7. CONCLUSION

D'une manière générale, la construction mixte ; soit les poteaux, les poutres ou les dalles, présente un pas en avant pour la construction moderne, avec ces avantages elle autorise une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure; Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilé en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier.

De plus, les connexions entre éléments, permettent au matériaux constituant les éléments de se compléter sous sollicitations, pour faire face aux manques naturels dans les matériaux

Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages économiques et techniques (montage rapide et précis, liaisons permettant de créer une structure monolithique,...).

Chapitre II :
Les connexions mécaniques

II.1. INTRODUCTION

La connexion mécanique est la liaison entre la dalle de béton et le profilé en acier. Son but 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 ».

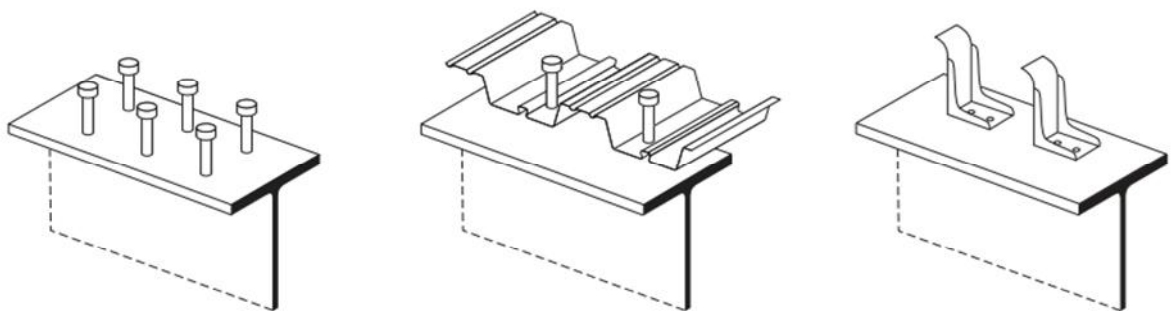
II.2. LES CONNECTEURS

II.2.1. Définition et rôle d'un connecteur

Un connecteur est un organe soudé à une poutre métallique, destiné à assurer une liaison mécanique avec une dalle en béton pour solidariser les deux matériaux dans une résistance commune aux charges (glissement longitudinal ou soulèvement de la dalle), et constituer une construction mixte.

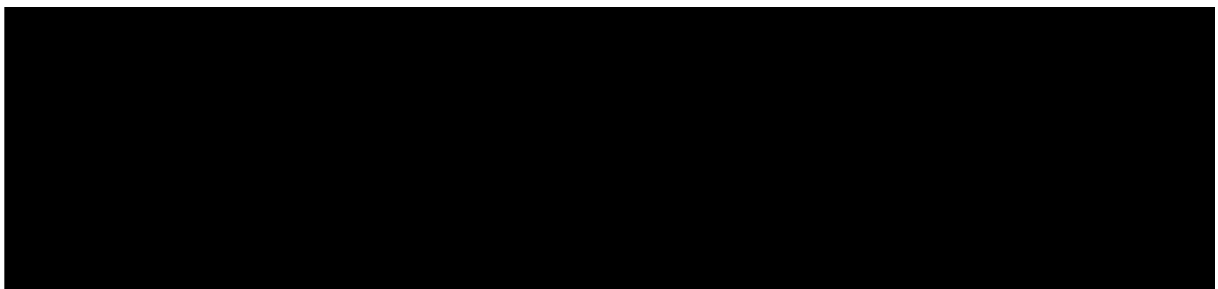
II.2. 2. Types de connecteurs

Les connecteurs peuvent être : en goujons, en barres rondes, en équerres, cornière, en coupons de profils divers soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique figure II-1



Goujon à tête (pour dalle pleine ou mixte)

connecteur Hilti (en équerres)



Cornière

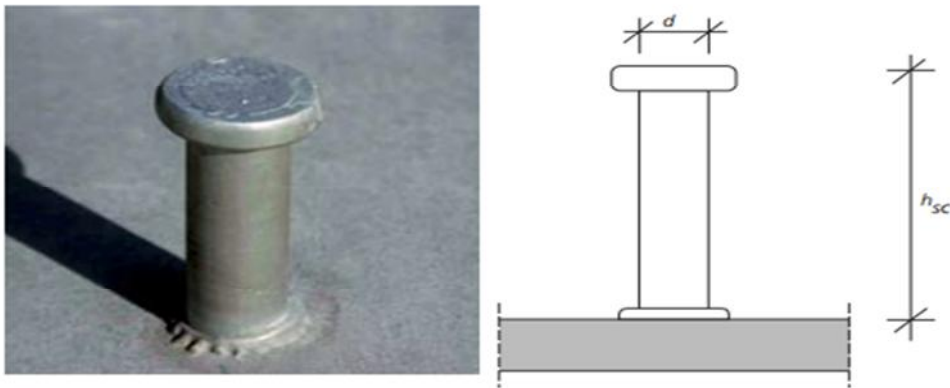
barreau

arceau

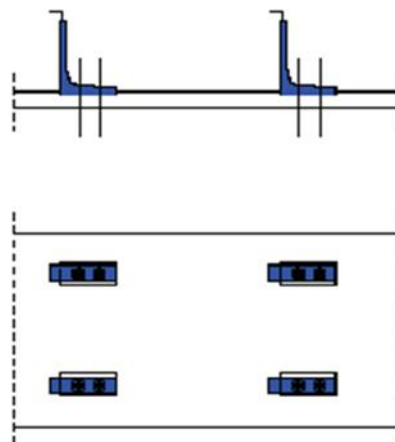
Fig. II-1 : Exemples de différents types de connecteurs

A. Connecteur en goujon à tête :

Il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement éventuel de la dalle de béton. C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.

**Fig.II-2 :** Connecteur en goujon à tête.**B. Connecteur en équerres :**

Il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiment.

**Fig. II-3 :** Connecteur en équerres (Hilti)

C. Connecteur en butées :

Leur utilisation plutôt rare, essentiellement dans les ponts, pour l'introduction locale d'efforts rasants ; Ils ne permettent pas la redistribution des efforts rasants.

L'essor de la construction mixte a conduit les fabricants à développer des formes très simples.

D'autres types des connecteurs sont actuellement à l'étude.

On peut citer les connecteurs en forme de « S » fabriqués à partir de l'acier d'armature de béton de diamètre 16 mm .d'autre type de connecteur appelé « connecteur linéaire en plaque perforée » est constitué d'une plaque métallique comporte des trous uniformément espacés

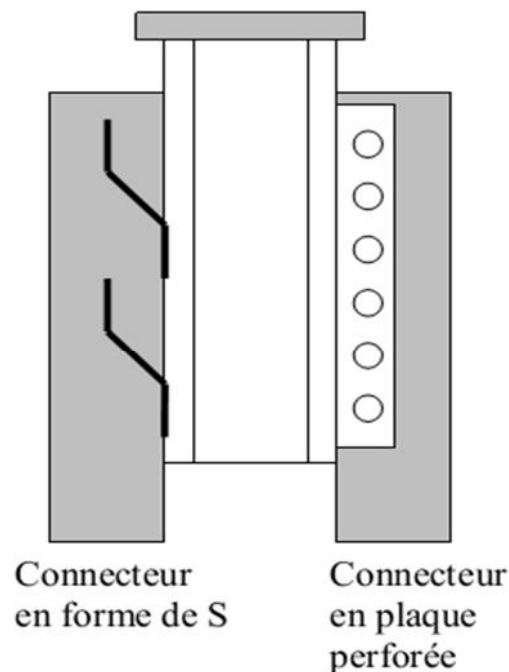


Fig.II-4 : Autres types de connecteurs

II.2.3. Principe de mise en place

Les connecteurs sont fixés sur la longueur de la poutre. Ils permettent de faire la liaison acier-béton. Dans le cas de connecteurs cloués, ils sont directement fixés à travers le bac. La mise en place est simple et rapide.

Dans le cas de connecteurs soudés, ils sont soudés aux poutres en usine et les bacs doivent être pré percés pour être posés.

II.2.4. Classification et comportement des connecteurs selon l'Eurocodes 4

Le règlement Européen l'Eurocodes 4 propose deux classes de connecteurs selon leur comportement :

- Les connecteurs ductiles
- Les connecteurs rigides

II.2.4.1. Connecteurs ductiles (souples)

Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse simplificatrice d'un comportement parfaitement plastique de la connexion en cisaillement. 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 : les connecteurs à goujon, boulons, crochets, arceaux, en équerre ou en cornière.

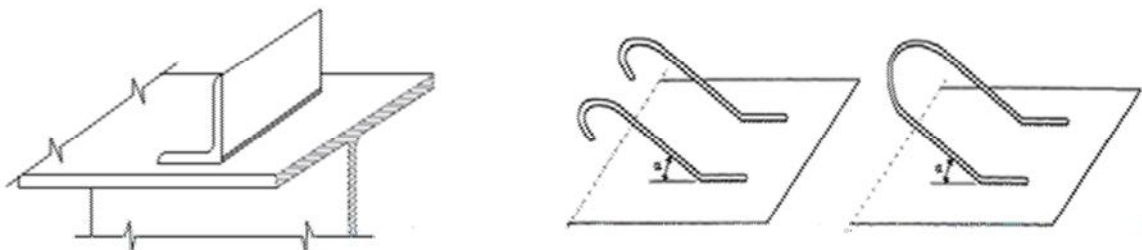


Fig.II-5 : Exemple de connecteurs ductiles

L'Eurocodes 4 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). 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. En Algérie, on a tendance à employer les connecteurs en arceau ou crochet pour assurer la liaison entre la dalle et la poutre métallique.

II. 2.4.2. 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, en U, en fer à cheval et plaque linéaire perforée.

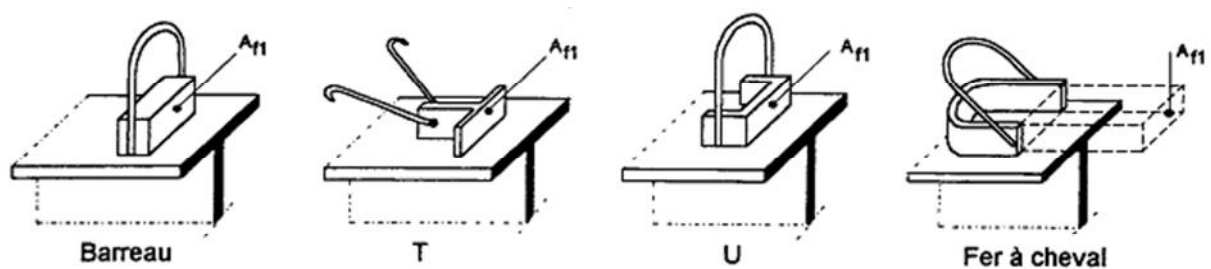


Fig. II-6 : Types de connecteurs en butée

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.

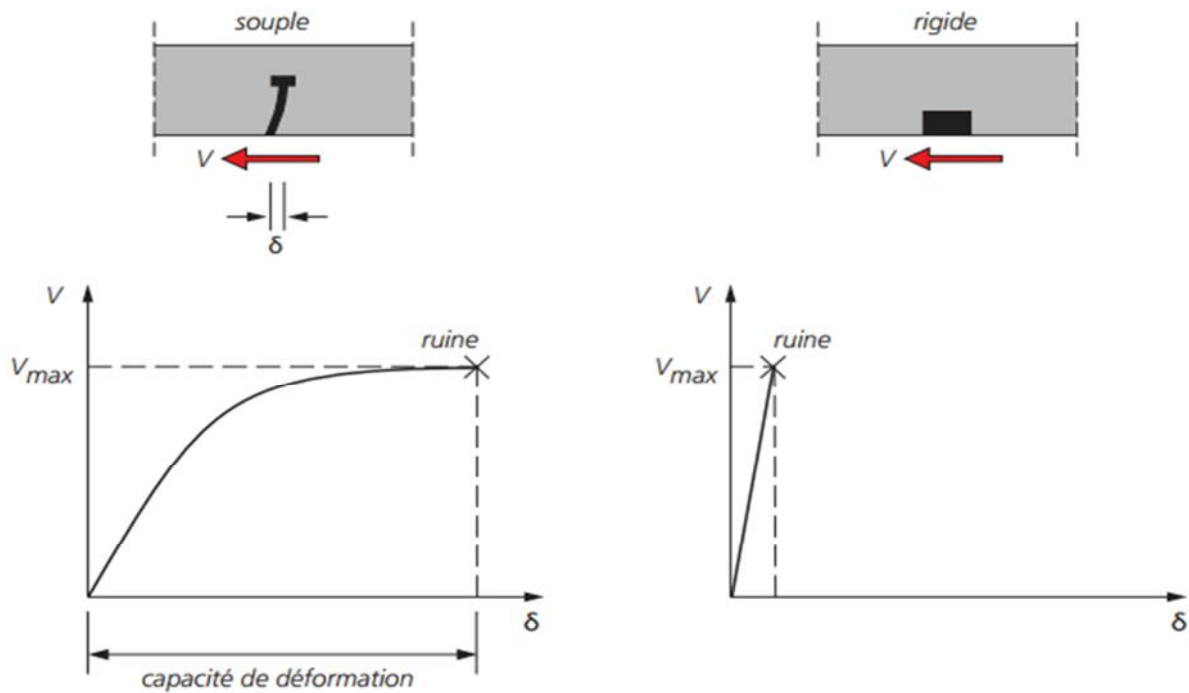


Fig. II-7 : comportement d'un connecteur souple et d'un connecteur rigide.

II.2.5. Propriétés des connecteurs

II.2.5.1. Résistance des connecteurs

La résistance d'un connecteur est la charge maximale P_{Rd} appliquée dans la direction considérée (dans la plupart des cas, parallèle à l'interface dalle de béton et poutrelle d'acier) que le connecteur est à même de supporter avant la ruine.

II.2.5.1.1. résistance au cisaillement

C'est la résistance spécifiée en dessous de laquelle on ne doit pas trouver plus de 5 % des résultats expérimentaux. Lorsqu'une valeur minimale garantie de résistance est spécifiée, elle est considérée comme la résistance caractéristique du matériau.

L'Eurocodes 4 exige :

- pour l'état limite d'utilisation, la valeur de γ_m peut être prise égale à 1,0.
- Pour l'état limite ultime, la valeur de γ_m dépend du mode de ruine et doit être prise égale à 1,3 pour l'écrasement du béton et à 1,0 pour la plastification de l'acier.

a) Goujons à têtes :

L'Eurocode 4 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.

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2}) \quad (\text{II.1})$$

Où :

La résistance au cisaillement du goujon :

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \quad (\text{II.2})$$

Résistance de l'écrasement du béton :

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} \frac{1}{\gamma_v}$$

(II.3)

Où l'on désigne par :

d : est le diamètre de la tige du goujon, comme indiqué sur la Figure

f_u : est la résistance spécifiée à la rupture en traction du matériau du goujon, dans la limite de 500 N/mm².

f_{ck} : est la résistance caractéristique d'un cylindre-éprouvette du béton à l'âge considéré.

$\alpha = 0,2 [(h/d) + 1]$ pour $3 \leq h/d \leq 4$;

$\alpha = 1$ pour $h/d > 4$

γ_v : coefficient partiel de sécurité est pris égal à 1.25.

E_{cm} : est la valeur nominale du module sécant du béton

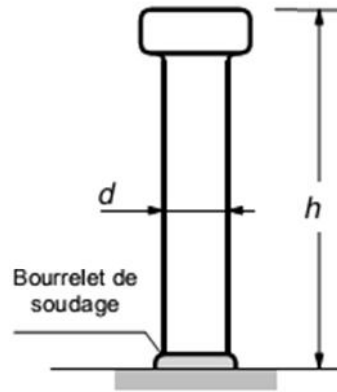


Fig.II-8 : Goujon soudé

➤ **Influence de la traction sur la résistance au cisaillement :**

Lorsque des goujons à tête sont soumis à un effort de traction direct en plus du cisaillement, il convient de prendre en compte son influence sur la résistance au cisaillement de calcul. À condition que l'effort de traction de calcul par goujon $F_{t,sd}$, ne soit pas supérieur à $0,1 P_{Rd}$, où P_{Rd} représente la résistance au cisaillement de calcul, l'influence de l'effort de traction peut être négligée.

Lorsque l'effort $F_{t,sd}$ est supérieur à $0,1 P_{Rd}$, il convient de vérifier la résistance au cisaillement en recourant à des essais.

b) Connecteurs en cornières soudées :

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

$$P_{Rd} = 10 \cdot b h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

b : la longueur de la cornière en mm.

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

Pour s'opposer au soulèvement de la dalle lorsque la poutre fléchit, une armature filante doit traverser l'aile de la cornière.

c) 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 $\alpha = 0.7$.

d) Connecteurs en butée :

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

$$P_{Rd} = \eta \cdot A_{f1} \cdot f_{ck} \frac{1}{\gamma_c} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

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

η : 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.

II.2.5.1.2. Espacement des connecteurs

Il convient que l'espacement entre axes de goujons dans le sens du cisaillement ne soit pas inférieur à **5d**.

Il convient que l'espacement dans le sens transversal au cisaillement ne soit pas inférieur à **4d** dans les renformis dont les bords sont inclinés à plus de 30° par rapport au plan de la membrure en acier, et à **2,5d** dans les autres cas.

Lorsque les goujons sont situés directement sur une âme en acier, il convient que le diamètre d'un goujon soudé ne soit pas supérieur à 2,5 fois l'épaisseur de la membrure ou de la plaque sur laquelle il est soudé.

II.2.5.1.3. Mode de chargement des connecteurs

Dans le cas d'une poutre mixte, complètement connecté travaillant dans le domaine élastique, le flux de cisaillement (force de cisaillement par unité de longueur) entre la dalle en béton et le profilé métallique peut être calculé à l'aide de la formule :

$$V_{el} = \frac{T \cdot S_c}{I_b \cdot n_{cl}} \quad (II.6)$$

Où :

Il résulte que les forces de cisaillement longitudinal à reprendre par la connexion vont dépendre de l'effort tranchant qui est présent.

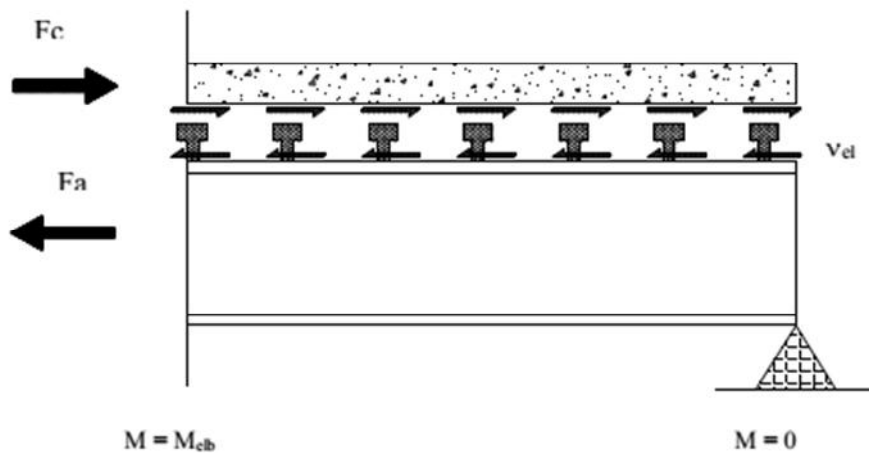


Fig.II-9 : efforts agissant sur l'interface acier-béton

II.3. DIFFERENTS TYPES DE CONNEXION

On peut classer la connexion comme suit :

II.3.1. 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.

II.3.2. Connexion partielle :

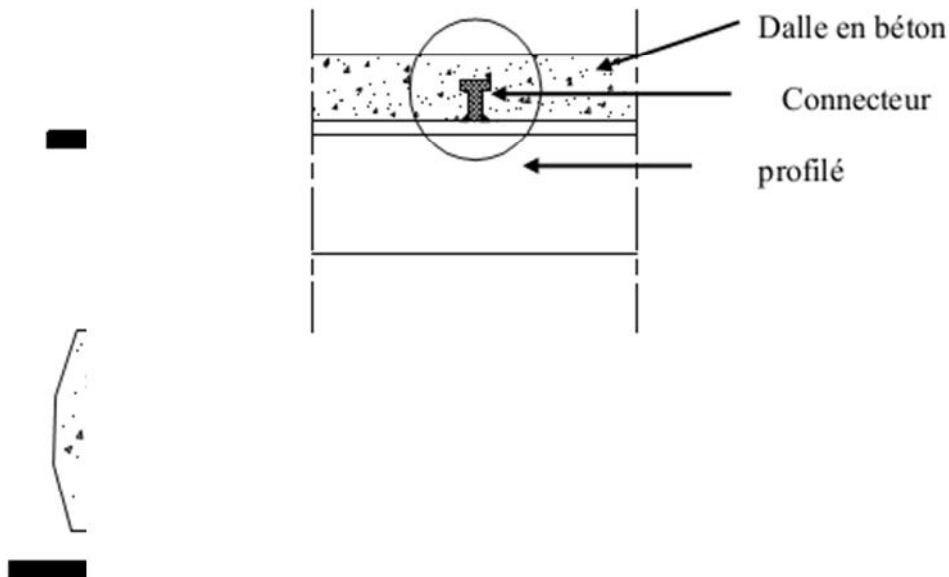
Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influe sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la connexion incomplète. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion.

II.4. MODES DE RUINE DES CONNEXIONS

II.4.1. Connecteurs en goujon

Les modes de ruine présentés dans l'EC-4 pour les connecteurs à goujon sont les suivant :

a. Avec dalle pleine :



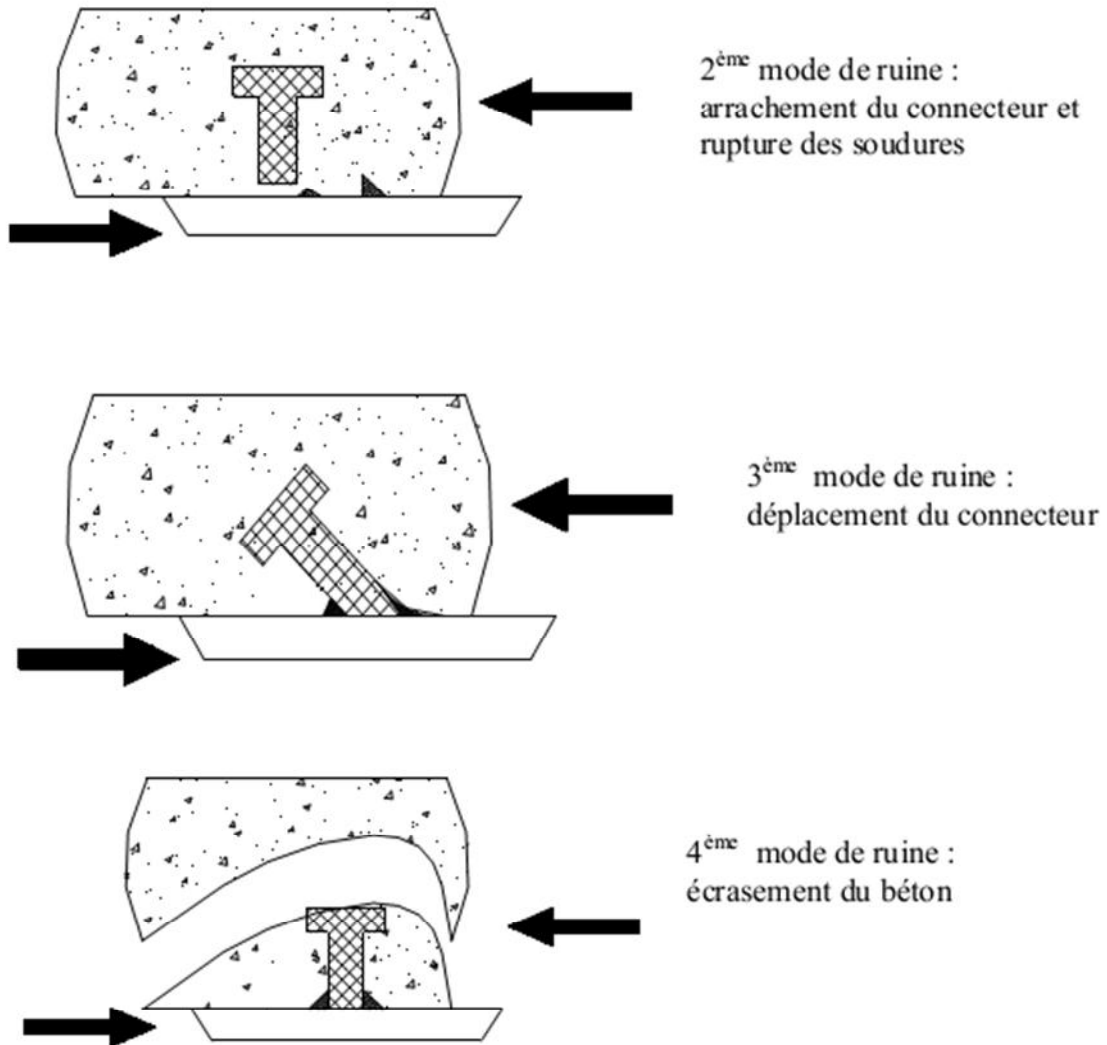
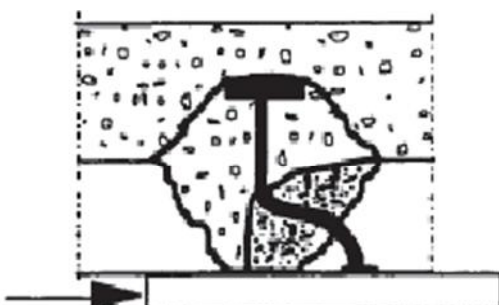
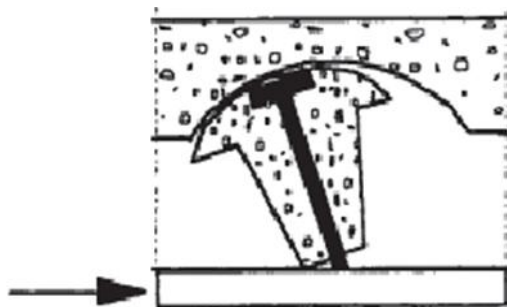


Fig. II-10 : Modes de ruine des connecteurs en goujon en présence de dalle pleine.

b. En présence de tôle profilée :



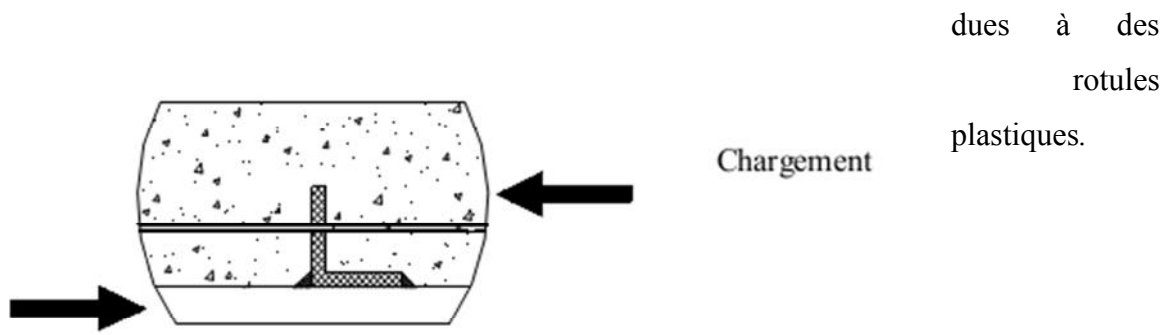
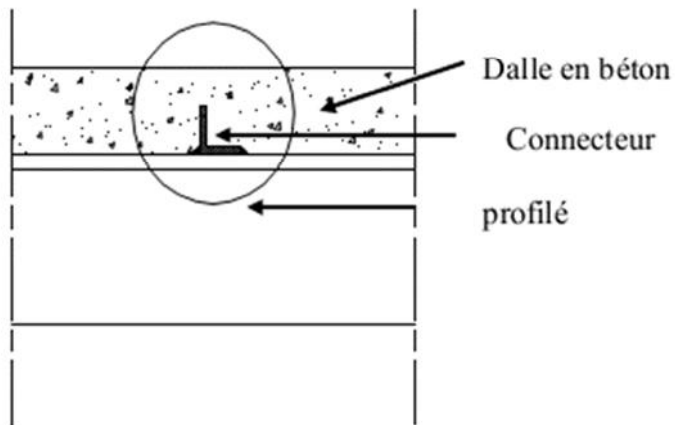


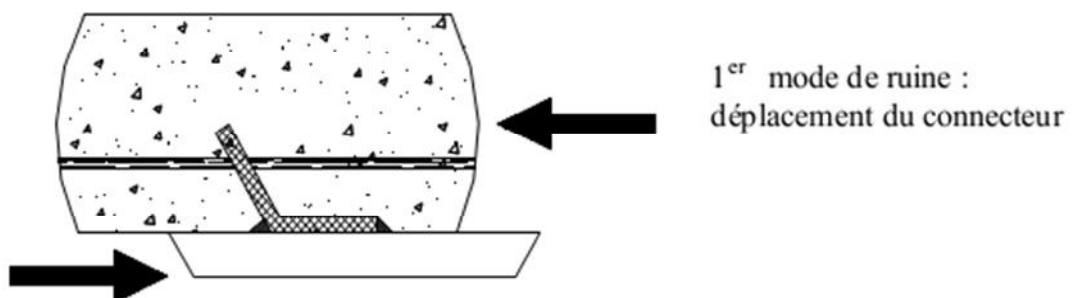
Fig. II-11 : Modes de ruine des goujons en présence d'une tôle profilée.

II.4.2. connecteurs en équerre



a) avec dalle pleine :

Leur comportement sous charge est semblable à celui des goujons.



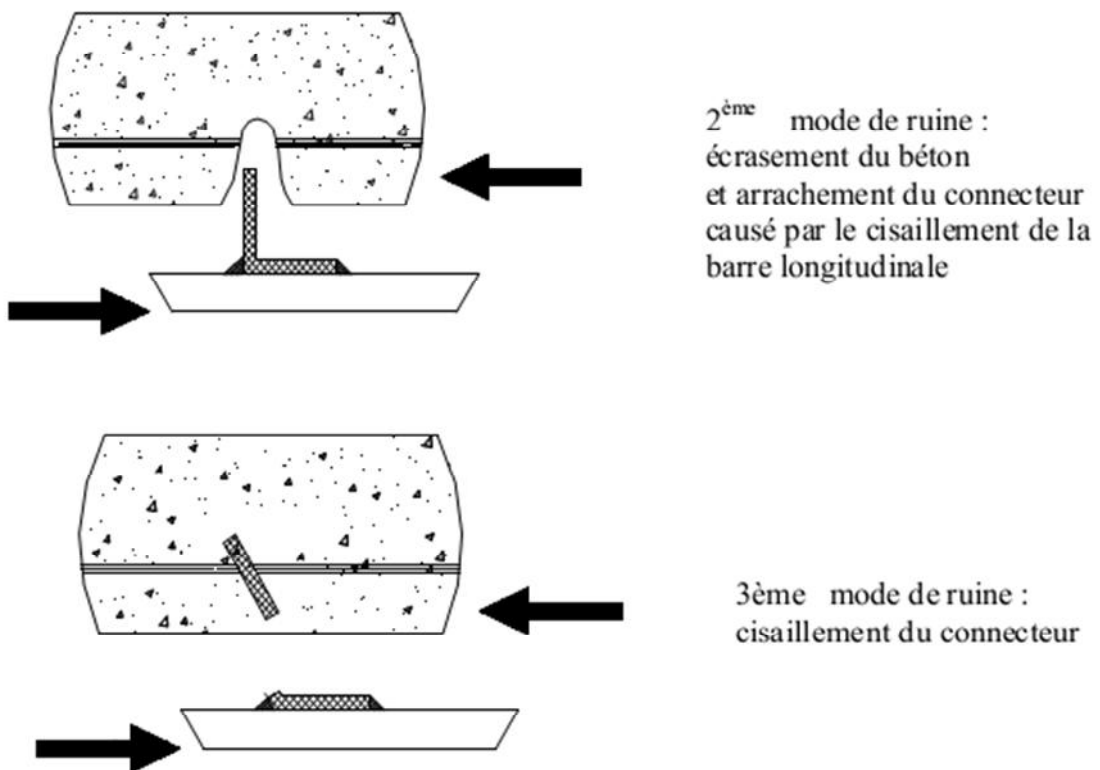
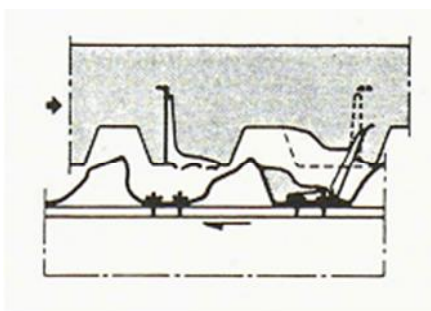


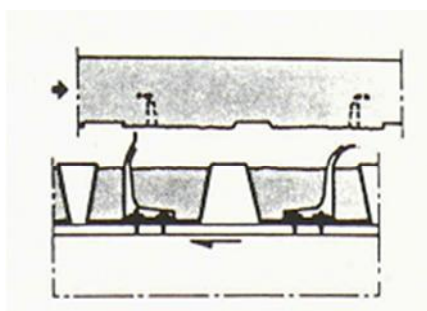
Fig. II-12 : Modes de ruine des connecteurs en cornière en présence d'une dalle pleine.

b) en présence de tôles profilées :

La présence des nervures de la tôle profilée provoque dans la plupart des essais des amorces de rupture du béton qui font que la charge maximale ne peut pas être maintenue lorsque le glissement acier-béton augmente.



Ruine par cisaillement et traction, se produisant à la suite de déformations très importantes de connecteur dues à des rotules plastiques.



La rupture du béton par cisaillement dans un plan situé juste au-dessus des nervures.

Fig.II-13 : Modes de ruine des connecteurs en cornière en présence d'une tôle profilée.

II.5. LES PROPRIETES DE LA CONNEXION MECANIQUE ACIER-BETON

Les propriétés de la connexion acier-béton sont déterminées par des essais de type Push-out, Ces essais doivent en particulier fournir la valeur de la charge de rupture, le mode de ruine et la courbe charge-glisement.

II.5.1. Essai push-out

Ils ont conçu des éprouvettes à partir d'un profil laminé HE A 140, sur lequel ont soudé les connecteurs. Deux dalles en béton viennent compléter l'éprouvette ; Elles ont une épaisseur de 150 mm et munie de quadrillages en acier T12 régulièrement espacé. Quatre types de connecteurs ont été employés : les connecteurs en goujon, les connecteurs en cornière, les connecteurs en forme de S et les connecteurs linéaires en plaques perforées. Ils se sont limités d'étudier uniquement l'influence du type de connecteur ainsi que le nombre de connecteurs par section. 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 leur orientations.

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 en Europe 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.

a) Connecteur en goujon :

- l'éprouvette est représentée sur la figure II-14 :

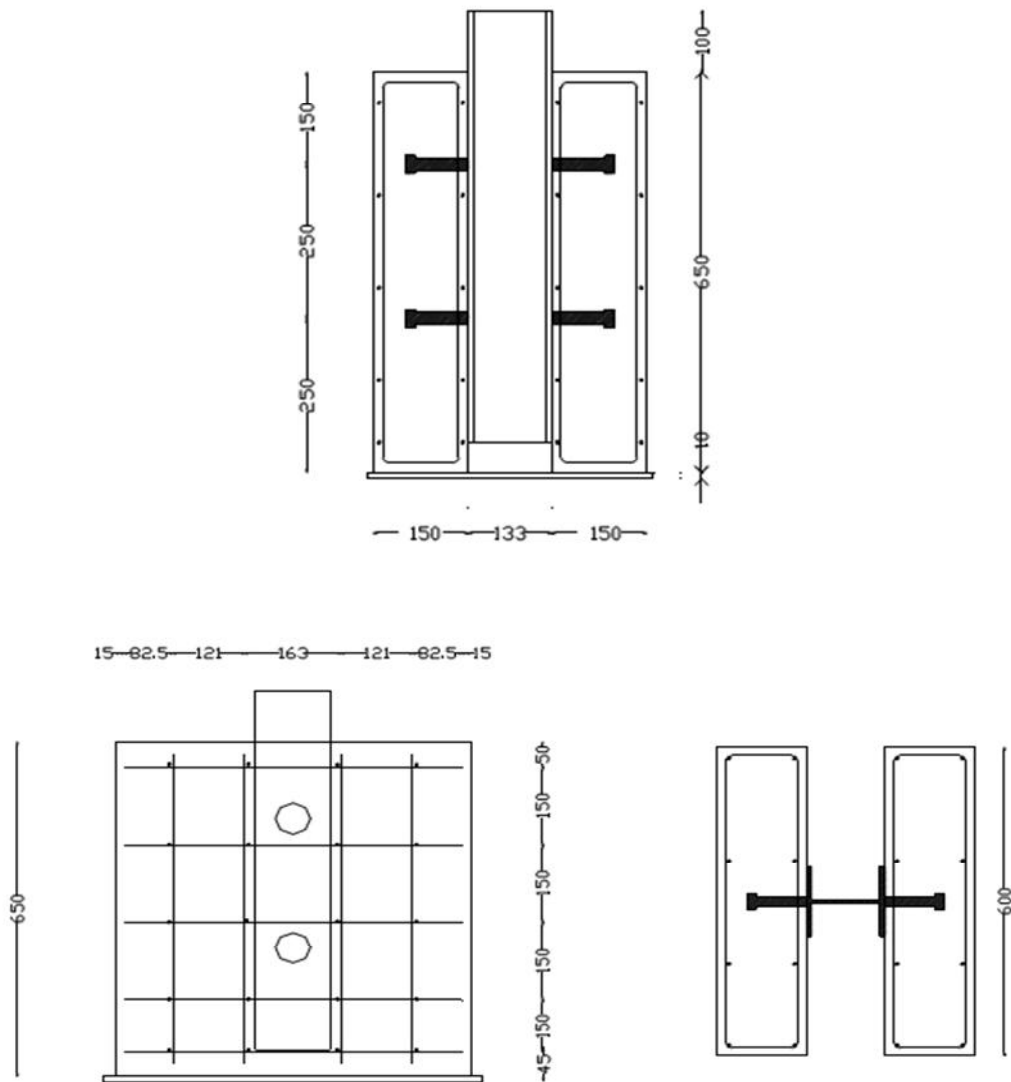


Fig. II-14 : Epreuve d'essai Push-Out. Cas des goujons.

b) Connecteur en cornière :

- l'éprouvette est représentée sur la figure II-15 :

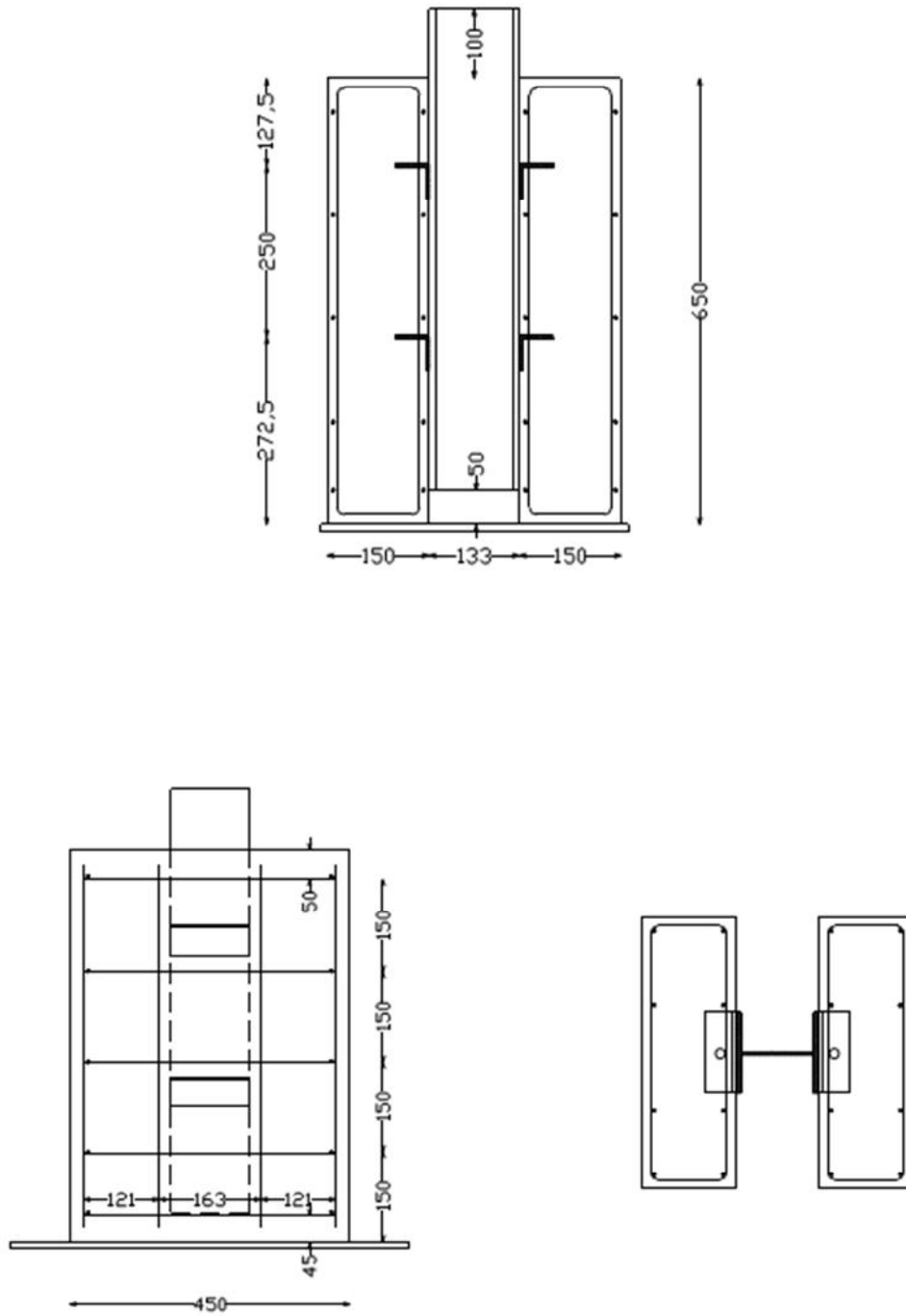


Fig. II-15 : Eprouvette d'essai Push Out –cas de connecteur en cornière.

Tableau II-1 : Caractéristiques géométriques des maquettes d'essais push-out.

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

II.5.2. Dispositif d'essai et moyens de mesures

Les essais ont été réalisés sur une machine d'essai universelle avec une force d'essai maximum égal à 2000 KN, 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 employé pour tous les éprouvettes testées. Les figures II-14 et II-15 montrent 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.



Fig. II-16 : Profilé métallique avant coulage des dalles.



Fig. II-17 : Epreuve finalisée avec dalles de béton.

II.5.3. Résultats d'essais et commentaires

Les résultats obtenus sur les différentes éprouvettes d'essais sont donnés au tableau II-2. Avec précision des modes de ruine correspondant à chaque maquette.

Tableau II-2 : Résultats d'essais

Essais	F_u (KN)	δ_u (mm)	F_s (KN)	δ_s (mm)	Mode de ruine
Un goujon	345	3	300	1.2	Rupture des connecteurs
Deux goujons	645	3.75	640	2.2	Eclatement du béton
Trois goujons	770	1.8	700	0.8	Eclatement du béton
Cornière	370	4.9	260	0.7	Rupture des connecteurs Arrachement des connecteurs
En forme de S	335	3.2	250	1.5	Plastification des connecteurs
Plaque perforée	675	4.8	610	2.0	Eclatement du béton

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.

A la suite des essais, ils ont obtenu deux grandes catégories de modes de ruine qui s'apparente en fait au comportement des connecteurs employés. 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 ce 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. Ils ont constaté que le connecteur en cornière présente une autre façon de ruine par arrachement, ce qui est rare malgré la présence de l'armature filante qui traverse l'aile de la cornière. Ceci est du vraisemblablement aux efforts de traction agissant sur le connecteur.

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, (figure II-18 : a et b). 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.



a- cas de trois goujons.

b- cas de deux goujons

Fig. II-18 : Cisaillement du béton.

a) Influence du type de connecteur :

Sur les figures II-19 et II-20, ils ont 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'ils ont 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 (ductile) on peut atteindre des forces de cisaillement de l'ordre de 350 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. Cela est dû 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.

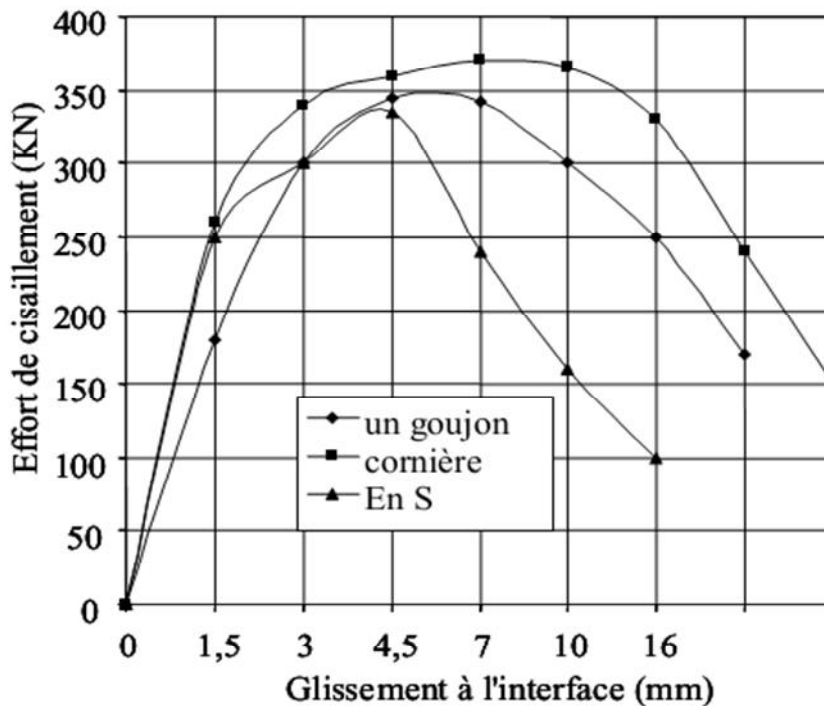


Fig.II-19 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du glissement à l'interface : Cas des connecteurs ductiles.

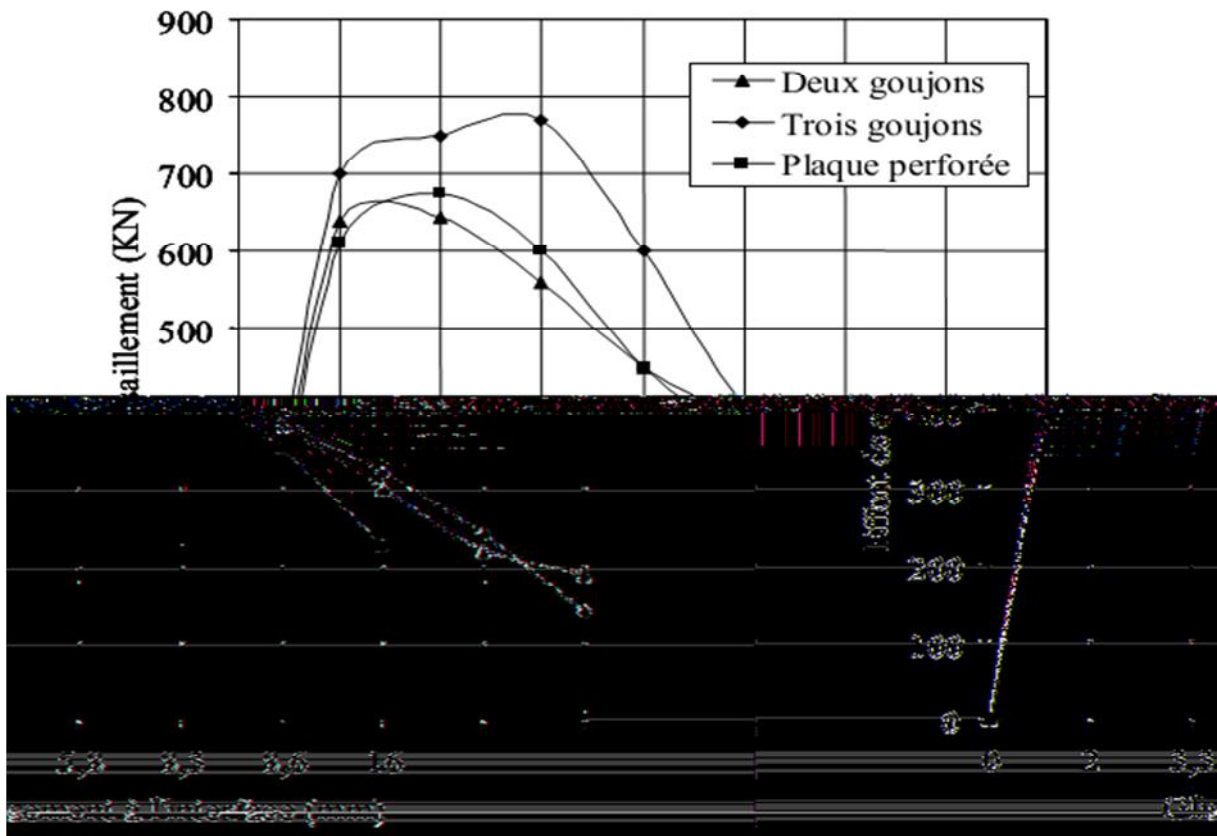


Fig.II-20 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du glissement à l'interface : Cas des connecteurs non ductiles.

En ce qui concerne l'état des dalles en béton armé, en présence des connecteurs ductiles ou souples, ils n'ont enregistré aucune anomalie bien 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. L'autre connecteur en cornière a subi d'énormes déformations 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 observée 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. 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

Ils ont 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.

b) 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 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.

Sur la figure II-20, 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 tous en restant dans des fourchettes raisonnables du point de vue économique et pratique.

II.6. CONCLUSION

L'analyse du comportement de la connexion acier-béton et des connecteurs de cisaillement, a permis de faire ressortir les paramètres qui ont une influence directe sur la connexion acier-béton dans les poutres mixtes, ainsi que 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.

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.

Chapitre III

Les connexions par adhérence

III.1. INTRODUCTION

Lors de la construction d'un ouvrage acier-béton, le mode de mise en place de la dalle en béton et sa connexion aux poutres maîtresses métalliques sont d'une importance prépondérante sur la durée des travaux et le comportement dans le temps de l'ouvrage.

Dans ce contexte, des solutions de connexion alternatives et novatrices sont en cours de développement.

III.2. CONNEXION PAR ADHERENCE

Le terme connexion par adhérence désigne une connexion dont la résistance n'est pas due à la compression du béton contre un connecteur ponctuel (les goujons) mais est due au cisaillement le long d'une ou de plusieurs interfaces entre la dalle en béton et la poutre en acier dont le moyen de la réaliser est les adhésifs. L'idée de la solution étudiée dans ce travail est attribuée à Dauner [Dauner 2002]. Ce type de connexion a été développé en recherchant la simplicité, tant pour le choix des matériaux que celui de la méthode de montage ou encore des détails de construction.

III.2.1. Les adhésifs structuraux

Ce sont des colles utilisées en génie civil dites 'structurales', c'est-à dire qu'elles sont capables de conférer à un assemblage une résistance équivalente à celle des matériaux qui le constituent, tout en assurant le transfert des contraintes entre les deux substrats. Leur résistance en cisaillement doit être supérieure ou égale à 7 MPa et les colles doivent être utilisables dans les conditions de chantier.

Les adhésifs, quel que soit leur état (liquide, pâte ou bien film), sont constituées de polymères organiques et appartiennent à l'une des trois catégories suivantes :

- **Les thermodurcissables :** Ils présentent une rigidité élevée et de très bonnes propriétés mécaniques.
- **Les thermoplastiques :** présentent en général des propriétés mécaniques inférieures à celles des thermodurcissables.
- **Les élastomères :** très souples et peu résistants, mais qui présentent une très forte adhésivité.

Dans les deux premières catégories, on trouve les grandes familles de résines utilisées en génie civil : les époxydes, les polyuréthanes, les composés acryliques et les polyimides.

Les époxydes sont généralement utilisés pour réaliser des connexions acier/acier ou acier /plastique et **acier-béton** qui seront soumis à des contraintes très élevées, notamment en cisaillement.

Ils présentent de nombreux avantages par rapport aux autres systèmes :

- excellente adhérence sur tous les substrats (tableau I-B-1),
- bonnes propriétés mécaniques,
- résistance aux agressions chimiques et prise en eau modérée,
- bonne tenue en température.

Cet ensemble de propriétés justifie la prédominance des **adhésifs époxy** dans le domaine du collage structural, quel que soit le secteur industriel considéré.

➤ **Les adhésifs époxy** se présentent sous deux formes : mono-composante ou bi-composante.

➤ **La forme mono-composante**

Est souvent présentée sous forme de film ou de pâte contenant une résine époxyde et un durcisseur, la réticulation se fait à chaud.

➤ **La forme bi- composante**

La résine époxyde et le durcisseur, tous deux liquides, sont mélangés entraînant la réticulation.

➤ **La résine époxyde**

Constitue un large groupe de polymères comportant des groupes époxydes sur leur structure moléculaire. Il s'agit d'une fonction chimique comportant un atome d'oxygène ponté sur une liaison carbone-carbone formant un cycle.

III.3.ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES CONNEXIONS PAR ADHERENCE

III.3.1. Les recherches effectuées sur les connexions par adhérence

L'étude des connexions par adhérence ainsi que des poutres mixtes avec de telles connexions se base entre autres sur des travaux déjà effectués dans les domaines suivants : comportement des interfaces cisillées, possibilités de connexions pour dalles préfabriquées et dimensionnement des ponts mixtes acier - béton, en particulier avec des connexions rigides et peu ductiles.

De nombreuses recherches ont été effectuées sur le comportement au cisaillement d'éléments métalliques noyés dans le béton (barres d'armatures). Quelques études, certes moins nombreuses, ont toutefois été réalisées sur le comportement des interfaces planes cisillées entre l'acier et le béton.

L'idée de réaliser la connexion dans une poutre mixte en utilisant le frottement ou l'adhérence entre l'acier et le béton n'est pas récente. Adekola [Adekola 1968] mentionne déjà la possibilité de réaliser des poutres en acier enrobées de béton en utilisant comme seule connexion l'adhésion chimique entre l'acier et le béton. Cette pratique est toutefois rendue peu fiable car le simple effet du retrait peut entraîner la rupture, fragile, de l'adhésion chimique.

- Pour améliorer l'adhésion entre l'acier et le béton, certains chercheurs ont proposé d'utiliser des mortiers à base d'époxy dans l'interface acier - béton (figure III-1). La faisabilité et la durabilité de ce type de connexion a été démontrée par la construction de nombreux ponts d'importance secondaire avec des portées jusqu'à 50 m [Hänsch 1993]. Aucune dégradation n'a été observée jusqu'à aujourd'hui [Dauner 2005].

- Des recherches plus récentes ont été effectuées en France [Bouazaoui 2004] avec des dalles préfabriquées et collées à l'aide d'une résine époxy sur les poutres en acier. Une solution industrielle entièrement préfabriquée liant la poutre en acier à la dalle en béton à l'aide d'une couche d'adhérence sur le haut de l'âme d'une poutre sans aile supérieure est également proposée sur le marché [Rostruclab].

Aucune base scientifique n'a pu être trouvée pour justifier les résistances avancées par ce fabricant.

- Pour augmenter le frottement, Beck [Beck 1972] a proposé de précontraindre verticalement la dalle préfabriquée sur l'aile supérieure des poutres en acier à l'aide de boulons HR. Ce système permet de tenir compte du frottement naturel entre les deux matériaux, dont l'intensité est proportionnelle à la contrainte de compression à l'interface, conformément à la loi de Coulomb. Si le précontraint est suffisant, les goujons peuvent être complètement abandonnés.

- Chapman [Chapman 1968] et, semble-t-il de manière indépendante, Janss et Piraprez [Janss 1975] ont proposé d'utiliser une tôle d'acier pourvue de stries qui améliorent la

résistance au frottement et qui possède une résistance au cisaillement en absence de compression grâce à la rugosité de l'interface acier - béton. Leurs études sont uniquement expérimentales et visent plutôt à réduire le nombre de goujons qu'à les supprimer complètement. Ces recherches n'ont pas abouti à des propositions concrètes pour le dimensionnement.

- Dauner [Dauner 2005] a étudié le comportement de connexions par adhérence telles qu'illustrées à la figure III-4 sur la base d'essais push-out essentiellement. Ces essais ont été effectués sur une géométrie particulière et en observant l'effet de quelques paramètres. Ils ne fournissent toutefois pas de résultats quant au comportement d'une poutre mixte acier - béton avec une connexion par adhérence.

III.3.2. Quelques idées prometteuses des connexions par adhérence pour les dalles préfabriquées

- L'utilisation de colle ou de mortier à base d'époxy [Burkhardt 1975, Hänsch 1993] permet la création très simple d'une liaison rigide et résistante sans détails constructifs complexes (figure III-1).

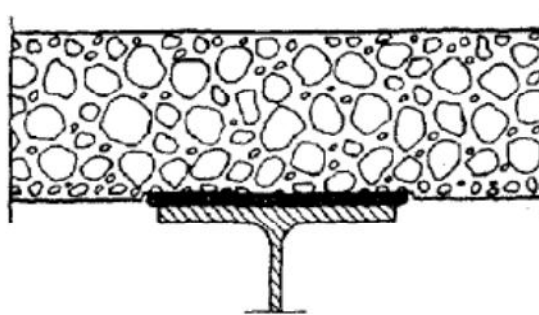


Fig. III-1 : mortier à base d'époxy [Burkhardt 1975].

- La création d'une nervure longitudinale (figure III-3) dans la face inférieure de la dalle [Yamane 1998] dans laquelle se logent les connecteurs et qui est remplie de coulis, de mortier ou de béton après précontrainte longitudinale de la dalle permet de précontraindre efficacement la dalle et de limiter les problèmes de fissuration sur la face supérieure de la dalle.

- L'utilisation de connecteurs linéaires (connexion mixte : mécanique et adhérence) [Leonhardt 1987, Studnicka 2000, Poot 2001, Takami 2005] à la place des goujons à tête (figure III-2) permet de mieux répartir l'introduction des efforts dans la dalle et de limiter les concentrations de contraintes qui provoquent la fissuration.

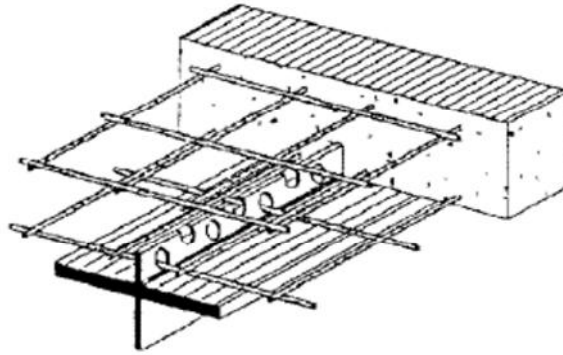


Fig. III-2: Connecteur linéaire [Studnicka 2000].

- La création d'une nervure longitudinale (figure III-3) dans la face inférieure de la dalle [Yamane 1998] dans laquelle se logent les connecteurs et qui est remplie de coulis (association des de deux connexions mécaniques et adhérence), de mortier ou de béton après précontrainte longitudinale de la dalle permet de précontraindre efficacement la dalle et de limiter les problèmes de fissuration sur la face supérieure de la dalle.

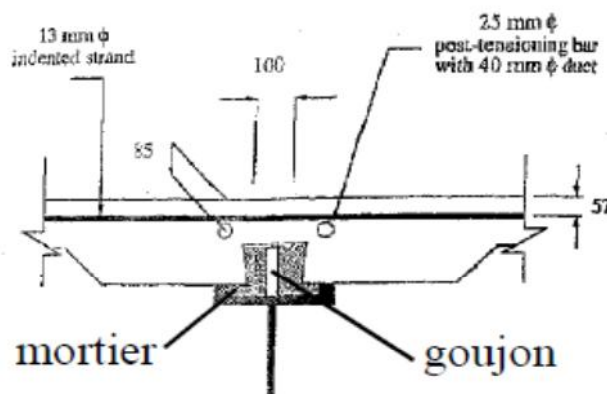


Fig. III-3 : Nervure longitudinale [Yamane 1998].

III.3.3. Exemple de connexion par adhérence

Cet exemple concrétise les différentes idées illustrées précédemment. Une dalle préfabriquée pourvue d'une nervure longitudinale dans sa face inférieure est posée sur les poutres en acier. Ces poutres sont munies, sur l'aile supérieure, d'un connecteur linéaire dont la surface est bosselée ou rugueuse, par exemple une tôle striée. La surface supérieure de l'aile peut être couverte d'une couche d'accrochage, dite couche d'adhérence, pour augmenter la surface cisailée et par conséquent la résistance de la connexion. Les surfaces de la dalle en béton en contact avec le coulis de ciment sont rendues rugueuses par l'emploi d'un retardateur de prise (béton lavé), par hydro démolition ou à l'aide d'un moyen mécanique. Après précontrainte des dalles préfabriquées, un coulis de ciment est injecté depuis une extrémité de l'ouvrage dans l'espace entre la dalle en béton et la poutre en acier pour réaliser la connexion.

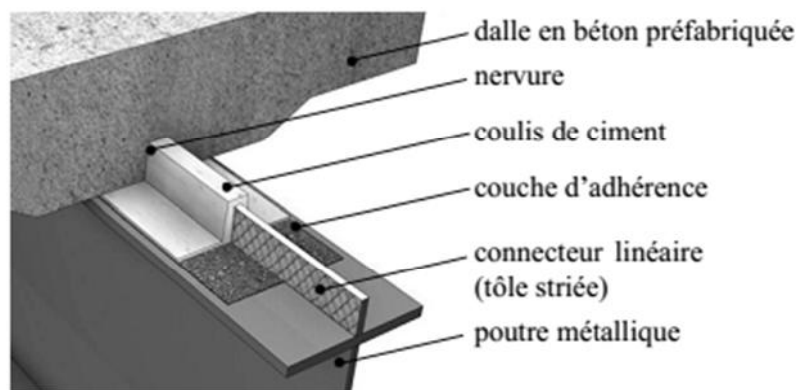


Fig. III-4 : Exemple de connexion par adhérence.

L'effort rasant v est d'abord transmis de la dalle en béton au coulis de ciment par cisaillement de l'interface béton - coulis de ciment. Cet effort est ensuite transmis du coulis de ciment à la poutre en acier par cisaillement des interfaces coulis de ciment - couche d'adhérence d'une part et coulis de ciment - tôle striée d'autre part.



Fig.III-5 : couche d'adhérence,



Fig.III-6 : béton rugueux.

III.4. COMPORTEMENT DES CONNEXIONS PAR ADHERENCE

Le comportement cinématique et statique des interfaces cisillées a été étudié et des modèles simples ont été développés pour décrire ce comportement.

La figure illustre le comportement mécanique d'une connexion par adhérence. Les interfaces sont donc comprimées par des contraintes σ_{conf} , cisillées longitudinalement sous l'effet du glissement s et cisillées transversalement sous l'effet des écartements u_i . Les contraintes σ_{conf} augmentent considérablement la résistance au cisaillement des interfaces et confèrent sa résistance à la connexion.

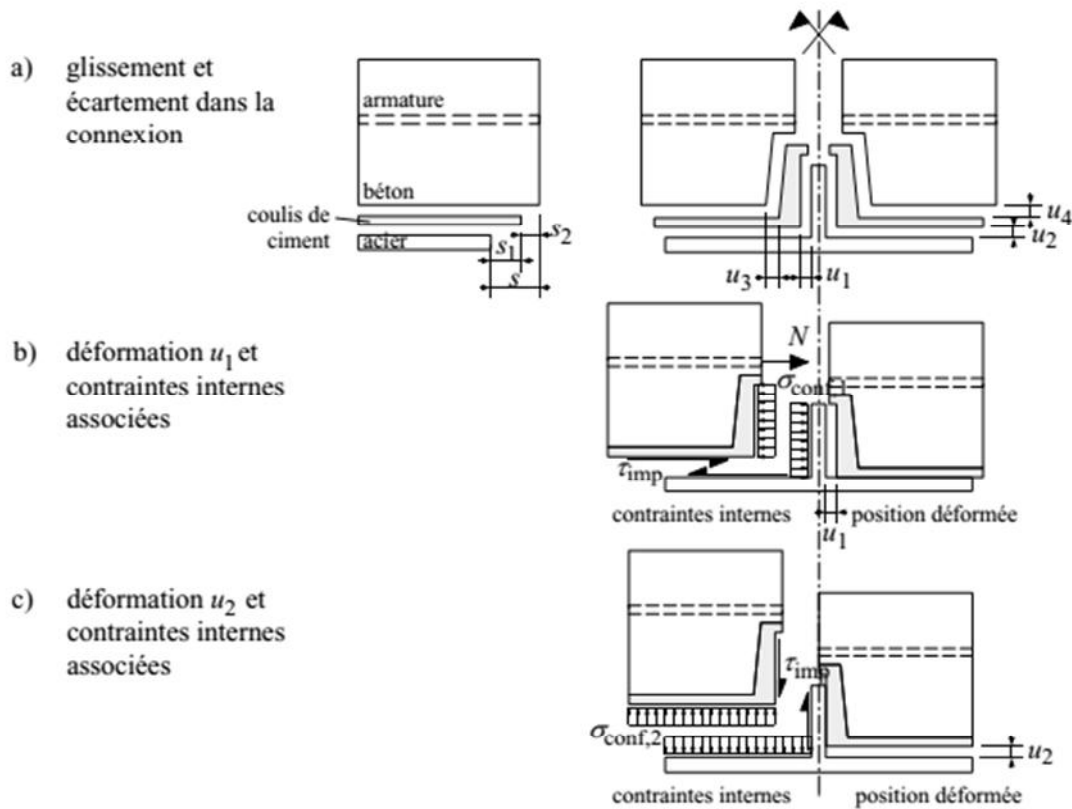


Fig.III-7 : Comportement mécanique de la connexion

Lorsqu'un glissement s se produit entre l'acier et la dalle en béton, il se répartit entre les différentes interfaces au prorata des rigidités en un glissement s_1 entre la poutre métallique et la couche d'adhérence (le coulis de ciment) et un glissement s_2 entre le coulis de ciment et la dalle (figure III.5 a)). Sous l'effet de ce glissement, les deux matériaux en contact à chaque interface ont tendance à s'écarter, comme cela a été observé lors des essais de cisaillement direct [ICOM-2005]. Les écartements ainsi produits sont notés u_1 et u_3 dans la direction perpendiculaire à la tôle striée et u_2 et u_4 dans la direction perpendiculaire à l'aile.

Si l'on considère maintenant uniquement l'écartement u_1 entre la tôle striée et le coulis d'injection (figure III.5 b)), cet écartement est partiellement empêché par l'effet conjugué de la couche d'adhérence sur l'aile de la poutre et de la dalle en béton (armature). Ce confinement impose :

- des contraintes de cisaillement τ_{imp} dans les interfaces entre la couche d'adhérence et le béton,

- des efforts de traction et de flexion dans la dalle, symbolisés par la force N dans l'armature,

Par équilibre, les contraintes de cisaillement τ_{imp} dans les interfaces et la force N dans l'armature induisent des contraintes de compression $\sigma_{conf,1}$ agissant perpendiculairement au connecteur. En exprimant séparément la part due au confinement de l'interface et la part due au confinement de la dalle en béton, cette contrainte $\sigma_{conf,1}$ peut s'écrire:

$$\sigma_{conf,1} = \sigma_{imp,1} + \sigma_{dalle,1} \quad (III.7)$$

De manière similaire et comme illustré à la figure III-5 c), l'interface tôle striée - coulis de ciment produit un effet de retenue contre l'écartement u_2 entre la couche d'adhérence et le coulis de ciment. Des contraintes de cisaillement τ_{imp} sont ainsi créées dans l'interface tôle striée - coulis de ciment. Ces contraintes induisent des contraintes de compression $\sigma_{conf,2}$ agissant perpendiculairement à l'aile de la poutre. Il est important de noter que dans le cas d'un écartement u_2 , et contrairement au cas de l'écartement u_1 , il n'existe aucun effet de confinement dû à la dalle en béton. La contrainte $\sigma_{conf,2}$ peut donc s'écrire :

$$\sigma_{conf,2} = \sigma_{imp,2} \quad (III.8)$$

Les mêmes considérations peuvent être faites avec les écartements u_3 et u_4 , qui créent des contraintes de cisaillement imposées τ_{imp} ainsi que, dans le cas de l'écartement u_3 , une force N dans l'armature. De manière similaire au phénomène décrit pour les écartements u_1 et u_2 , les écartements u_3 et u_4 produisent des contraintes normales σ_{conf} équilibrant les contraintes τ_{imp} et, dans le cas d'un écartement u_3 , équilibrant la force N dans la dalle.

III.5. RESISTANCE A L'EFFORT RASANT :

L'effort rasant est l'effort de cisaillement longitudinal que la connexion doit transférer à l'interface entre la dalle en béton et la poutre métallique.

La connexion doit résister à un effort rasant agissant avec différentes intensités et différentes durées selon le critère considéré. Les différents critères considérés pour la résistance à l'effort rasant sont les suivants :

III.5.1. Le critère de sécurité structurale sous charges statiques (résistance ultime)

Il s'exprime par la condition :

$$\frac{v_{Rk}}{\gamma_v} \geq v_{Ed} \text{ , pouvant être écrit sous la forme } v_{Rk} \geq v_{Ed} \gamma_v \quad (\text{III.1})$$

v_{Rk} : valeur caractéristique de la résistance à l'effort rasant de la connexion.

v_{Ed} : valeur de calcul de l'effort rasant, déterminée avec des charges pondérées par des facteurs de charge.

γ_v : facteur de résistance pour la connexion, $\gamma_v = 1.25$ [SIA-264 2003].

III .5.2. Le critère de sécurité structurale sous charges de fatigue (résistance à la fatigue)

Il s'exprime par la condition suivante :

$$\Delta v_c \geq v_{E2} \gamma_{fat} = \lambda \cdot \Delta v(Q_{fat}) \gamma_{fat} \quad (\text{III.2})$$

Δv_c : résistance à la fatigue de la connexion pour 2 millions de cycles de contraintes.

v_{E2} : différence entre la valeur minimale et maximale de l'effort rasant équivalente à 2 millions de cycles.

γ_{fat} : facteur de résistance pour la fatigue, $\gamma_{fat} = 1.35$ pour la connexion acier - béton d'une poutre mixte [SIA-263 2003].

λ : facteur global de correction tenant compte du volume de trafic et de la durée d'utilisation.

$\Delta v(Q_{fat})$: différence entre la valeur minimale et maximale de l'effort rasant dû aux charges de fatigue Q_{fat} .

III.5.3. Le critère d'aptitude au service

Il s'exprime par la condition suivante :

$$C_d \geq v_{Ed} \quad (\text{III.3})$$

C_d : Limite de service.

v_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort rasant, déterminée avec des charges au niveau de service.

La détermination des valeurs de v_{Rk} , Δv_c et C_d est abordée en détail dans la thèse de Michel THOMANN 2005 (chapitres 3 à 6). La détermination de v_{Ed} et v_{E2} se calcule selon les normes en vigueur, soit en Suisse selon les normes SIA 260.

L'effort rasant est l'effort principal sollicitant la connexion. La résistance requise à l'effort rasant se calcule généralement pour les ponts selon un calcul élastique des efforts intérieurs [SIA-264 2003].

L'équilibre des forces horizontales dans deux sections voisines permet de calculer l'effort rasant élastique v_{el} selon la relation (III.4) [Frey 1994]. Cette relation prend également en compte les effets dus à une différence de température ΔT entre la poutre en acier et la dalle en béton. En cas d'utilisation de dalles préfabriquées, une partie importante du retrait se fait avant réalisation de la connexion. Si la préfabrication des dalles en béton est effectuée suffisamment à l'avance, le retrait peut même être totalement négligé. Il est intéressant de relever que le retrait produit des efforts aux extrémités de l'ouvrage dont le sens est opposé à celui des efforts produits par le trafic et l'échauffement de la dalle. Par conséquent, négliger le retrait est conservateur pour estimer la valeur requise de la résistance à l'effort rasant.

$$v_{el} = \sum \frac{V_i S}{I_{bi} n_i} + v_{\Delta T} \quad (\text{III.4})$$

V_i : effort tranchant dans une poutre mixte dû à une charge i agissant sur la section mixte

S : moment statique de la dalle de largeur b_{eff} par rapport à l'axe neutre de la poutre mixte

I_{bi} : inertie d'une poutre mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence élastique n_i .

n_i : coefficient d'équivalence élastique (varie en fonction de la durée d'application de la charge créant l'effort V_i).

$v_{\Delta T}$: effort rasant dû à l'introduction dans la dalle de l'effort normal créé par une différence de température ΔT sur la hauteur de la section.

Les relations (III.5) et (III.6) [Lebet 2006.1] permettent de calculer l'effort rasant $v_{\Delta T}$ agissant sur une longueur $L=b_{eff}$ à partir de la culée dû à l'introduction de la force $N_{\Delta T}$ et du moment $M_{\Delta T}$ associé. Sur les appuis intermédiaires, le gradient de température ne produit pas d'effort rasant [Ducret1997].

$$v_{\Delta T} = \frac{A_a}{b_{\text{eff}}} \left(\frac{N_{\Delta T}}{A_b} + \frac{M_{\Delta T}(z_b - z_a)}{I_b} \right) \quad (\text{III.5})$$

$$N_{\Delta T} = \alpha_{th} \Delta T \cdot E_{c0} \cdot A_c \quad \text{et} \quad M_{\Delta T} = N_{\Delta T}(z_c - z_b) \quad (\text{III.6})$$

A_a : aire de la section d'une poutre métallique.

A_c : aire de la section de la dalle en béton calculée avec la largeur efficace b_{eff} .

A_b : aire équivalente de la section d'une poutre mixte, $A_b = A_a + A_c / n_0$ où : n_0 est le coefficient d'équivalence élastique de courte durée.

$N_{\Delta T}$: effort normal dans la section mixte dû à ΔT .

$M_{\Delta T}$: moment de flexion dans la section mixte dû à ΔT .

z_a : position du centre de gravité de la poutre métallique.

z_c : position du centre de gravité de la section en béton.

z_b : position du centre de gravité de la section mixte.

III.6. CALCUL ELASTIQUE DE LA RESISTANCE EN SECTION ET DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT

L'effort rasant entre deux sections distantes de dx correspond à la différence d'effort normal dans la dalle entre les sections et peut être calculé à l'aide de la relation suivante :

$$v_E(x) = \frac{dN_c(x)}{dx} = \sum \frac{V_i(x)S}{I_{bi}n_i} \quad (\text{III.9})$$

$N_c(x)$: effort de compression dans la dalle.

x : distance mesurée le long de l'axe longitudinal de la poutre.

$V_i(x)$: effort tranchant dans une poutre mixte dû à une charge i agissant sur la section mixte.

S : moment statique de la dalle de largeur b_{eff} par rapport à l'axe neutre de la poutre mixte.

I_{bi} : inertie d'une poutre mixte, calculée avec le coefficient d'équivalence élastique n_i

n_i : coefficient d'équivalence élastique (varie en fonction de la durée d'application de la charge créant l'effort V_i).

A cette valeur de v_E doivent encore être ajoutés selon le cas les efforts rasants dus :

- à l'introduction de la précontrainte longitudinale et des autres forces horizontales concentrées,
- à la différence de température entre la dalle et la poutre en acier,
- au retrait du béton.

Le calcul de l'effort rasant dû à l'introduction des forces concentrées est traité dans [Johnson 2001] ainsi que, de manière plus simplifiée, dans l'EC-4 partie 2 [EC-4.2 2005]. Le calcul de l'effort rasant dû à la différence de température et au retrait est traité dans [Lebet 2006.1].

III.7. CALCUL PLASTIQUE ET ELASTIQUE DE LA RESISTANCE EN SECTION ET DE LA DISTRIBUTION DE L'EFFORT RASANT

III.7.1. Distribution simplifiée de l'effort rasant

III.7.1.1. Contraintes et forces internes en section

La figure III-8 b) illustre la distribution des contraintes dans les trois sections indiquées sur la figure III-8 a). Lorsque le moment de flexion M_E est plus grand que le moment de résistance élastique de la section $M_{el,R}$, des déformations plastiques se produisent, rendant la deuxième égalité de la relation (III.1) non valable puisque basée entre autres sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire des matériaux. Généralement, la plastification de la section sous moment positif s'accompagne également d'un déplacement de l'axe neutre vers le haut.

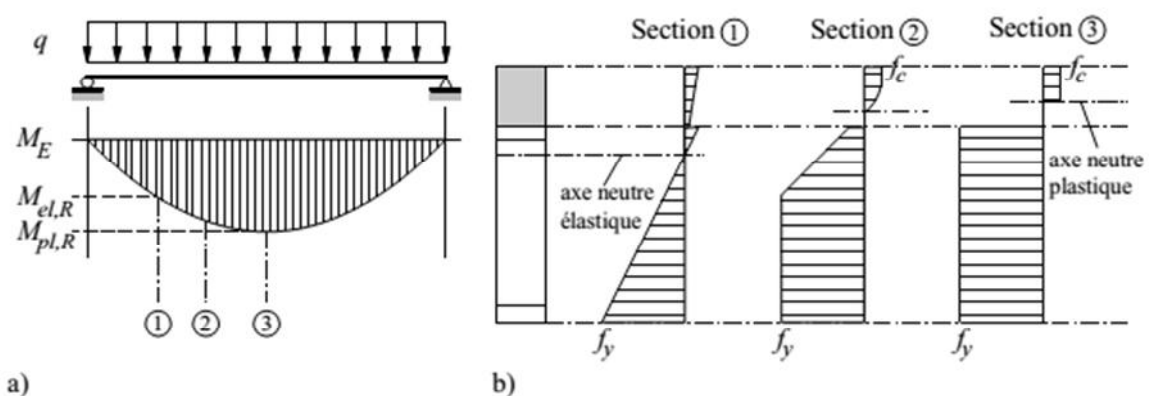


Fig.III-8 : Distribution des contraintes dans les sections comprises entre $M_E = M_{el,R}$ et M

$$E = M_{pl,R}$$

Le moment de flexion M_E agissant à l'axe neutre de la section mixte peut être décomposé en une somme de trois termes comme exprimé par l'équation (III.10). Cette décomposition est illustrée à la figure III-9.

$$M_E = M_a + M_c + N_c z \quad (III.10)$$

M_a : moment de flexion partiel agissant sur la section en acier

M_c : moment de flexion partiel agissant sur la section en béton

N_c : effort de compression agissant dans la dalle en béton (égal à l'effort de traction agissant dans la poutre métallique).

z : distance entre le centre de gravité de la section en acier et la moitié de la hauteur comprimée x_c de la dalle en béton.

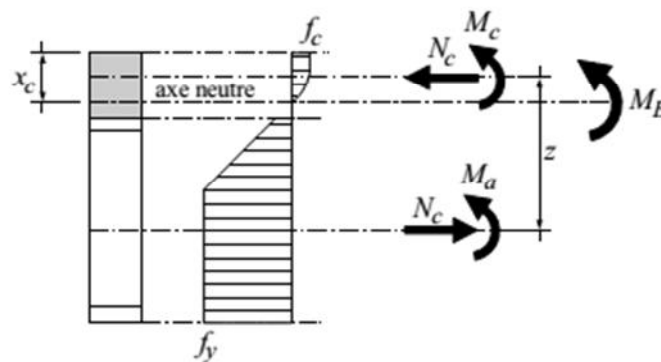


Fig. III-9 : Décomposition du moment de flexion en forces internes.

La figure III-10 illustre de manière schématique la distribution des forces internes et de l'effort rasant, calculé comme la variation de N_c par unité de longueur, le long de l'axe de la poutre. Dans les zones A, où $M_E \leq M_{el,R}$, les forces internes croissent proportionnellement à M_E . Comme l'a montré Döinghaus [Döinghaus 2001], dans la zone B où $M_E > M_{el,R}$ les moments M_a et M_c décroissent jusqu'à valoir zéro à mi-travée, alors que le couple $N_c z$ croît sur-proportionnellement. La force N_c croît également sur-proportionnellement avec M_E dans la zone B. La conséquence de cette croissance sur-proportionnelle est une augmentation de l'effort rasant v_E dans la zone B.

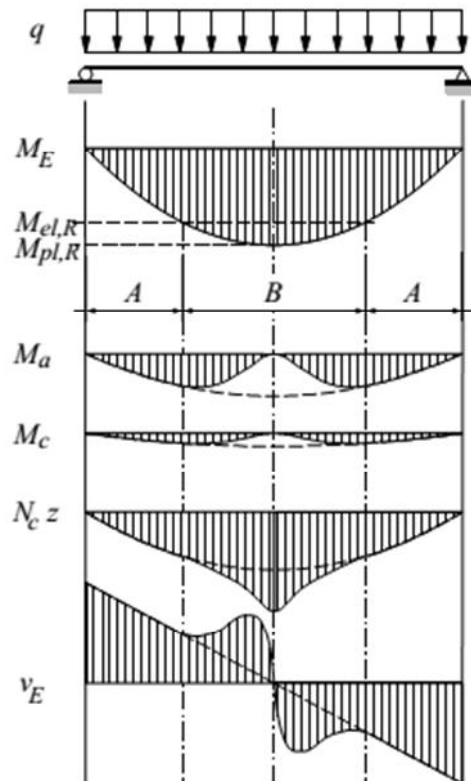


Fig. III-10 : Distribution des forces internes et de l'effort tranchant le long de l'axe de la poutre.

III.7.1.2. Relation entre M_E et N_c

La figure III-11, reproduite d'après [Stark 1989] et [EC-4.1.1 2004], illustre la relation entre le moment de flexion M_E et l'effort normal correspondant dans la dalle en béton N_c pour une construction non étayée et une section monolithique, c'est-à-dire dans laquelle aucun glissement ne se produit conformément à l'hypothèse d'une connexion infiniment rigide et non ductile. La relation est linéaire jusqu'à ce que le moment atteigne $M_{el,R}$. A ce moment, la croissance de N_c est sur-proportionnelle par rapport au moment M_E . Cela se manifeste sur la figure III-11 par un changement de la pente. La relation réelle entre M_E et N_c au-delà de $M_E = M_{el,R}$, représentée par un traitillé, est généralement simplifiée par une relation linéaire (trait plein) qui surestime sensiblement l'effort N_c pour un moment M_E donné.

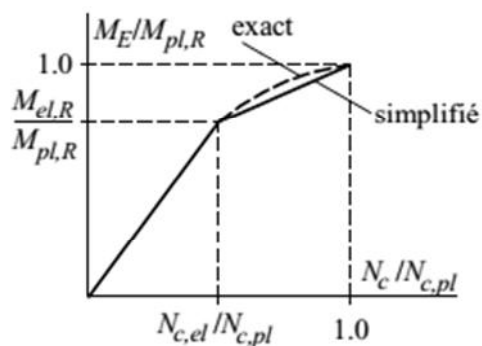


Fig. III-11 : Relation entre moment et effort normal N_c

III.7.1.3. Détermination de la distribution élastique de l'effort rasant

La figure III-11 peut être utilisée pour déterminer la distribution **élastique** de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre. La figure III-12 contient une représentation de la figure III-11 avec la relation simplifiée bilinéaire ainsi que, dans le quart supérieur gauche, la distribution du moment de flexion le long de l'axe de la poutre. A l'aide de ces deux diagrammes, il est possible de déterminer, pour chaque position x le long de l'axe de la poutre, la valeur de l'effort $N_c(x)$ dans la dalle en béton, comme illustré dans le quart inférieur droit de la figure III-12. La relation (III.11) permet de déterminer la distribution de l'effort rasant $v_E(x)$ par le calcul. Dans cette équation, le terme $dN_c(x)/dM_E(x)$ peut aisément être déterminé à l'aide de la relation simplifiée entre N_c et M_E illustrée à la figure III-12 dans le quart supérieur droit. La distribution de l'effort rasant $v_E(x)$ est illustrée à la figure III-12 dans le quart inférieur gauche par les surfaces hachurées.

$$v_E(x) = \frac{dN_c(x)}{dx} = \frac{dM_E(x)}{dx} \cdot \frac{dN_c(x)}{dM_E(x)} = V(x) \cdot \frac{dN_c(x)}{dM_E(x)} \quad (\text{III.11})$$

$V(x)$: effort tranchant dans la section x

Pour l'exemple considéré, l'effort rasant maximal ne se produit pas au droit de l'appui ($x/L=0$), comme cela est le cas lorsque $M_E \leq M_{el,R}$ sur toute la longueur de la poutre, mais se produit dans la section située à la transition entre le domaine élastique (A) et plastique (B). La distribution de l'effort rasant présentée sur cette figure diffère de celle illustrée à la figure III-10 car dans la figure III-12 la relation simplifiée est admise entre N_c et M_E , alors que la figure III-10 tient compte, sur le principe, de la relation exacte entre ces deux grandeurs. Cet effet est discuté plus loin.

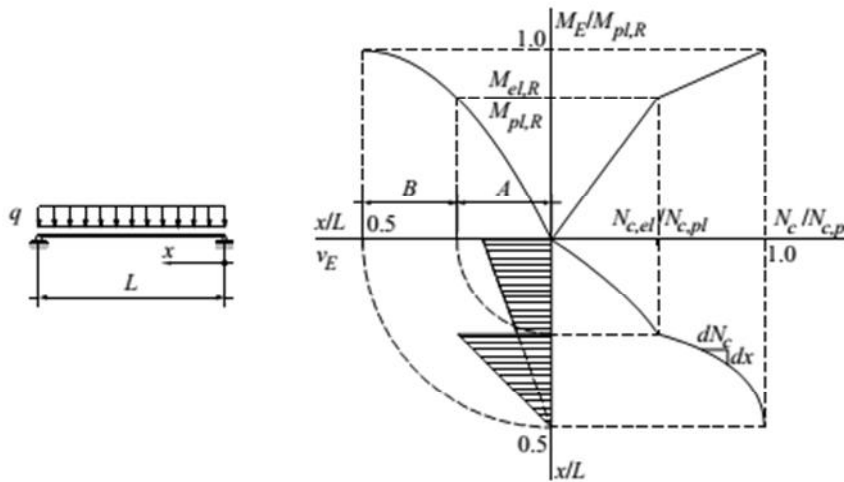


Fig. III-12 : Détermination graphique de l'effort rasant

La détermination de l'effort rasant, en tenant compte de sa croissance sur-proportionnelle due à la plastification de la section de la poutre, nécessite donc la connaissance du diagramme $M_E - N_c$ (figure III-11). Grâce à l'hypothèse de la linéarité du tronçon représentant le domaine élasto-plastique de ce diagramme, le diagramme $M_E - N_c$ est entièrement déterminé par la connaissance de $M_{el,R}$, $M_{pl,R}$, $N_{c,el}$ et $N_{c,pl}$. Ces quatre grandeurs peuvent être aisément calculées à l'aide des équations classiques de la mécanique des structures.

III.7.1.4. Relation exacte entre M_E et N_c

Les limites de validité de la méthode analytique simplifiée présentée ci-avant sont fixées par la limite de validité des hypothèses sur lesquelles elle est fondée. En particulier, les distributions d'effort rasant calculées selon cette méthode reposent sur l'hypothèse d'un comportement linéaire du segment élasto-plastique entre $N_{c,el}$ et $N_{c,pl}$ dans la relation $M_E - N_c$ (figure III-11). En réalité, la relation est non linéaire d'une part à cause de la variation du bras de levier des forces internes z avec le développement de la plastification en section (figure III-8) et d'autre part à cause de la rigidité non infinie de la connexion. Bien qu'en pratique ces deux effets ne puissent être totalement dissociés l'un de l'autre, les paragraphes qui suivent abordent ces deux aspects séparément pour plus de clarté.

III.7.1.5. Variation du bras de levier des forces internes z

La variation du bras de levier des forces internes avec le développement de la plastification est due à la modification de la hauteur de béton comprimée (figure III-8). Si cet effet est pris en compte, le segment représentant le domaine élasto-plastique de la relation M_E-

N_c n'est pas linéaire mais convexe (figure III-11). Dans ce cas, la distribution de l'effort rasant dans la zone où $M_E > M_{el,R}$ peut être fortement modifiée, comme cela est illustré à la figure III-13. Cette figure compare cette distribution pour trois formes du segment représentant le domaine élasto-plastique : rectiligne, parabolique et enfin une forme quelconque plus convexe que la parabole. L'influence de la forme de ce segment sur la distribution de l'effort rasant est très importante. De plus, il est difficile de prédire, sur la base de ce résultat, si le segment rectiligne simplifié fournit une valeur conservatrice de l'effort rasant maximal. Le même type de diagramme, dans le cas d'une poutre simple chargée ponctuellement à mi-travée, permet de montrer que l'effort rasant maximal peut être plus important en considérant un segment parabolique pour représenter le domaine élasto-plastique de la relation $M_E - N_c$ qu'en considérant un segment rectiligne.

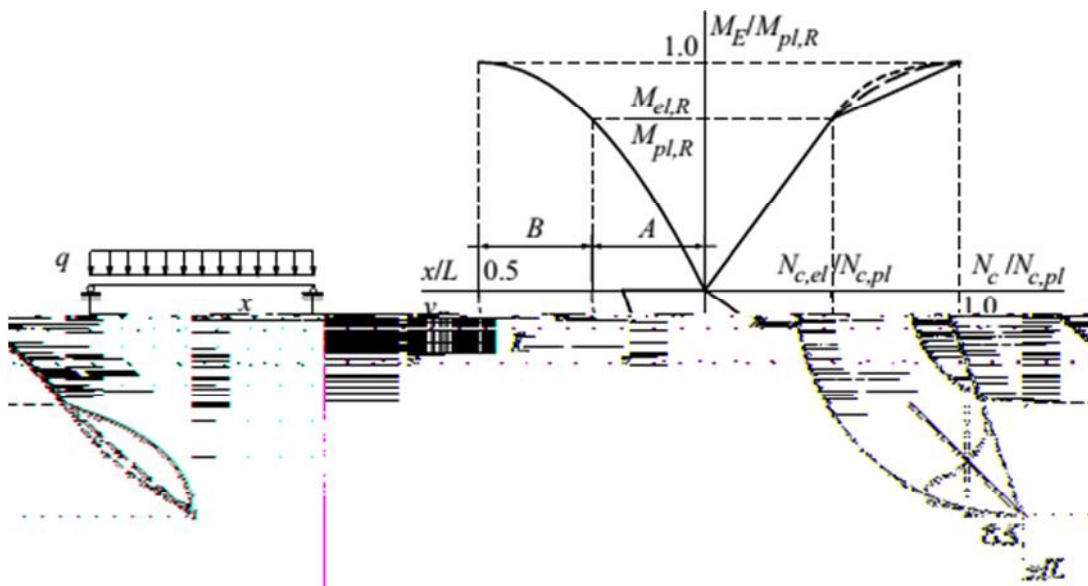


Fig. III-13 : Effet d'un segment non linéaire entre $N_c=N_{c,el}$ et $N_c=N_{c,pl}$.

III.7.1.6. Rigidité finie de la connexion

Si les connecteurs ne sont pas infiniment rigides et fragiles, un glissement se produit à l'interface acier - béton qui permet de légères redistributions de l'effort rasant, en particulier dans les zones où le gradient d'effort rasant est important, soit au droit des charges ponctuelles, des changements de section ou encore dans la section où $M_E = M_{el,R}$ (figure III-12). La figure III-14 illustre de manière qualitative la comparaison entre les distributions de l'effort rasant avec ou sans prise en compte de la souplesse de la connexion. D'une part le pic d'effort est décalé vers le centre de la poutre par la souplesse de la connexion et d'autre part la valeur maximale de l'effort rasant calculé en prenant en compte la l'hypothèse d'un

comportement infiniment rigide souplesse de la connexion est inférieure à la valeur maximale de cet effort en admettant l'hypothèse d'un comportement infiniment rigide.

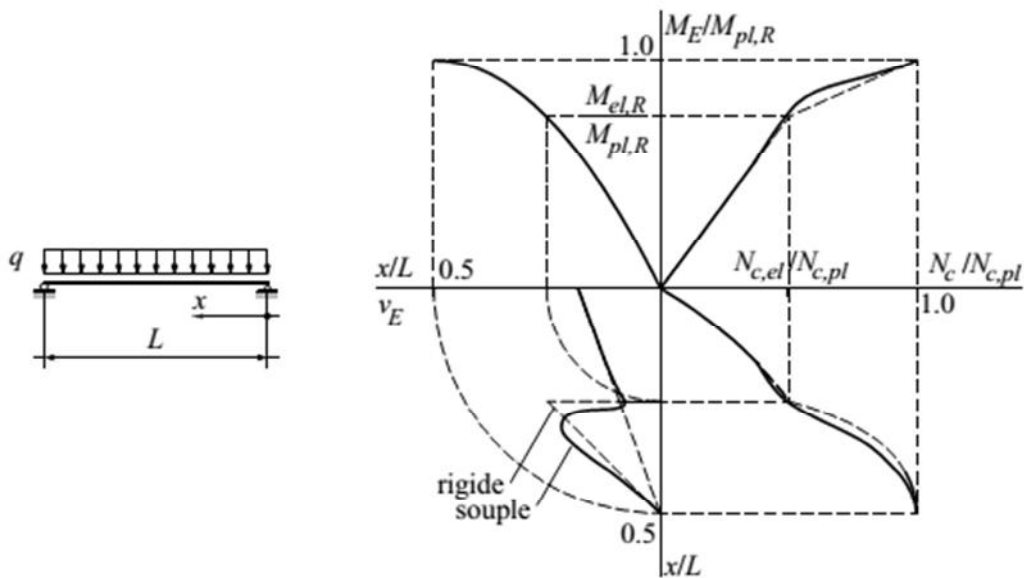


Fig. III-14 : Effet qualitatif de la souplesse des connecteurs sur la distribution de l'effort rasant.

❖ Synthèse

Dans ce paragraphe, une méthode analytique simplifiée permettant de déterminer la distribution élastique de l'effort rasant en cas de calcul plastique de la résistance en section a été présentée. La formation de la rotule plastique conduit à une augmentation localisée mais non négligeable de l'effort rasant. La valeur maximale de l'effort rasant dépend toutefois de l'évolution de l'effort normal dans la dalle dans le domaine élasto-plastique, qui dépend elle-même de la position exacte de l'axe neutre et de la rigidité de la connexion. Ces paramètres ne peuvent que difficilement être pris en compte dans la méthode de calcul simplifiée proposée.

III.8. LES PROPRIETES DE LA CONNEXION PAR ADHERENCE ACIER-BETON

Les propriétés de la connexion acier-béton sont déterminées par des essais de type Push-out, La description de tous ces essais effectués est contenue dans [Dauner 2005], [Thomann 2005], dont les résultats sont :

III.8.1. Les ruptures de la connexion

La position des surfaces de rupture a été observé lors des essais push-out, soit généralement une rupture dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile.

La surface de rupture passe par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et par l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile. La rupture peut également se produire par décollement de la couche d'adhérence sur l'aile. Dans ce cas, la résistance de la connexion devient pratiquement indépendante du confinement et de la contrainte.



Fig. III-15 : Surfaces de rupture considérées.

La rupture se produit de façon brutale, typique d'un comportement fragile. La présence des rainures permet de doubler la contrainte de cisaillement moyenne à rupture $\tau_{u \text{ moy}}$. De plus, elles induisent une modification du mode de ruine et fait augmenter la résistance en cisaillement du joint de colle : le cisaillement du béton peut être associé à des faciès typiques de compression illustrant ainsi l'effet de butée des engravures.

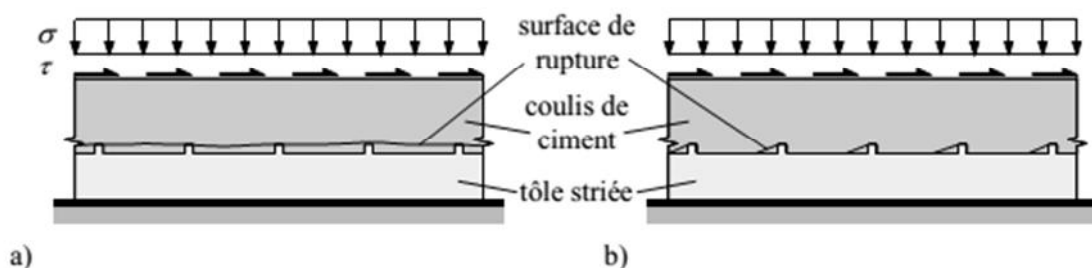


Fig. III-16 : Surface de rupture de l'interface tôle striée-coulis de ciment.

a) la rupture par cisaillement du coulis et **b)** la rupture par écrasement du coulis contre les stries.

III.8.2. Résistance à la fatigue

Trop peu d'essais ont été réalisés pour se prononcer de manière univoque sur la question de la résistance à la fatigue. Bien que les résultats des essais push-out semblent indiquer une résistance à la fatigue suffisante, sa quantification nécessite des études complémentaires tant pour les connexions de type R (tôle strié) que de type RH (tôle strié-couche d'adhérence).

III.8.3. Le fluage

Le tableau III-1 montre que pour les connexions par adhérence, la déformation absolue due au fluage de la connexion ($s_{60}-s_0$) après 60 jours de chargement vaut environ 0.055 mm.

Tableau III-1 : Calcul des coefficients de fluage 60

Eprouvette	s_0 [mm]	s_{60} [mm]	60
PRH	0.023	0.078	2.4
PHH	0.040	0.096	1.4

III.8.4. La rigidité

Le tableau III-2 contient les valeurs de la rigidité sécante lorsque $V=V_{max}/2$ et de la rigidité sécante à la rupture pour les différents types de connexion par adhérence.

La rigidité augmente avec la taille de la connexion. Ceci est dû à l'augmentation de la largeur de l'aile. Toutefois, cette augmentation de la rigidité est sous-proportionnelle. La sous-proportionnalité montre qu'il existe là aussi un effet de taille. Les petites éprouvettes sont, par rapport à leur taille, plus rigides que les grandes éprouvettes. Par ailleurs, ce tableau montre que la rigidité des connexions par adhérence de type RH (tôle strié-couche d'adhérence) plus élevée que la rigidité des autres types de connexion par adhérence.

Tableau III-2 : Rigidité des différents types de connexions par adhérence.

	PR 100	PRH 33	PRH 66	PRH 100
Rigidité sécante lorsque $V = V_{max}/2$ [N/mm ²]	3800	10400 à 11200	13400 à 15200	17000 à 18200
Rigidité sécante lorsque $V = V_{max}$ [N/mm ²]	460 à 620	3800 à 4400	4500 à 5600	5600 à 6200

III.8.5. Ductilité et capacité de déformation

La ductilité δ et la capacité de déformation s_2 de la connexion sont définies à la figure III-17. La figure III-17 a) illustre le comportement réel effort rasant - glissement d'une connexion par adhérence. La figure III-17 b) illustre le comportement effort rasant - glissement idéalisé

utilisé pour le calcul. Plus la ductilité et la capacité de déformation sont choisies élevées, moins la résistance utilisée dans le calcul v_{Rk} est grande.

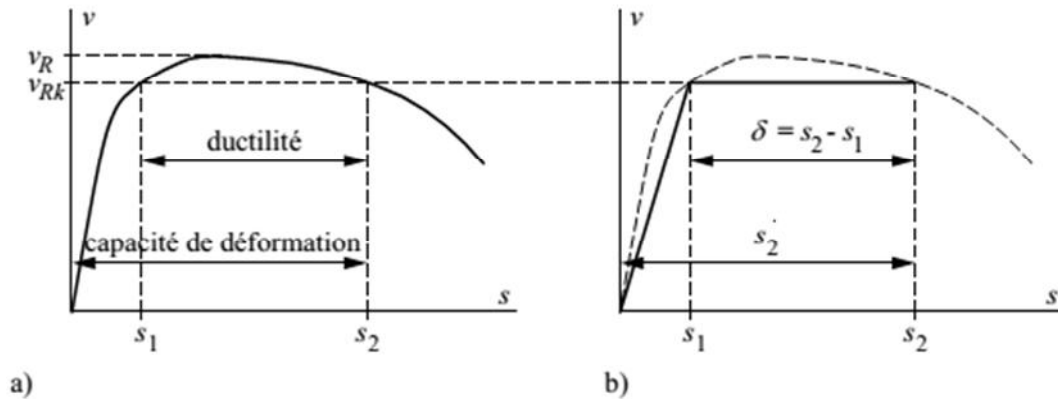


Fig. III-17 : Définition de la ductilité et de la capacité de déformation s_2 ,

a) comportement réel, b) comportement idéalisé bilinéaire

Les connexions par adhérence ne possèdent pas une ductilité suffisante pour effectuer un calcul plastique de la distribution de l'effort rasant le long de l'axe de la poutre (capacité de déformation s_2 inférieure aux 6 mm normatifs). Toutefois, un calcul plastique de la résistance en section peut être effectué, à condition de tenir compte explicitement des effets de la formation de la rotule plastique sur la distribution de l'effort rasant. Le dimensionnement en section peut donc être effectué plastiquement, alors que le dimensionnement de la connexion doit être effectué élastiquement.

III.8.6. Fiabilité du système :

La fiabilité du système concerne deux aspects. Le premier est lié à la rugosité des surfaces en béton. Suite aux nombreux problèmes à ce sujet rencontrés lors de la phase expérimentale, des spécifications détaillées ont été proposées. Elles concernent en particulier le mode opératoire permettant d'atteindre la rugosité requise ainsi que des valeurs limites objectives permettant un contrôle de la qualité. Ce contrôle doit être exécuté en atelier bien avant la livraison des dalles sur le chantier, de manière à pouvoir remédier à tout défaut constaté. Le second aspect lié à la fiabilité du système concerne le contrôle de l'injection. En effet, il est crucial pour la résistance de la connexion que le coulis d'injection remplisse tout l'espace situé entre la dalle et la poutre. Pour ce faire, des moyens de contrôle simples, largement inspirés de ceux mis en œuvre pour contrôler l'injection des gaines de précontrainte, ont été proposés relevons qu'aucun défaut d'injection n'a été relevé dans les essais effectués jusqu'à aujourd'hui.

La fiabilité du système peut donc être garantie à un niveau suffisant si quelques contrôles simples de la qualité sont mis en œuvre en temps opportun.

III.7. CONCLUSION

Ce chapitre avait pour but de déterminer d'abord les types de connexions par adhérence. L'analyse du comportement de la connexion, a permis de faire ressortir les paramètres qui ont une influence directe sur la connexion acier-béton, et la divergence qui peut exister entre les résultats obtenus sur différents types de connexions.

L'étude a permis également de mettre en évidence le rôle joué par le type de connexion par adhérence sur leur mode de déformation et de rupture de la connexion acier-béton.

Chapitre IV
Etude comparative

Chapitre IV : étude comparative

IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre les deux connexions qu'on a présentées dans les chapitres précédents : les connexions mécaniques et les connexions par adhérence dans les structures mixtes acier-béton par rapport aux avantages, désavantages, la résistance, durabilité,...etc.

IV.2. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES CONNEXIONS MECANIQUE ET PAR ADHERENCE ACIER-BETON BASEE SUR DES ESSAIS PUSH-OUT

Des essais push-out ont été effectués ont permis d'observer et de mesurer le comportement de quatre types de connexion par adhérence et d'une connexion avec des goujons [Thomann 2005]. Les résultats les plus importants sont synthétisés ci-dessous :

IV.2.1. Résistance et ductilité

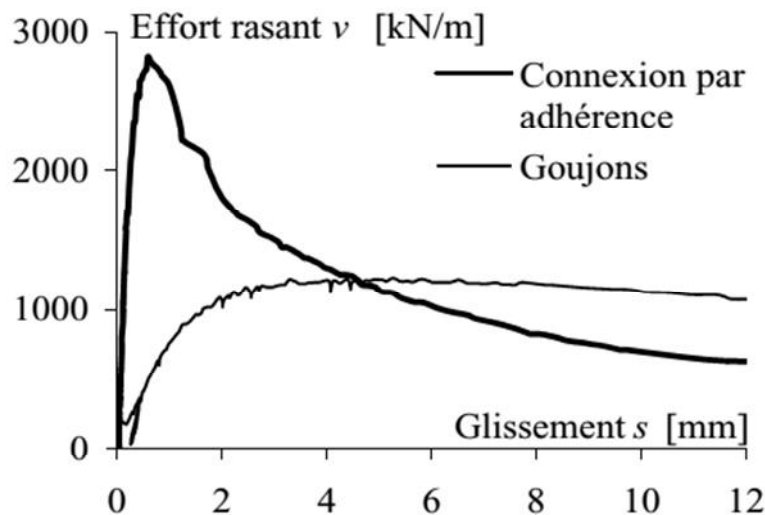


Fig.IV-1 : Comportement statique des connexions par adhérence et des goujons.

[Thomann 2005].

Les connexions par adhérence ont une très grande résistance statique à l'effort rasant v et une très grande rigidité par rapport aux connecteurs classiques (goujons). Elle présente une faible ductilité et capacité de déformation, par rapport aux goujons.

Chapitre IV : étude comparative

Les connexions par adhérence testées constituent donc toutes les alternatives intéressantes aux goujons en ce qui concerne la résistance sous charge statique.

IV.2.2. La rigidité

La rigidité de la connexion peut être définie comme un effort rasant par millimètre de glissement.

La rigidité des connexions par adhérence est très élevée par rapport à celle d'une connexion avec des goujons. Le tableau IV-1 contient les valeurs de la rigidité sécante lorsque $V=V_{max}/2$ et de la rigidité sécante à la rupture pour les différents types de connexion par adhérence et par goujons.

Les résultats des essais ont montré qu'il semble exister un effet de taille. Plus la connexion est grande (mesurée sur la base d'une dimension caractéristique), plus sa résistance par unité de surface est petite. Il en va de même pour la rigidité de la connexion, qui croît de manière sous- proportionnelle avec la taille de la connexion. Par ailleurs, ce tableau montre que la rigidité des connexions par adhérence de type RH (tôle strié-couche d'adhérence) est environ 25 à 30 fois plus élevée que la rigidité d'une connexion par goujons.

Tableau IV-1 : Rigidité des différents types de connexions par adhérence.

	PR 100	PRH 33	PRH 66	PRH 100	PD 100-2
Rigidité sécante lorsque $V = V_{max}/2$ [N/mm ²]	3800	10400 à 11200	13400 à 15200	17000 à 18200	760
Rigidité sécante lorsque $V = V_{max}$ [N/mm ²]	460 à 620	3800 à 4400	4500 à 5600	5600 à 6200	240

IV.2.3. Le fluage

La figure IV-2 représente l'évolution du glissement moyen dans la connexion en fonction du temps lors des essais de fluage [Thomann 2005]. Après deux mois de chargement, le glissement n'est pas stabilisé mais sa vitesse a considérablement diminué par rapport à la vitesse de glissement au début de l'essai. Aucune fissure n'a été observée durant ces essais.

Chapitre IV : étude comparative

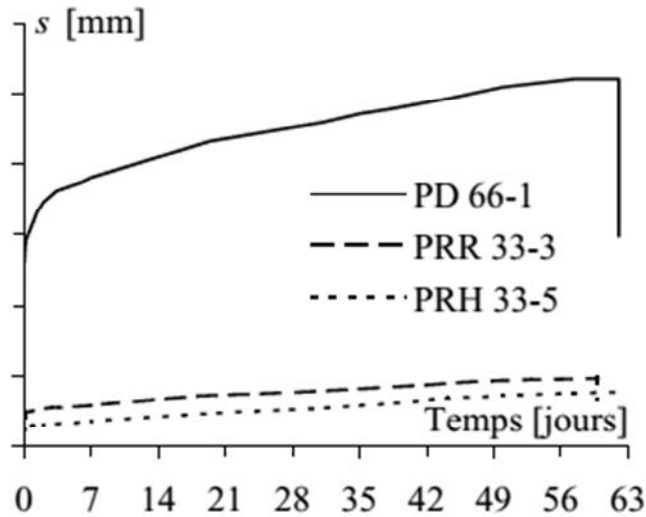


Fig. IV-2 : Résultats des essais de fluage

Le tableau IV-2 montre que la connexion avec les goujons a le coefficient de fluage le plus faible. Toutefois, il est intéressant de noter que ceci est dû au fait que la déformation élastique s_0 est beaucoup plus grande pour les goujons que pour les connexions par adhérence. La déformation absolue due au fluage de la connexion ($s_{60}-s_0$) après 60 jours de chargement vaut environ 0.055 mm pour les connexions par adhérence, alors qu'elle vaut 0.26 mm pour la connexion au moyen de goujons (PD).

Tableau IV-2 : Calcul des coefficients de fluage 60

Eprouvette	s_0 [mm]	s_{60} [mm]	ϕ_{60} [-]
PD 66-1	0.261	0.521	1.0
PRH 33-5	0.023	0.078	2.4
PRR 33-3	0.040	0.096	1.4

IV.3. LES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE CES ESSAIS PUSH-OUT SONT LES SUIVANTES

- Les connexions par adhérence constituent une alternative intéressante à la connexion par goujons en ce qui concerne la résistance maximale, cela pour autant que la rugosité du béton soit réalisée correctement afin que la surface de rupture ne passe pas dans l'interface béton-coulis de ciment le long du connecteur. La connexion de type RH (connecteur en

Chapitre IV : étude comparative

tôle striée, couche d'adhérence sur l'aile) figure III-5, est la plus résistante de toutes les connexions testées.

- Les connexions par adhérence présentent une faible capacité de déformation.
- L'augmentation de la résistance est sous-proportionnelle à l'augmentation des dimensions de la connexion.
- Des fissures dans la dalle s'ouvrent radialement dans le prolongement du connecteur, et cela avant d'atteindre la rupture de la connexion.
- La rigidité des connexions par adhérence est plus de 20 fois supérieure à celle d'une connexion avec des goujons
- La résistance à la fatigue des connexions de type RH (tôle strié-couche d'adhérence) et RR (tôle strié dos-à-dos) semble être suffisante pour supporter sans endommagement 2 millions de cycles entre environ 20 et 40 % de la résistance maximale au cisaillement.
- Parmi les connexions testées, celles de type R et RH présentent le comportement le plus prometteur.
- Les connexions par adhérence fluent. Leur fluage absolu est toutefois inférieur à celui des connexions avec des goujons. Le fluage de la connexion de type RH est nettement inférieur au fluage de la couche d'adhérence seule. La tôle striée produit donc un effet très positif sur le comportement sous charges de longue durée de la connexion de type RH.

IV.4. CONNEXIONS MECANIQUE

IV.4.1. Les avantages

- 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 tous les deux en restant dans des fourchettes raisonnables du point de vue économique et pratique.
- Les goujons, en résistant au glissement permettent d'assurer la transmission des efforts tangentiels entre la section d'acier et la dalle de béton.

IV.4.2. Les inconvénients

- L'utilisation de goujons (éléments en acier) peut avoir pour résultat d'alourdir les structures ce qui a une conséquence économique non négligeable.

Chapitre IV : étude comparative

- Les connexions sont ponctuelles, les contraintes ne sont donc pas réparties de manière uniforme. Cela peut entraîner une fissuration prématurée dans le béton et causer la ruine des structures.
- Dans des environnements agressifs, les connecteurs peuvent être extrêmement corrodés et se rompre.
- La disposition de groupes de goujons dans des poches de la dalle en béton qui sont bétonnées après mise en précontrainte de la dalle pour créer une structure monolithique présente des fissures apparaissent dans les angles des poches à cause des concentrations de contraintes et le long des côtés des poches à cause du retrait différent entre ces deux matériaux.
- La mise en œuvre des goujons est relativement lente, en particulier si le nombre de poches est élevé



Fig. IV-3 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons

IV.5. CONNEXIONS PAR ADHERENCE

IV.5.1. Les avantages

Les connexions par adhérence possèdent les caractéristiques requises pour répondre aux exigences de robustesse, d'économie et de durabilité exigées pour les ponts par les normes en vigueur.

Chapitre IV : étude comparative

- Les connexions par adhérence induit une connexion continue, ce qui permet d'augmenter les points de liaisons donc d'obtenir une répartition uniforme des contraintes le long du plan de collage.
- Une grande résistance statique à l'effort rasant par rapport aux goujons.
- un excellent comportement sous charges de service grâce à une rigidité élevée et un domaine élastique linéaire important, permettant de conserver un comportement charge - glissement réversible sous charges de service,
- des déformations dues au fluage négligeables en pratique,
- une durabilité escomptée élevée, une possibilité de construire rapidement construction rapide,
- généralement moins couteuse et plus esthétique que les solutions classiques.
- pas de bétonnage sur le chantier mais uniquement des travaux d'injection (câbles de précontrainte et connexion),
- limiter les effets néfastes du retrait dû à des bétons d'âges différents : la dalle est homogène en surface grâce à l'absence de poches de goujons et aux joints transversaux collés : il n'y a par conséquent ni fissures, ni fissures dues aux concentrations de contraintes qui existent dans les angles des poches de goujons,
- la tenue à la fatigue grâce aux caractères viscoélastique des colles (adhésifs).
- la fabrication de la partie «métallique» de la connexion est simple et automatisée (banc de soudure automatique) et la dalle en béton peut être préfabriquée en atelier.
- Elle permet d'assembler des formes complexes, composées de matériaux de différentes propriétés et d'utiliser pleinement le potentiel de chacun.
- Obtenir une qualité élevée de construction (de réalisation des dalles).

IV.5.2. Les inconvénients

- La fabrication de la connexion de type RR (tôle strié dos-à-dos) demande plus de travail que celle de type RH (tôle strié-couche d'adhérence) .
- La rugosité du béton est un paramètre qui conditionne tant la position de la surface de rupture que la résistance des connexions par adhérence. Lorsque cette rugosité est insuffisante, la résistance diminue d'un facteur pouvant atteindre 2.5.
- Ne pas employer des connexions par adhérence pour des ponts rails à défaut d'investigations concluantes en ce qui concerne l'insuffisance de la résistance à la fatigue.

Chapitre IV : étude comparative

IV.6. CONCLUSION

On comparant les deux connexions mécaniques et par adhérence par rapport aux avantages de chacune, les connexions par adhérence sont des alternatives intéressantes aux connexions mécaniques.

Les connexions dont le comportement répond le mieux aux exigences des applications pratiques sont les connexions de type R, constituées d'un connecteur fait de deux tôles striées soudées dos-à-dos, et les connexions de type RH, constituées de ce même connecteur ainsi que d'une couche d'adhérence sur l'aile supérieure de la poutre ; les connexions de type R possèdent une plus grande ductilité mais une plus faible résistance que les connexions de type RH.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

L'objet de la thèse consiste en l'étude comparative entre les connexions mécaniques et la connexion par adhérence dans les structures mixtes acier-béton.

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).

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

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

Les connexions par adhérence ou mécaniques, éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier-béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé "poutre mixte"

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

Suivant l'étude du chapitre II qui avait pour but de déterminer les types de connecteurs qui conviendraient le mieux pour les structures 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.

La connexion par adhérence est une solution a priori intéressante pour répondre aux problèmes énoncés dans le cas d'utilisation de connecteurs mécaniques.

Et enfin, d'après notre comparaison entre les connexions mécaniques et les connexions par adhérence, on a conclu que la connexion par adhérence possède les caractéristiques requise pour répondre aux exigences de : robustesse, d'économie et de fiabilité par rapport aux connexions mécaniques.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- 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.
- AMIRAOUI AKRAM, « **caractérisation de la connexion acier béton dans les structures mixtes** ». Mémoire de magister en génie civil (2004).
- BOUZAOU L « **Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-Béton assemblées par collage** ». Thèse de Doctorat Université de Reims Champagne Ardenne
- CRISINEL, Michel / CLENIN, David, Ingénieurs et architectes suisses. « **Connecteurs pour construction mixte acier-béton** ». (1985).
- DELINCE D « **La construction mixte acier-béton 2^e partie : Vérification des états limites de service selon l'Eurocode 4** ». Les Dossiers du CSTC – Cahier n° 7 – 4^e trimestre 2004 – p1-11
- ENV 94-1-1 Eurocode 4: «**Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton** ».
- LEBET, J.-P. « **Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton** », Thèse EPFL No 661, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse.
- MUTTONI, A. «**Précontrainte et armature pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures dans les dalles de roulement des ponts routiers** », Laboratoire de la construction en béton (IS-BETON), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2003.
- OEHLERS, D.J. Foley, L « **The fatigue strength of stud shear connections in composite Beams** », Paper 8890, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 79, pp. 349-364, Thomas Telford, Londres, 1985.
- 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

Références Bibliographiques

- SLIMANI Rachid. «**Etude et caractérisation des assemblages mixtes de type poutre-poteau selon L'EUROCODE- 4.**». Mémoire de magister en génie civil (2007).
- TEBBAKH Bachir «**Analyse Expérimentale de la Connexion Acier-Béton dans les Structures Mixtes**», Thèse de Doctorat Université Mentouri Constantine
- Thomann, M «**Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton, Rapport d'essais ICOM 535, Laboratoire de la construction métallique (ICOM)**», Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- Walbridge, S., Hirt, M.A. «**Essais push-out: Teilklebeverbund, Rapport ICOM 698-1, Laboratoire de la construction métallique (ICOM)**», Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2002.