Chapitre 1 : Etude bibliographique sur la connexion (Acier – Béton) dans les poutres mixtes

Introduction :

D'une manière générale, une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe deux matériaux de natures et de propriétés différentes, ici l'acier et le béton, avec l'objectif de tirer le Meilleur parti possible de cette association, tant sur le plan du fonctionnement structural que sur celui du coût de construction. Il convient en particulier de distinguer les structures mixtes des structures hybrides, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.
Au premier abord, l'idée d'utiliser dans un élément mixte, par exemple une poutre mixte de section classique, d'une part le béton pour reprendre un effort de compression, d'autre part l'acier pour reprendre un effort de traction et un effort tranchant, ne serait pas, à elle seule, très originale par comparaison au béton armé traditionnel.
En fait, ce qui est tout à fait spécifique du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'association mécanique des deux matériaux, Acier et Béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à L'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Des modèles de calcul sont donnés ultérieurement pour une évaluation précise de cette rigidité et de cette résistance ; mais on peut illustrer simplement l'effet d'une connexion en considérant L'exemple de la flexion élastique de deux poutres, de même section rectangulaire et d'un même matériau pour simplifier, dont l'une est supportée par l'autre; dans un cas on suppose qu'il n'y a pas de liaison à l'interface des poutres, dans l'autre que la solidarisation est parfaite (Fig.1.1).
Un calcul élémentaire de résistance des matériaux montre alors que les contraintes de flexion, par suite de la solidarisation, sont divisées par 2 et les flèches par 4.
Il convient de préciser qu'en général, dans les éléments mixtes, l'adhérence entre le composant en acier et celui en béton n'existe pas naturellement, et que la solidarisation doit être obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés « connecteurs ».
Il existe une grande variété de connecteurs en construction mixte mais, à l'heure actuelle, en bâtiment, la connexion est le plus souvent réalisée par des goujons à tête, fixés sur l'élément métallique par soudage électrique à l'aide d'un pistolet adéquat (Fig.1.2.*a*). En alternative aux goujons soudés, on peut utiliser des cornières (fabriquées par pliage à froid) qui sont clouées à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas d'opération de soudage, mais présentant une résistance moindre que les goujons soudés (Fig.1.2.*b*). On peut envisager également, mais cela est assez rare en bâtiment, l'utilisation de butées soudées, en forme de tasseau ou de tronçons découpés dans des profilés en cornière (Fig.1.2.*c* et *d*), également dans des fers en T.

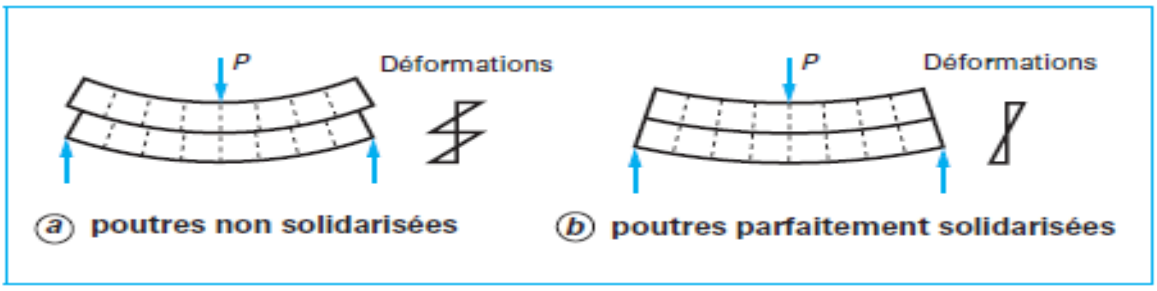


Fig.1.1- Effet de la solidarisation entre deux poutres en flexion élastique

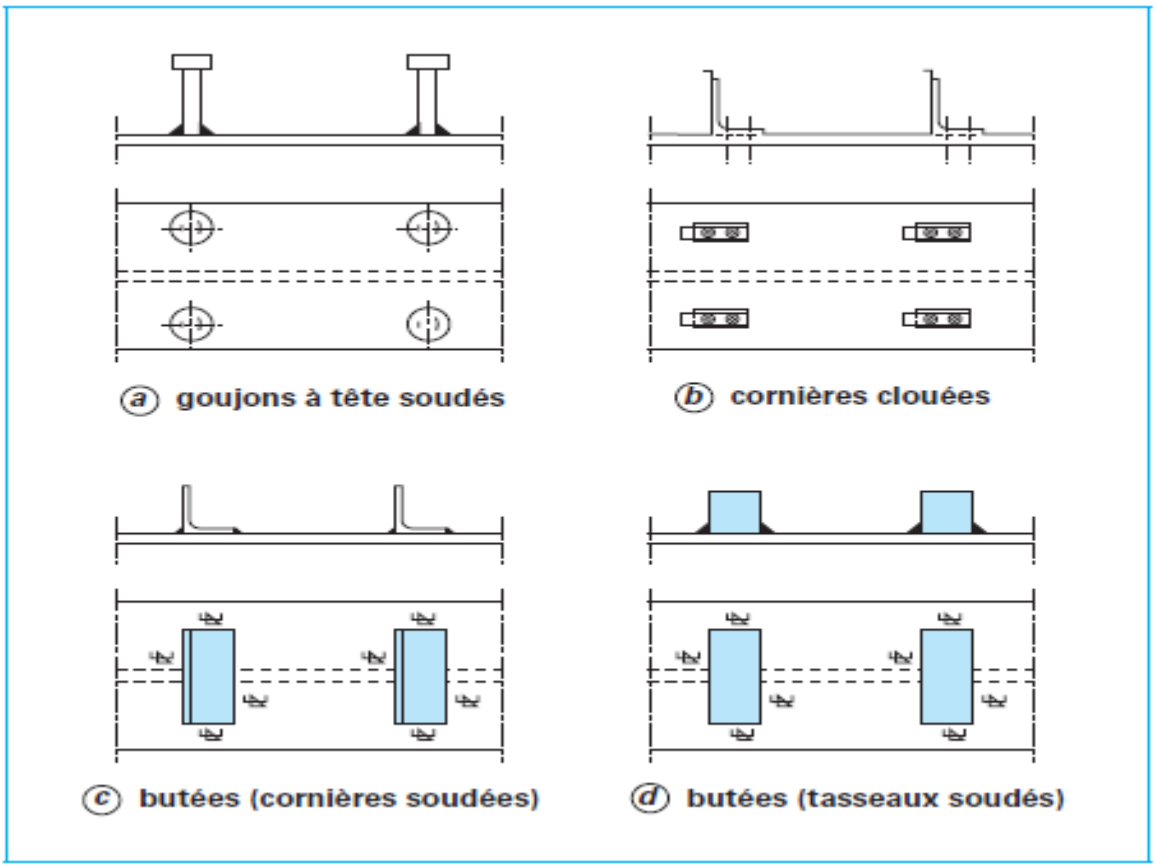


Fig.1.2- Types de connecteurs utilisés en bâtiment

Le rôle principal des connecteurs est d'empêcher, ou au moins de limiter, le glissement pouvant se produire entre l'acier et le béton, c'est-à-dire le déplacement relatif entre les deux matériaux parallèlement à leur interface. Selon l'importance de l'effort de cisaillement longitudinal à transférer entre les deux matériaux, on sera amené à distinguer par la suite deux modes de connexion, à savoir la « connexion complète » et la « connexion partielle », chaque mode relevant d'une méthode de dimensionnement spécifique [4].

Un autre rôle des connecteurs est de s'opposer à la séparation des deux matériaux transversalement à leur interface ; ce rôle, qui n'exige pas de reprendre des efforts aussi importants que ceux venant du cisaillement longitudinal, est en général satisfait de par la

forme même des connecteurs (tête d'un goujon, extrémité supérieure recourbée d'une cornière clouée) ou l'adjonction d'un dispositif simple (filant traversant une cornière soudée, arceau soudé sur une butée en tasseau).
Enfin, il convient de souligner que le mode de fonctionnement mixte avec son aspect connexion ne se limite pas au seul cas des poutres mais concerne, à des variantes près, tous les autres types d'éléments mixtes : poteaux, assemblages, dalles, etc.

Dans une construction mixte[16], on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes: Les poutres mixtes - les dalles mixtes et les poteaux mixtes (Fig.1.3).

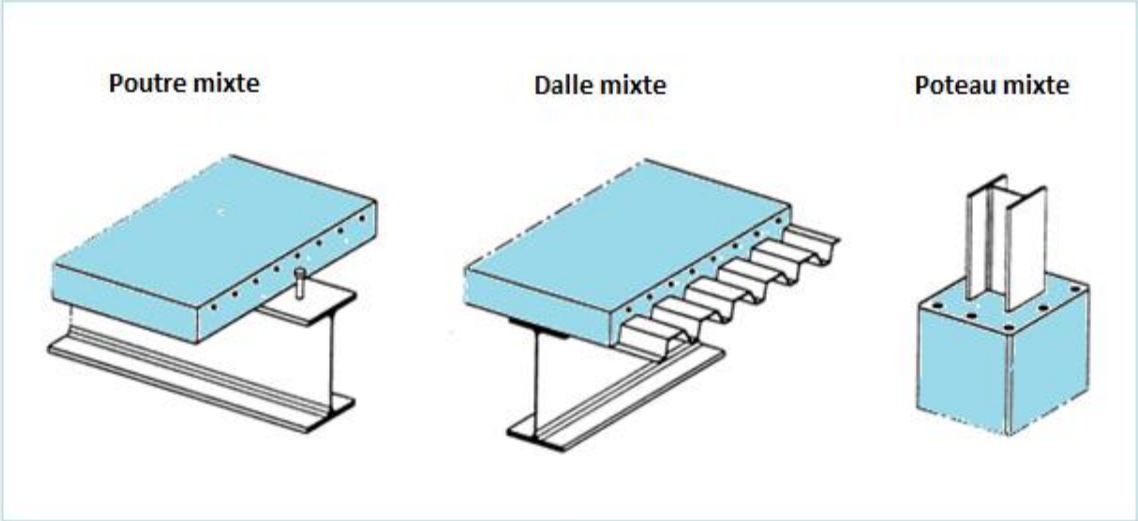


Fig.1.3- Exemples d'éléments mixtes (acier-béton)

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.

1 - Poteaux mixtes (acier-béton)

Il existe une grande variété de poteaux mixtes. Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton (Fig.1.4.*a*) ou partiellement enrobé dans les deux chambres comprises entre l'âme et les semelles (Fig.1.4.*b*). Une section complètement enrobée peut fort bien contenir deux profilés juxtaposés à condition que soit ménagé un écart suffisant entre ces profilés permettant un remplissage correct du béton. La section cruciforme (Fig.1.4.*c*) fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite ressoudés de part et d'autre de l'âme du second. Ce type de section ne peut se concevoir qu'avec des profilés nettement plus hauts que larges, d'une hauteur d'au moins 400 mm, la mise en place de l'armature des chambres n'étant pas très aisée et le bétonnage, s'il est réalisé au sol, nécessitant quatre opérations. Vu le caractère quasi isotrope de la résistance au flambement de ce type de poteau, il peut être intéressant de l'utiliser dans des zones de forte sismicité. Si l'on revient au cas d'un poteau rectangulaire, totalement ou partiellement enrobé de béton, avec un profilé de grande hauteur, il peut être avantageux de renforcer le profilé dans chaque chambre par un ou plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur l'âme (Fig.1.4.*d*) ; la résistance au flambement va s'en trouver améliorée, et en particulier de manière

appréciable vis-à-vis de l'incendie. On rencontre également des poteaux mixtes constitués de profilés creux remplis de béton (en général armé mais pas nécessairement), de forme carrée, rectangulaire ou circulaire (Fig.1.4.*e* et *f*) répondant à certains critères architecturaux et économiques. La présence de barres longitudinales d'armature (dont le pourcentage ne dépasse guère 5 à 6 %) joue ici un rôle essentiel si le poteau doit satisfaire à une durée de résistance au feu de 90 ou 120 min. Dans certains cas, il arrive qu'un profilé en acier, de section I ou H, soit positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire (Fig.1.4.*g*).

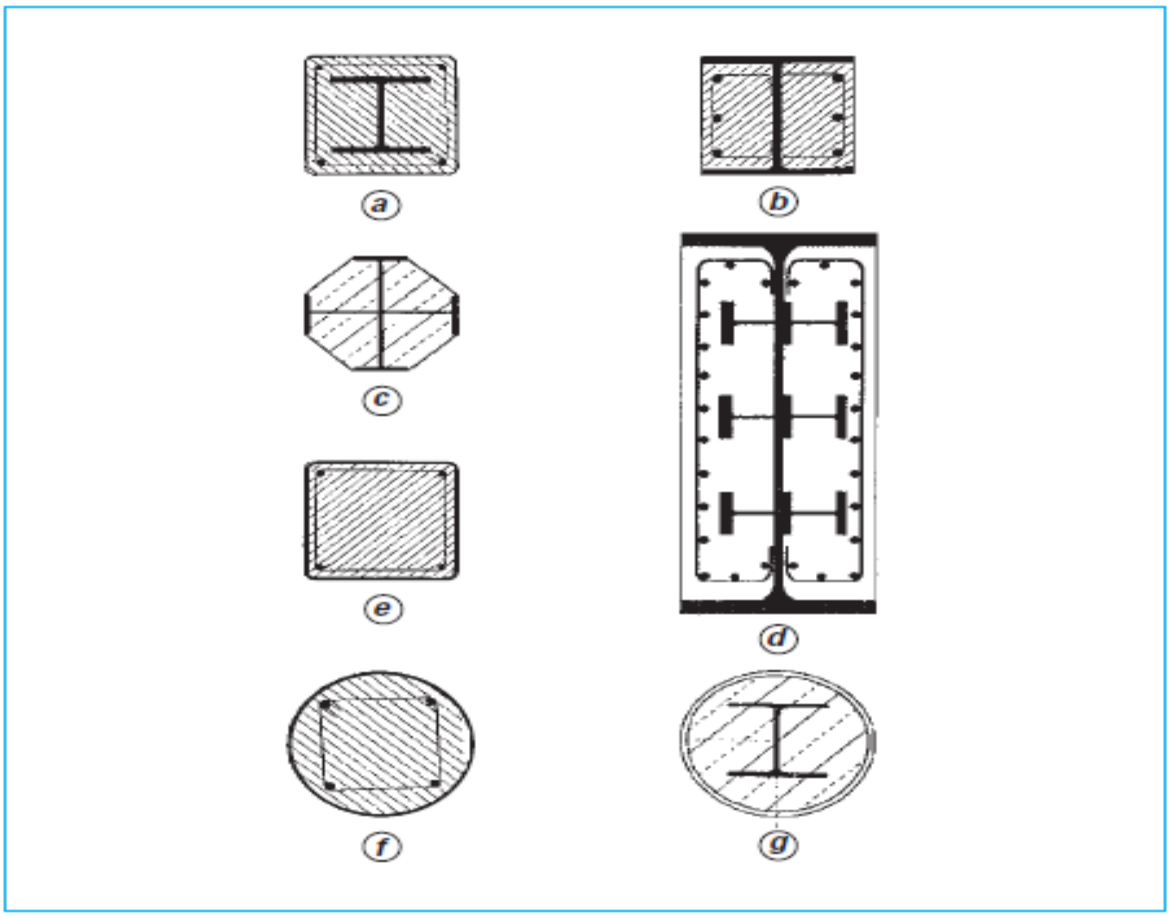


Fig.1.4 - Types de poteaux mixtes

2 - Poutres mixtes (acier-béton)

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis et il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression comme à la traction. L'élancement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (Flambement, déversement et voilement).

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

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

• La section d'une poutre mixte est constituée d'une poutre métallique sur laquelle s'appuie une dalle en béton armé. La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs fixés sur la semelle supérieure du profilé métallique et noyés dans la dalle en béton, Elles peuvent être :

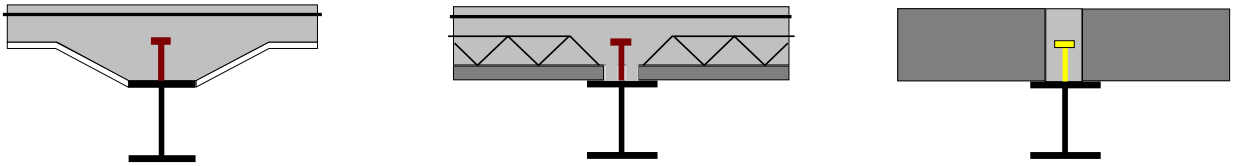
1-Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.

2-Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.

3-Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

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 ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de pré dalles (Fig. I. 5).



Profilé+dalle coulée Sur place | Profilé+dalle partiellement préfabriquée | profilé+dalle complètement préfabriquée

Fig.1.5 - différentes formes de poutre mixte. [21]

Il faut noter que le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (Fig.1.6)

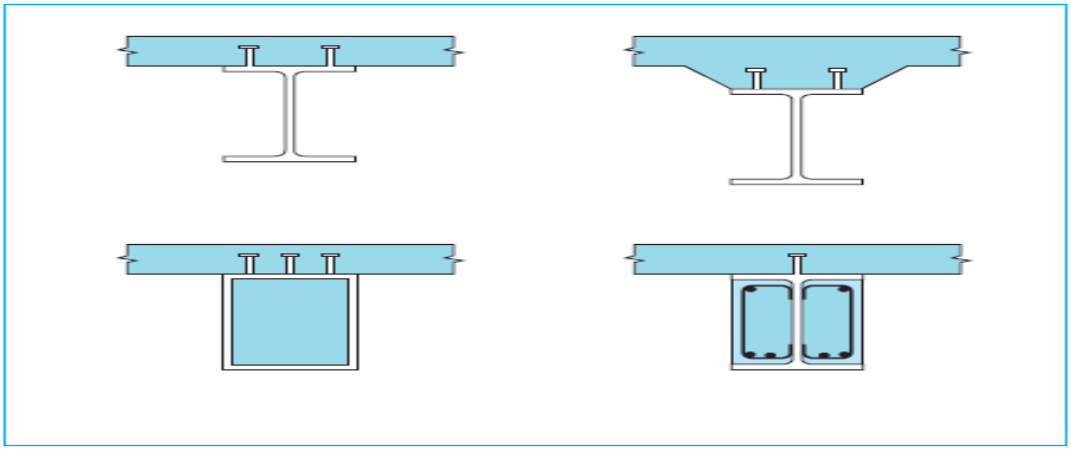


Fig.1.6 - exemples de type de profilé métallique. [5]

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 (Fig.1.7) 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.

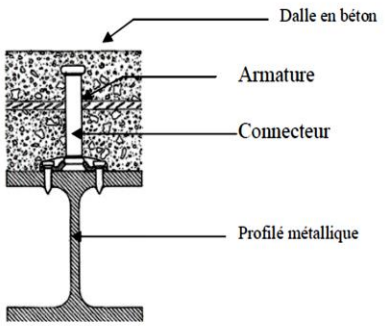


Fig.1.7 - Connexion entre la dalle en béton et le profilé. [1]

3 - Dalles mixtes (acier-béton)

Les ossatures de planchers mixtes sont constitués des solives supportant plus souvent des tôles profilées de forme généralement trapézoïdale, recouverte d'une dalle en béton, la liaison acier-béton est assurée soit par les nervures et les bossages soit par les connecteurs dans le cas des planchers collaborant (Fig.1.8)

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 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 (pré dalles 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.

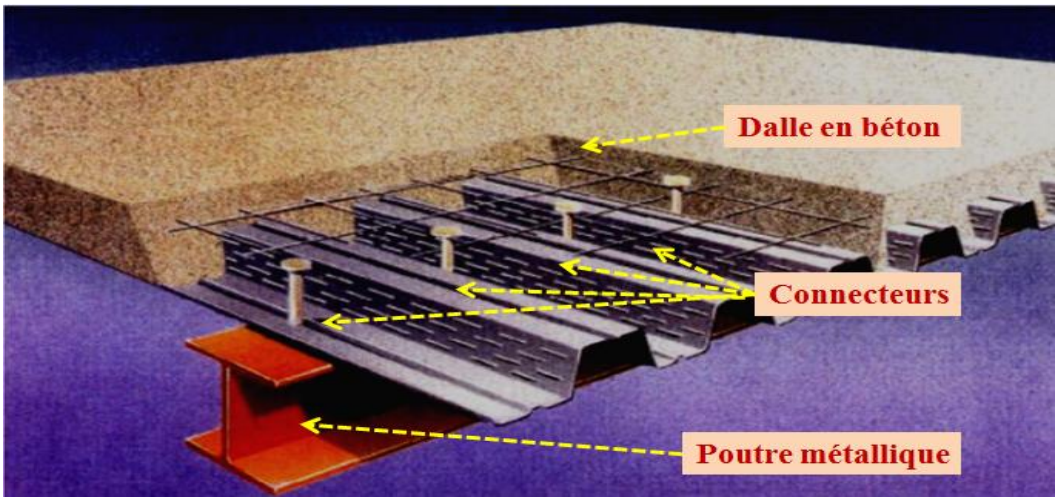


Fig.1.8 - Dalle mixte acier-béton. [26]

L'adhérence du béton avec les tôles profilées est obtenue par liaison mécanique due à la présence de bossages ou d'embossages sur les parois des ondes de la tôle ou éventuellement de trous poinçonnés dans ces parois (Fig.1.9.*a*), également par liaison de frottement en utilisant des ondes de formes rentrantes (Fig.1.9.*b*), cette adhérence se trouve renforcée par l'ancrage d'extrémité assuré par la présence de goujons soudés ou autres connecteurs (Fig.1.9.*c*), ou assuré par une déformation à l'écrasement partiel des ondes lorsque celles-ci sont de formes rentrantes (Fig.1.9.*d*).

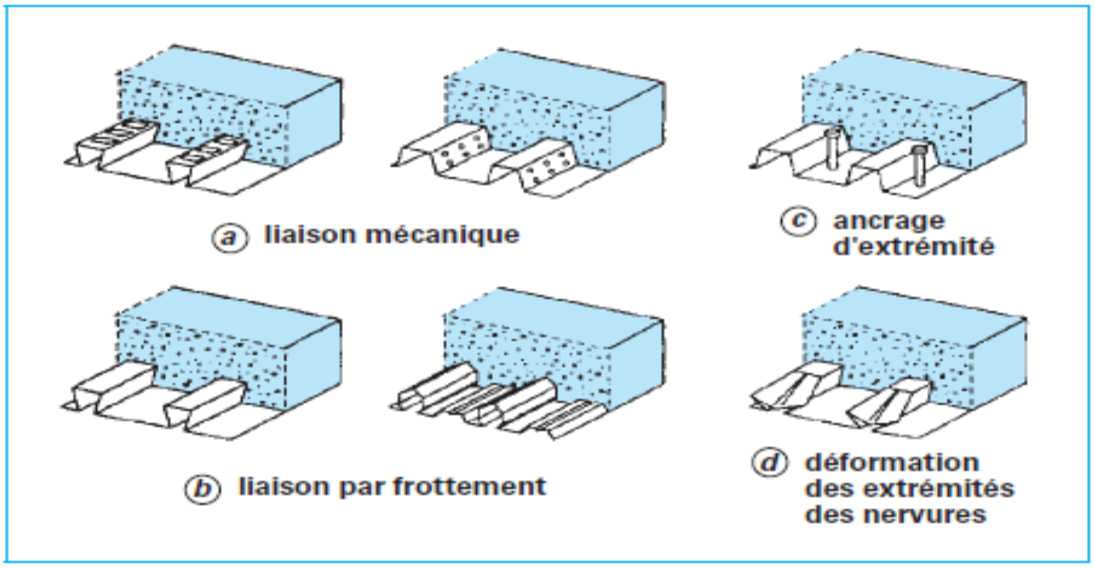


Fig.1.9 - Modes d'adhérence des dalles mixtes. [5]

I. 1 - Comportement d'une poutre mixte :

Il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression comme à la traction.

L'élancement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (Flambement, déversement et voilement).

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

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

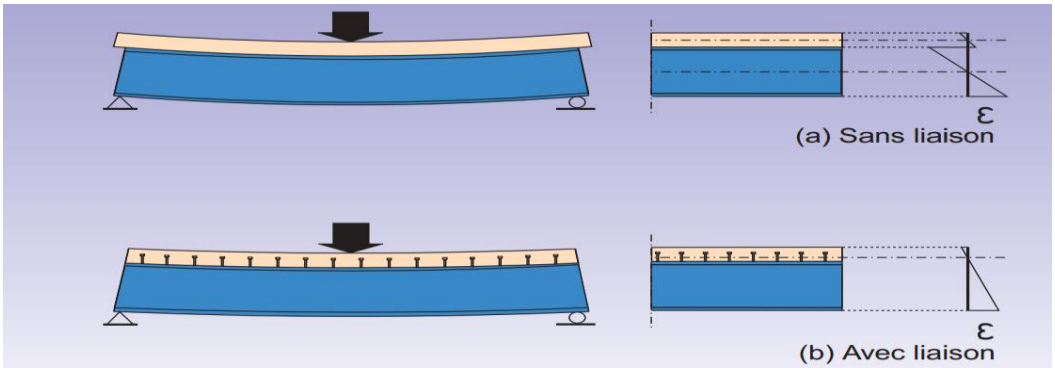


Fig.1.10 - Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie.

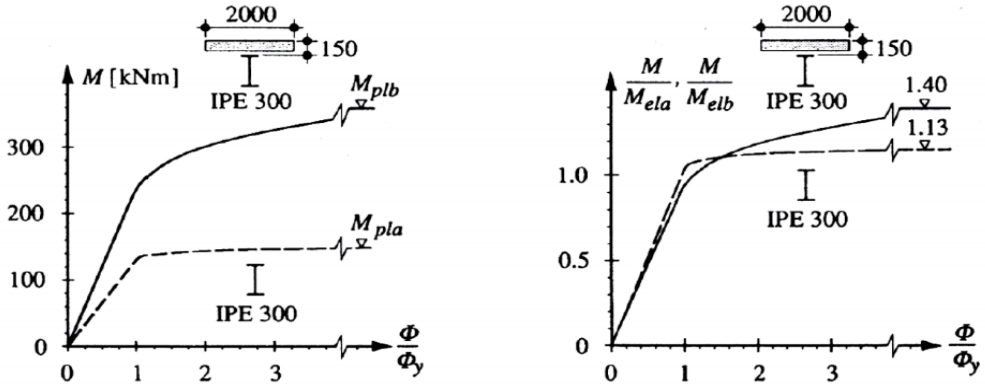


Fig.1.11 - Comparaison entre section mixte et non mixte. [24]

Les courbes de la (fig.1.11.) montrent que la présence de la connexion augmente à la fois la rigidité et la résistance d'une section mixte en travée par rapport à celle de la section du profilé seule. Et en pratique, mène à la réduction des dimensions de la poutre mixte, et souvent à la réduction de son coût.

Sur la base de ces conditions, les constructions mixtes viennent pour compléter les défauts de chaque matériau à condition de les lier ensemble de façon à ce que les deux composants résistent comme un seul élément.

I. 2 - Classes de sections mixtes acier-béton :

Selon les codes de calcul, la capacité de rotation de la section transversale définit la classe à laquelle appartient la section considérée (classe 1 à 4). Un classement est établi par l'EC-4 [11], (Fig.1.12), qui donne :

* Classe1 : quand la section est capable de développer le moment de résistance plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'une rotule pastique.

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

* Classe 3 et 4, lorsqu'en raison de voilement local intervenant dans une zone comprimée dela poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul (classe 3), ou une valeur inférieure (classe 4).Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

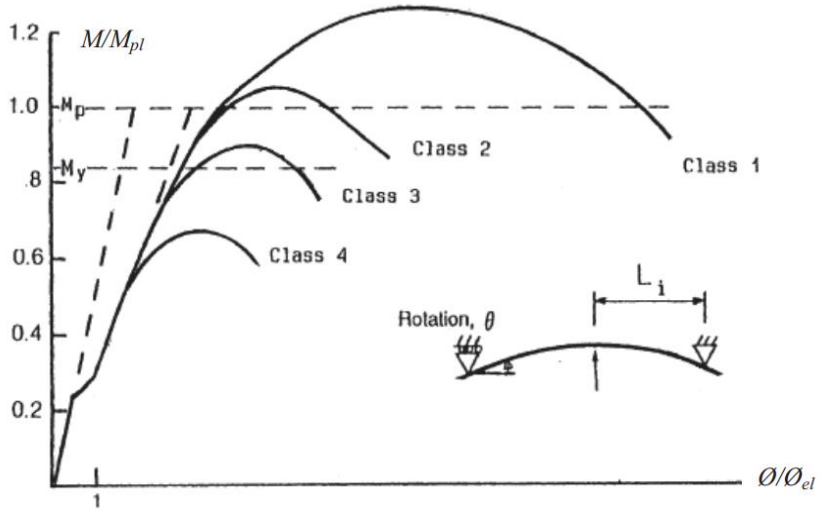


Fig.1.12 - Classification des sections mixtes [19].

I. 3 - Dimensionnement des poutres mixtes :

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

- La résistance des sections transversales critiques soumises aux actions du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

- La résistance au déversement (pour la semelle comprimée qui peut se situer en zone de moment négatif).

- La résistance de l'âme au voilement par cisaillement et la résistance au cisaillement longitudinal.

- La fissuration, déformation excessive et vibrations.

Toutes ces vérifications sont précisées dans le règlement Algérien de construction mixte et dans le règlement Européen l'Eurocode 4. Il est stipulé dans ces codes de calcul que les efforts intérieurs sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique selon la distribution des contraintes dans la section mixte Fig.1.13.

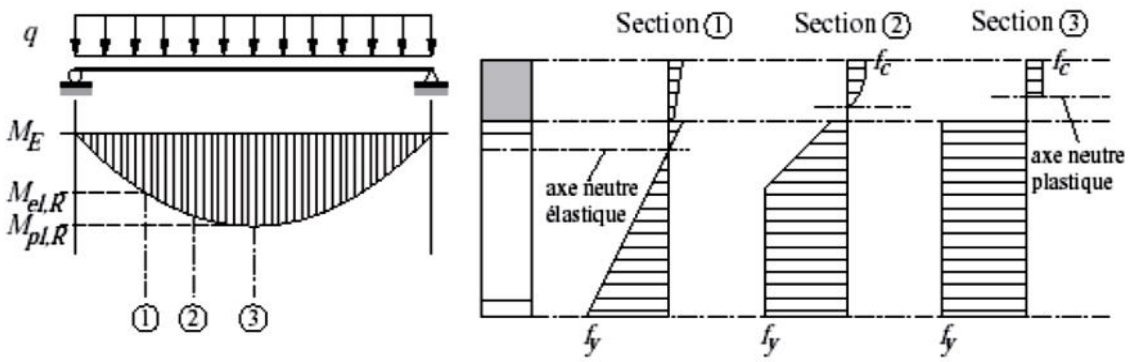


Fig.1.13 - Distribution des contraintes dans une section mixte. [24]

a -Etat Limite Ultime

Les vérifications à l'état limite ultime des poutres mixtes doivent être effectuées quant aux points suivants:

• la résistance des sections transversales critiques au moment de flexion et au cisaillement vertical,

• la résistance au cisaillement longitudinal,

• la résistance de l'âme au voilement par cisaillement et à la compression locale sous charges transversales,

• la résistance au déversement.

La classification des sections et la notion de largeur participante sont deux concepts importants qui servent de base au dimensionnement des poutres mixtes à l'état limite ultime.

La classification des sections permet de calculer la résistance des sections transversales en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section ce concept représente l'élancement de cette dernière. Quant à la largeur participante, elle permet la prise en compte de l'effet de traînage du cisaillement. [11]

Les classes 1 et 2 permettent de prendre en compte une distribution rectangulaire des contraintes, qui dépendent également du signe du moment de flexion agissant au droit de la section. La classe adoptée correspond à la plus faible parmi celles déterminées pour chacun des éléments.

Les limites fixées aux minceurs de la semelle comprimée et de l'âme d'une poutre métallique sont identiques à celles du CCM 97 et de l'Eurocode 3. Pour une poutre mixte simplement appuyée, il peut s'agir de la semelle supérieure ou de l'âme de la section métallique. La dalle de béton prévient le voilement de la semelle comprimée grâce aux liaisons des connecteurs de cisaillement. Le voilement de la semelle peut donc être considéré comme impossible et la semelle est considérée de classe 1 lorsque l'axe neutre de la section mixte est situé dans la dalle ou dans la semelle adjacente, cette dernière étant considérée de classe 1, de même pour

la section mixte puisque l'âme est totalement tendue. Dans le cas où l'axe neutre plastique est dans l'âme, son élancement doit être vérifié suivant la même procédure du CCM 97 et de l'EC3, afin de déterminer la classe de l'âme et ensuite de la section. [7, 10]

b -Etat Limite de Service :

Dans les constructions mixtes acier-béton, la plupart des dégâts constatés résultent des charges permanentes et des effets différés, dus au béton que ces charges provoquent (évolution des déformations dans le temps). Il est donc nécessaire de calculer les flèches dues aux différentes charges et de fixer des limites supérieures de déformations. De plus, il est nécessaire, surtout pour les constructions non étayées, de fixer des limites de déformations au stade du bétonnage de la dalle, afin d'éviter des flèches permanentes néfastes et des sur plus de béton non désirés.

La vérification des flèches des poutres mixtes doit prendre en compte le fluage et le retrait du béton. Les valeurs admissibles de flèches adoptées par l'Eurocode 4 sont identiques à celles données par l'Eurocode 3 pour les bâtiments en acier. Ces valeurs admissibles sont généralement satisfaites si les valeurs du rapport de la hauteur totale de la section mixte des poutres à leur portée se situent dans les intervalles suivants :

* pour des poutres simplement appuyées : 15 à 18 pour les poutres maîtresses, 18 à 20 pour les poutres secondaires,

* pour les poutres continues : 18 à 22 pour les poutres maîtresses, 22 à 25 pour les poutres secondaires. [11]

I. 4 - Importance de la connexion (Effet de la connexion)

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte cette connexion est réalisée par les connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle)en assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble [17].

I. 4.1 - Sans connexion

L'absence de connexion entre le profile métallique et la dalle de béton n'est pas une bonne solution, car chaque élément est fléchi d'une façon indépendante (Fig.1.14) .La partie tendue de la dalle de béton se fissure et ne participe pas à la flexion.

La résistance de la poutre métallique sera déterminée par un phénomène d'instabilité (Déversement, voilement de la semelle comprimée).

I. 4.2 - Avec connexion

Avec une connexion parfaite entre les deux matériaux (Fig.1.14), le diagramme des contraintes normales montre que l'exploitation des matériaux est meilleure. Toute la dalle est comprimée, la semelle supérieure du profile métallique est tenue latéralement par la dalle. De plus, l'acier est sollicité presque totalement en traction.

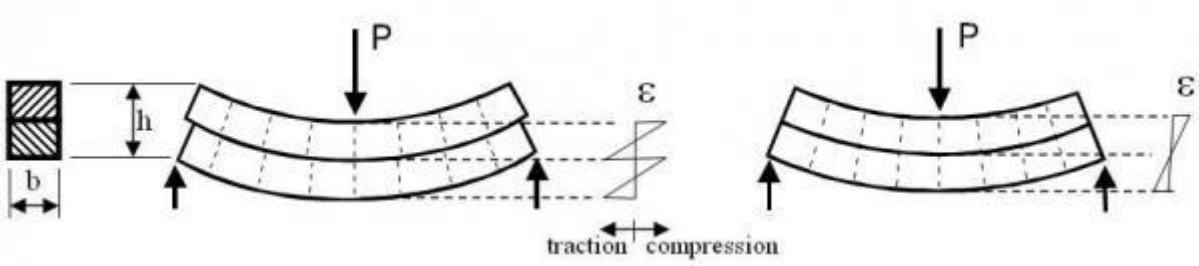


Fig.1.14 - Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion [4].

I. 5 - Types de connecteurs

Les connecteurs peuvent être: en goujons, en barres rondes, en équerres et en coupons de profils divers soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique (Fig.1.15).

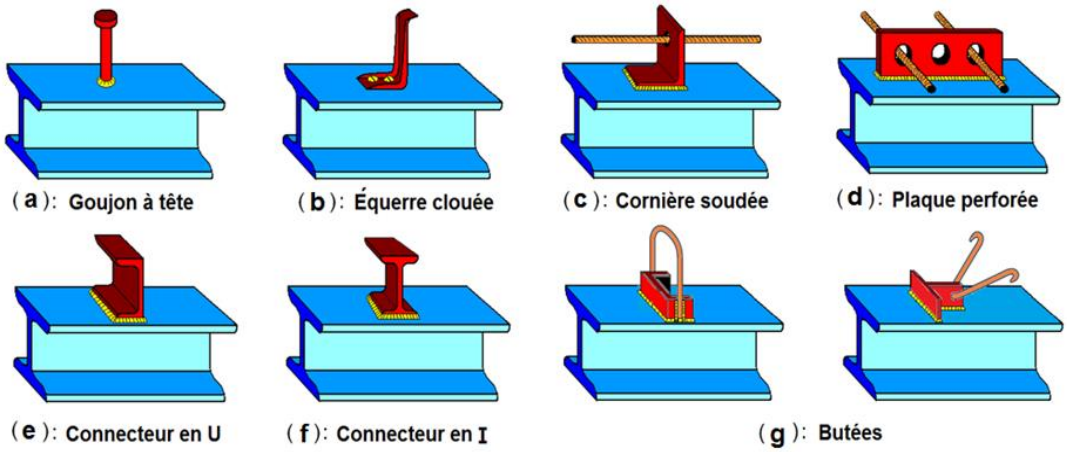


Fig.1.15 - Différents types de connecteurs.[26]

I. 5. 1. Connecteur en goujon à tête

Il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) où 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.

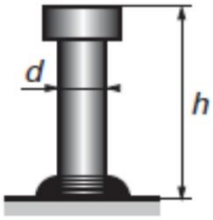


Fig.1.16 - Connecteur en goujon à tête [4].

La première utilisation des goujons est due à Viest, Siess et Newmark [Newmark, 1951]. Au départ, ils étaient soudés manuellement jusqu'à l'apparition du système industriel proposé et commercialisé par Nelson Stud Welding (Fig.1.16).

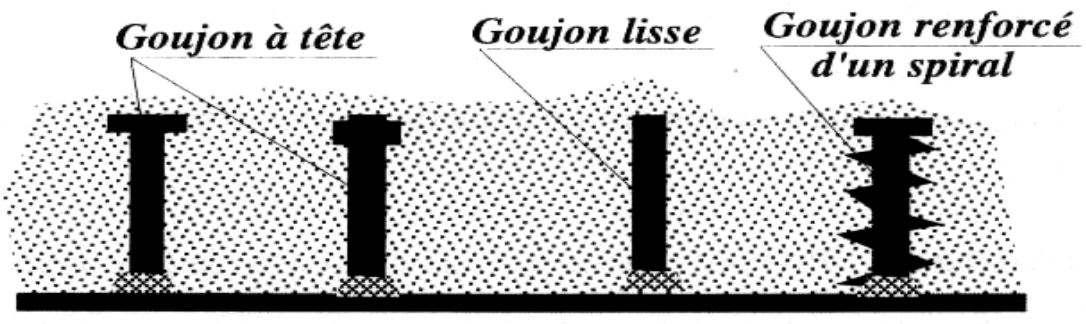


Fig.1.17 - Différents types de goujons soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique [6].

I. 5. 2. Connecteur en équerres en acier façonné à froid

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, il s'agit là de connecteurs rigides, soudés.

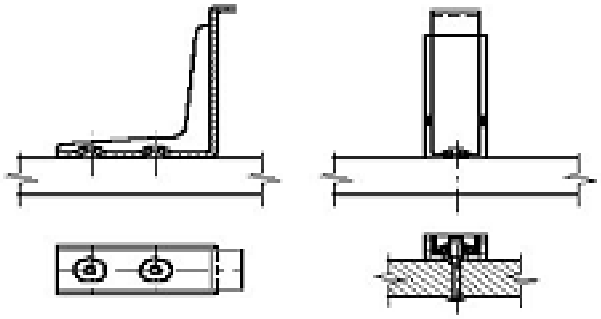


Fig.1.18 - Connecteur en équerres [2].

I. 5. 3. 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.

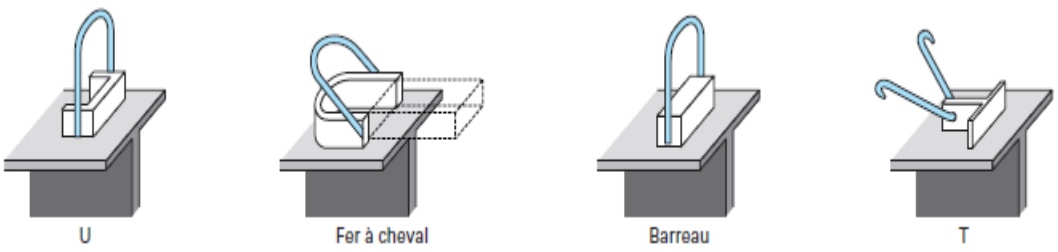
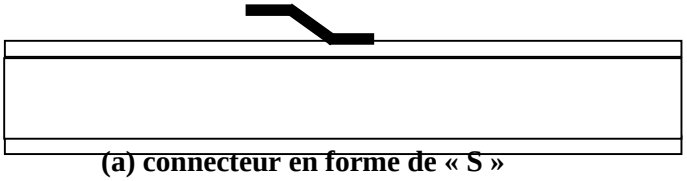
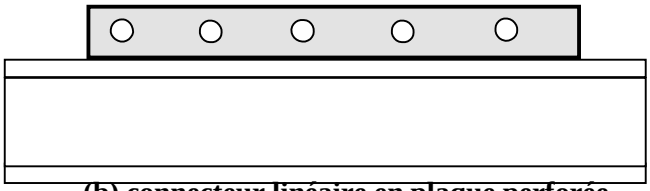


Fig.1.19 - Connecteurs en butées [1].

On peut citer les connecteurs en forme de « S » fabriqués à partir de l'acier d'armature de béton de diamètre 16 mm (Fig.1.20.a). D'autre type de connecteur appelé « connecteur linéaire en plaque perforée » est constitué d'une plaque métallique comporte des trous uniformément espacés (Fig.1.20.b).



(a) connecteur en forme de « S »



(b) connecteur linéaire en plaque perforée

Fig.1.20- Autres types de connecteurs [1].

Depuis 1980 [Trouillet, 1987], plusieurs connecteurs ont été développés dans différents pays :

* au Liechtenstein, la société HILTI étudie et vend un connecteur en cornière destiné au bâtiment et mis en place par cloutage.

* au Japon, l'université de Kobé et un lamineur (Sumito métal Industries) étudient un profilé à membrure embossé.

*en Italie, l'université de Trieste étudie la découpe et le pliage de l'âme du profilé pour réaliser la connexion.

*aux USA, sont étudiés des groupes de goujons mis en place au travers du bac d'acier, dans les bâtiments, et en vue de réaliser des poutres à âme discontinue permettant la réduction des hauteurs de plancher par intégration des tuyauteries dans l'âme.

*en URSS, apparaissent sur de nouveaux ponts des groupes de connecteurs réalisés à partir d'arceaux et constituant des éléments de forte puissance.

*en Allemagne est étudiée la connexion par boulons à haute résistance.

Enfin, en France, outre l'étude sur la compréhension du fonctionnement des connecteurs et plus particulièrement le connecteur en cornière, des études particulières ont été réalisées sur les butées arceaux dans le cas d'un pont prototype et d'autres sur les goujons auto visseurs [Aribert, 1988] pour une utilisation dans les bâtiments.

I. 6 - Essai de Cisaillement

On peut citer les cinq principaux types de ces essais :

Push-Out ou essai de poussée : c'est un essai standardisé qui permet de déterminer la charge de ruine, le mode de ruine et la courbe charge-déformation. L'Eurocode 4, section 10.2,

propose une procédure pour un test de Push-Out. Le principe de cet essai est donné sur la Fig.1.21.

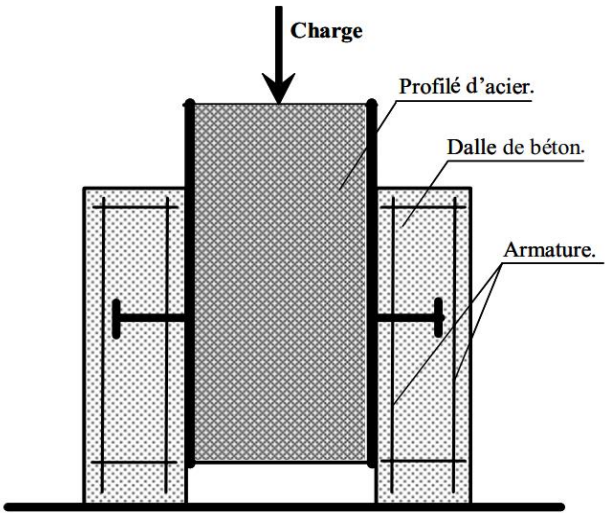


Fig.1.21- Principe del'essai Push-Out

Essai double Push-Out : c'est un essai de cisaillement à double symétrie. Il est constitué de deux profilés aux quels deux dalles en béton ont été connectées [Clarke, 1972], Fig.1.22.

Essai Push-Off : il se rapproche d'un essai de cisaillement pur par diminution de l'excentricité [Graf,1950].

Push-around : cet essai se rapproche des conditions réelles de sollicitations d'un connecteur d'une plaque mixte par exemple. La charge appliquée a une forme telle que le cisaillement est circulaire [Clarke, 1972].

Essai Push-In : dans cet essai, c'est la dalle en béton qui est au milieu ; elle est connectée sur chacune de ses faces à un profilé métallique [Jones, 1979], [VIRDI, 1978], (Fig.1.23.).

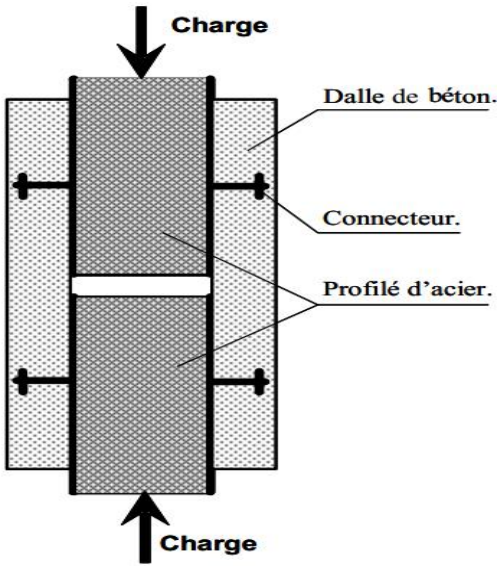


Fig.1.22- Principe del'essai double Push-Out

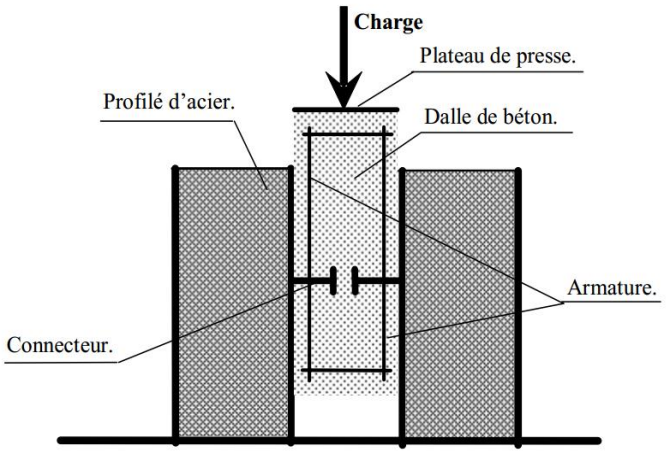


Fig.1.23- Principe de l'essai Push-In

Les essais comparatifs [TERASZ, 1965] entre ces différents catégories d'essais ont montré que le Push-Out est le plus représentatif du fonctionnement d'un connecteur dans une poutre. La comparaison entre un essai Push-Out et le fonctionnement d'une poutre en vraie grandeur [ARIBERT, 1988] a donné les mêmes courbes charge-glissement.

On conclut que le comportement général des connecteurs ainssi que celui de la dalle en béton et du profilé sont presque identiques, comme représenté sur la (Fig.1.24).

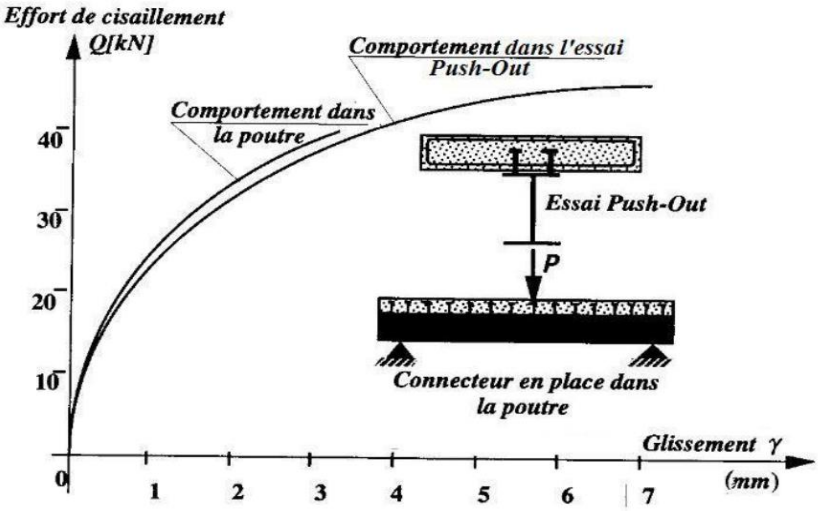


Fig.1.24-Comparaison entre le comportement d'un connecteur en place dans la poutre et son comportement au cours d'un essai Push-out. (Aribert, 1988)

Par contre, ilexiste quelques points faibles :

- dans l'essai Push-Out la dalle est sollicitée au droit du connecteur alors que dans la réalité la dalle est sollicitée sur toute sa largeur,

- la taille de la dalle et la quantité de ferraillage peuvent être différents entre l'essai Push-Out et la réalité,

- le nombre de connecteurs est différent, un ou deux dans le cas de l'essai Push-Out, plusieurs dans la réalité. Ceci pose la question de l'effet de groupe,

- la flexion transversale n'est pas bien représentée dans l'essai Push-Out.

I. 7 - Résistance des connecteurs et Mode de ruine de la connexion

La résistance d'un connecteur est la charge maximale 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.

I. 7. 1 - La résistance caractéristique :

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'eurocode 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.

I. 7. 1. a - Goujons à têtes :

L'Eurocode 4 donne comme expression pour la résistance ultime P_{rd} d'un goujon à tête en présence d'une dalle pleine la condition suivante : faisant intervenir la résistance au cisaillement de goujon et la résistance du béton a l'écrasement

$$P_{rd}^{(1)} = \frac{0{,}8 \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \qquad (\mathbf{I-1})$$

$$P_{rd}^{(2)} = \frac{0{,}29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{E_{cm} \times f_{ck}}}{\gamma_v} \qquad (\mathbf{I-2})$$

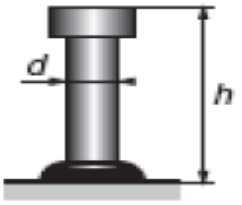


Fig.1.25- Goujon soudé [4].

Avec :
d : le diamètre du goujon (avec d ≤ 22mm).
h : la hauteur du goujon.
f_u : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon (sans dépasser 500 N/mm2).
f_{cK} : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.
α = 1 pour h/d > 4 (facteur correctif).
α = 0.2 [(h / d) + 1] pour 3 ≤ h / d ≤ 4.

γ_v = 1,25 (coefficient de sécurité).

I. 7. 1. b - Connecteurs en cornières soudées :

Dans la norme européenne, la force (P_{rd}) d'un connecteur de cisaillement d'angle dans une dalle pleine (suivant les indications de Fig.1.26) est donnée comme :

$$P_{rd} = \frac{10.Lh^{\frac{3}{4}}}{\gamma_c} f_{ck}^{2/3} \qquad (I-3)$$

Avec :

L : longueur de la cornière.

h : hauteur de la cornière.

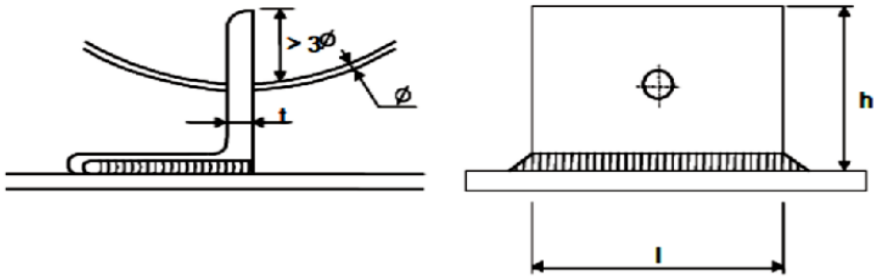


Fig.1.26- Connecteur en cornière.

Où :

P_{rd}**:** Est en newton ou l'on désigne par la résistance au glissement

f_{ck} : la résistance caractéristique du béton en N/mm²

γ_c: facteur de sûreté partiel, pris en tant que 1.25 pour l'état final de limite

Des essais réalisés au LCPC sur des connecteurs en cornière ont montré que le rapport soulèvement / glissement est faible, et l'EC-4 recommande l'utilisation d'une barre d'armature filante traversant l'aile de la cornière afin de s'opposer au soulèvement de la dalle. Lorsque la poutre fléchit, une armature filante doit traverser l'aile de la cornière, son diamètre minimum est pris égale à :

$$\phi_{min} \geq \sqrt{\frac{0,4P_{Rd}.\gamma_s}{\pi f_{sk}}} \qquad (I-4)$$

f_{sk} : limite élastique caractéristique de l'armature.

γ_s : facteur partiel de sécurité.

I. 7. 1. c - Résistance de connecteur en U:

Un type de connecteur suffisamment utilisé est le profil "U". Ce type de profil est trouvé plaqué et formé au froid (plat plié). L'expression qui donne sa résistance est la suivante :

$$\boldsymbol{Q_{rd} = \frac{0,3 * (t_{fs} + 0,5 * t_{ws}) * L_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_c}}{\gamma_{cs}}} \qquad (\mathbf{I-5})$$

Avec:

$\mathbf{t_{fs}}$,$\mathbf{t_{ws}}$ et $\mathbf{L_{cs}}$ en mm comme dans la Figure 1.28.

$\boldsymbol{\gamma_{cs}}$ est le coefficient de pondération de la résistance du connecteur; combinaisons à 1,25 ou la construction spéciale et 1,10 pour les combinaisons exceptionnelles.

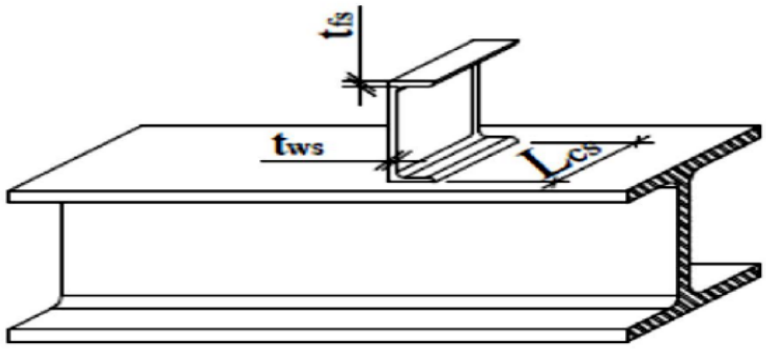


Fig.1.27- Type profil Connecteurs "U".

Le Profils de type "U" doit avoir une hauteur supérieure à 75 mm, doivent être pleinement intégré dans la dalle de Béton et sont installés âme plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre. Les profils formés à froid doivent avoir l'épaisseur de l'âme et de la table correspondant à la plaque et des précautions particulières doivent être prises pour éviter l'apparition de fissures dans la région de Kinks.[18]

I. 7. 1. d - Connecteurs en boulons :

Pour ce ty pe de connecteurs ; Il convient de prendre comme valeur de calcul même la résistance au glissement par boulon :

$$\boldsymbol{P_{rd} = \frac{\mu * F_{PrCd}}{\gamma_v}} \qquad (\mathbf{I-6})$$

$\boldsymbol{F_{PrCd}}$: l'effort de précontrainte dans les boulons.

$\boldsymbol{\mu}$: Coefficient de frottement qui peut être pris égale à 0,50 Pour $\mathbf{t_f} \leq 10$ mm et à 0,55 pour $\mathbf{t_f} \leq 15$ mm.

$\boldsymbol{\gamma_v}$: coefficient partiel de sécurité = 1,25.

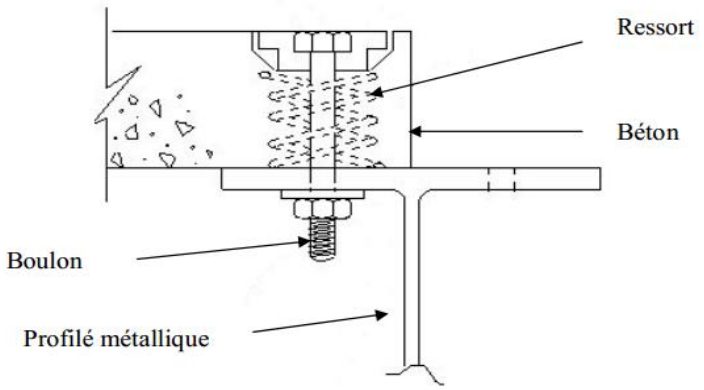


Fig.1.28- Connecteur en boulons

I. 7. 2 - Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs

Trois modes de chargement différents peuvent induire la rupture des poutres mixtes acier-béton : le premier est un chargement croissant agissant de façon instantanée ; le deuxième est constant au cours du temps avec une charge bien inférieure à la charge de ruine quasi-statique (il met en jeu les effets du fluage et du retrait du béton de la dalle), le dernier est cyclique avec également une charge inférieure à celle de la ruine quasi-statique.

Sous sollicitations statiques, on peut envisager trois modes de ruptures :

mode 1- rupture par le béton, soit par dislocation locale soit par fendage de la dalle ou rupture mixte,

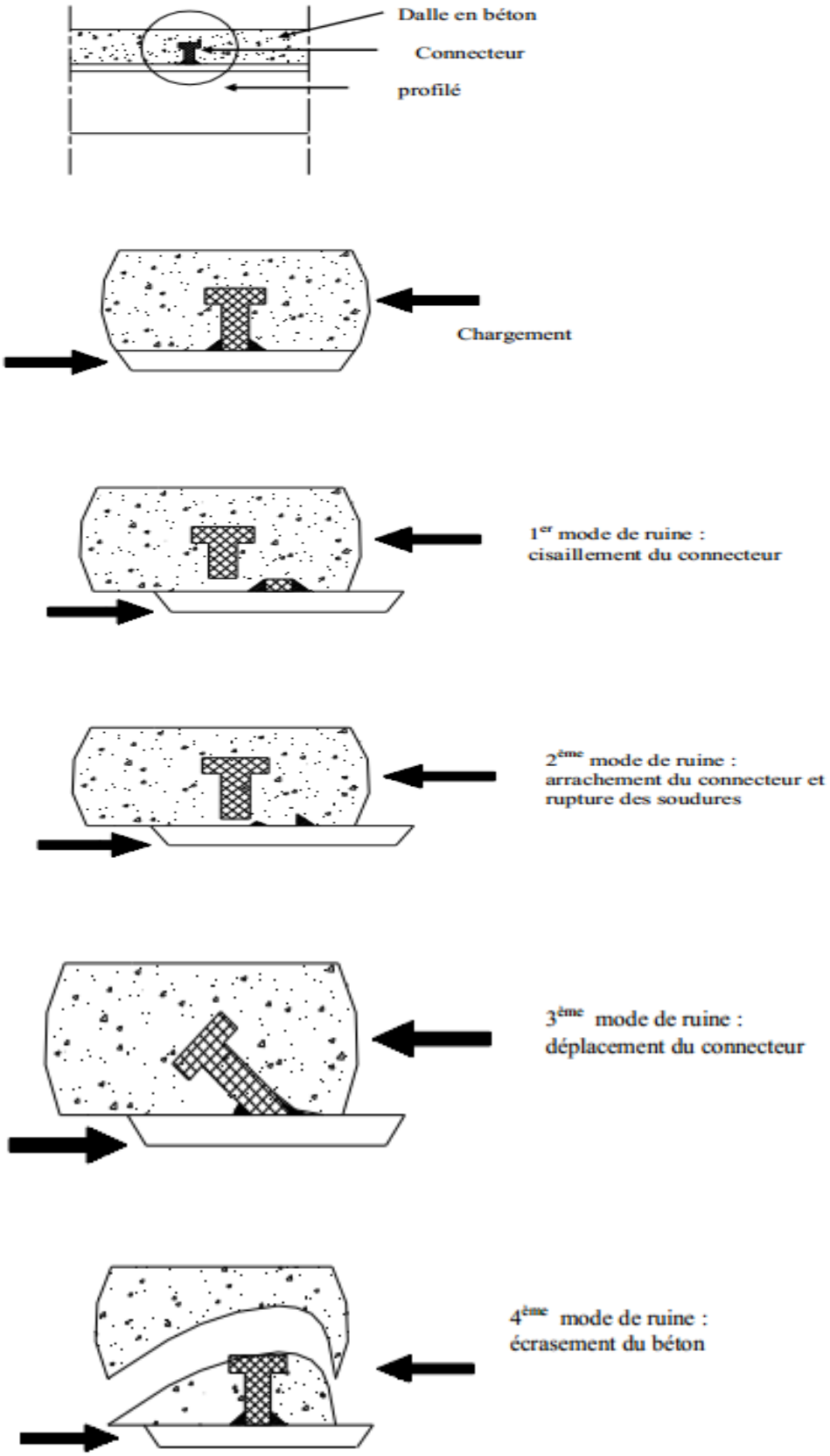
mode 2- rupture par l'acier provoqué par le cisaillement des connecteurs ou celui de la soudure,

mode 3- rupture mixte par déformation excessive de l'acier entraînant une concentration accrue des contraintes dans le béton et puis la rupture de celui-ci.

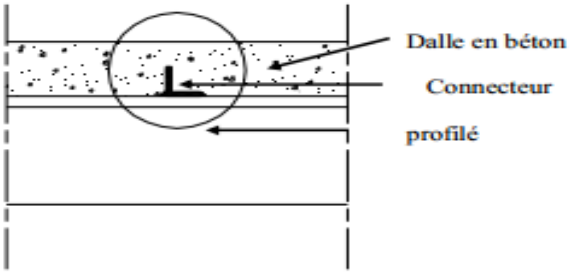
Pour les connecteurs très rigides la rupture se produit essentiellement par le **mode 1** et pour les connecteurs ductiles par le **mode 2** et **3**. Par contre pour les connecteurs semiductiles la rupture se produit par dislocation locale du béton.

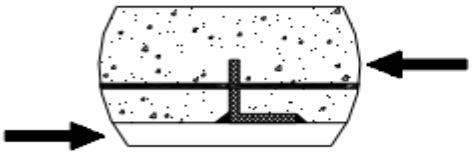
Illustration des mode de ruine:

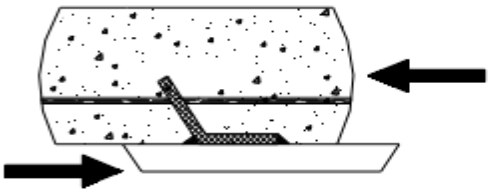
a) connecteur en goujon :

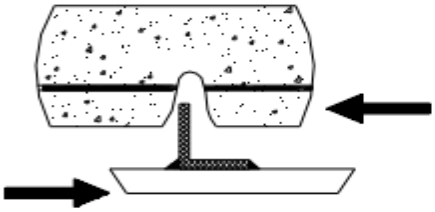


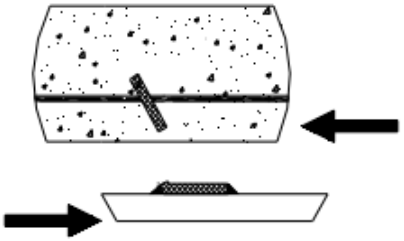
b) connecteur en cornière :











I. 8 - Différents types de connexion :

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

I. 8. 1 - Connexion complète :

Lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition de connecteurs supplémentaires, et que le glissement qui est produit à l'interface est faible et peut être négligé, on considère cette connexion complète. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification de la section d'acier ou par la ruine du béton. L. Bouazauoil [6] a mentionné dans ses travaux que dans le cas des goujons, la connexion complète n'existe pas, on est toujours en connexion partielle puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet de solliciter les goujons.

I. 8. 2 - Connexion partielle :

Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influe sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la connexion incomplète. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion. En pratique, la connexion incomplète devrait être prise en compte dans les études élastiques des poutres, par exemple aux états limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration [6].

I. 9 - Classement des connecteurs

L'Eurocode 4 propose deux classes de connecteurs : les connecteurs rigides et les connecteurs ductiles.

Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement. l'Eurocode 4 considère qu'une valeur de glissement supérieure ou égale à **6 mm** permet, en pratique, de considérer un connecteur comme ductile.

Le connecteur est rigide (non ductile), si pour une sollicitation déterminée il présente un comportement idéalement élastique.

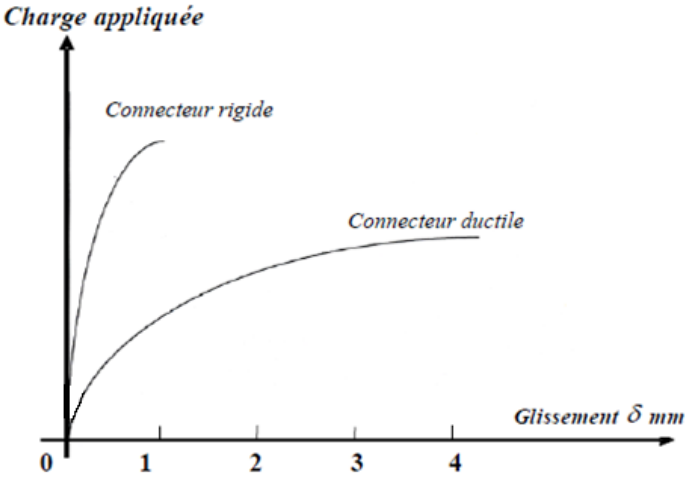


Fig.1.29- Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée [6].

I. 9. 1 - Connecteurs ductiles (souples):

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

On peut classer comme connecteurs ductiles : les connecteurs à goujon, boulons, crochets ou arceaux, en équerre (acier façonné) ou en cornière (Fig.1.30).

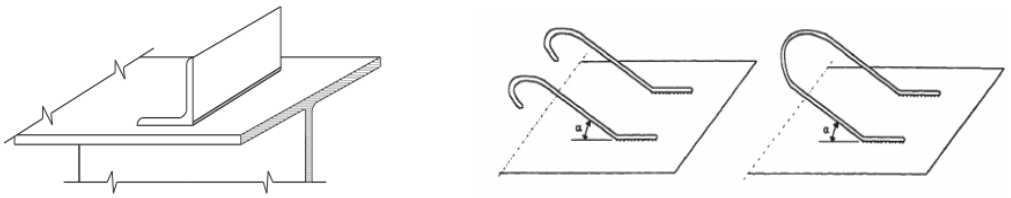


Fig.1.30- Exemple de connecteurs ductiles [11,22]

L'Eurocode 4 [11] 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) [25]. 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 [6]. En Algérie, on a tendance à employer les connecteurs en arceau ou crochet pour assurer la liaison entre la dalle et la poutre métallique.

I. 9. 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.1.31).

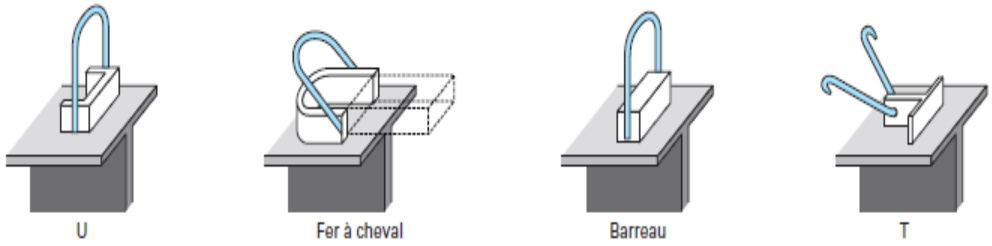


Fig.1.31.a) Types de connecteurs en butée [1]

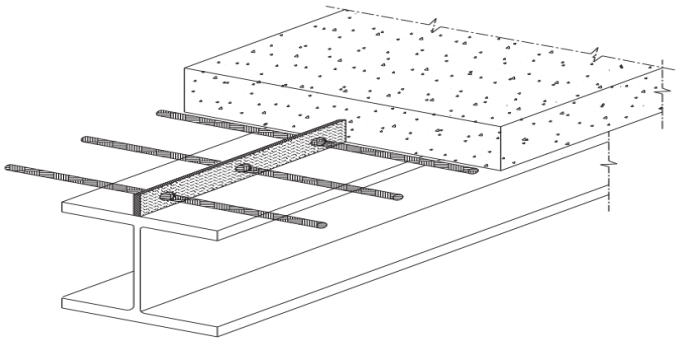


Fig.1.31.b) Type de connecteur linéaire. [Siouane] [23]

L'Eurocode 4 [11] considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides et 6 mm pour les connecteurs ductiles et de considérer comme non ductile tout connecteur qui n'est pas classé comme ductile, sans introduire de classe intermédiaire (semi-ductile) J.M. Aribert [3] et M. Rabih [6] ont proposé une autre notion de connexion qui correspond aux connecteurs «semi-ductile» ou «semi-rigide» si on veut adopter un comportement élasto-plastique. En réalité, c'est la capacité de déformation en glissement entre l'acier et le béton qui distingue un connecteur souple d'un connecteur rigide.

Il est à signaler que de nombreuses études menées sur les connecteurs, ont montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre en fonction du temps que de ses performances mécaniques [6].

I. 10 - 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. 10. 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 et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

I. 10. 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 des murs extérieurs
• Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre des poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité
• Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui -ci peut présenter plus d'étages. Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits:

- 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. 11 - Les inconvénients

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

Mais ces inconvenants sont rattrapés par le nombre important d'avantages déjà cités. [24]

I. 12 - Conclusion :

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

La résistance à la flexion et la rigidité des poutres mixtes dépendent directement du degré de connexion. Ce dernier est influencé par les paramètres tels que : la portée des poutres, la nuance d'acier et la géométrie de la section du profilé métallique, selon les résultats des essais existe dans la littérature [21], on remarque l'influence du rapport des ailes de ces profilés sur le degré de connexion.

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

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

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