Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil **SPECIALITE : Structure**

THEME

EVALUATION DE LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES CONNECTEURS EN CORNIERES SOUDEES.

Dirigé par :
Dr. TITOUM Messaoud

Présenté par :
Ould MOHAMED Samba

Promotion: 2015/2016.

REMERCIMENT

Avant de commencer la présentation de ce travail, je remercie dieu le tout puissant pour m'avoir donné la force, santé et patience pour arriver là où je suis, et je profite aussi de l'occasion pour remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour mon grand et respectueux professeur, M. TITOUM Messaoud, d'avoir accepté de m'encadrer pour mon projet de fin d'études, ainsi que pour son soutien, ses remarques pertinentes et son encouragement.

Je tiens à remercier aussi les membres de jury de m'avoir honoré en acceptant de juger mon modeste travail. Veuillez trouver ici le témoignage de mon respect le plus profond.

Mes remerciements vont aussi à tous mes professeurs, enseignants et toutes les personnes qui m'ont soutenus jusqu'au bout, et qui n'ont pas cessé de me donner des conseils très importants en signe de reconnaissance.

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

A mes parents :

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes sœurs et frères.

Ils vont trouver ici l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter.

A tous mes professeurs :

Leur générosité et leur soutien m'oblige de leurs témoigner mon profond respect et ma loyale considération.

A tous mes amis et mes collègues :

Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

Ould Mohamed SAMBA

Table des matiéres

Introduction Generale……..1

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur la connexion (Acier-Beton) dans les poutres mixtes

Introduction……4

1- poteaux mixtes (acier-béton)……..6

2- poutres mixtes (acier-béton)…….....7

3- Dalles mixtes (acier-béton)…….9

I-1- Comportement d'une poutre mixte……10

I-2- Classes de sections mixtes Acier-Beton…….11

I-3- Dimensionnement des poutres mixtes……....12

a) Etat limite ultime……...13
b) Etat limite de service……14

I-4- Importance de la connexion (Effet de la connexion)……14

I-4-1- Sans connexion……...14

I-4-2- Avec connexion……..14

I-5- Types de connecteurs……15

I-5-1- Connecteur en goujon à tete……...15

I-5-2- connecteur en equerres en acier facinné a froid……16

I-5-3- Connecteur en butées……..16

I-6- Essai de cisaillement……..17

I-7- Resistance des connecteur et Modes de ruine de la connexion……20

I-7-1- La résistance caractéristique……...20

I-7-1-a- Goujon a tete ……20

I-7-1-b- Connecteur en cornière soudé……...21

I-7-1-c- Résistance de connecteur en U……..22

I-7-1-d-Connecteur en boulons……...22

I-7-2- Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs……23

I-8- Differents types de connexion……...26

I-8-1- Connexion complete……..26

I-8-2- Connexion partielle……26

I-9- Classement des connecteurs……...26

I-9-1- Connecteur ductiles (souples)……27

I-9-2- Connecteur non ductiles (rigides)……..28

I-10- Raisons d'utiliser des structures mixtes……...28

I-10-1- Aspects architechtiraux……28

I-10-2- Aspects economiques……...29

I-11- Les inconvenients……29

I-12- Conclusion……..…….....29

Chapitre 2 : Etude experimental : Essai de push-out sur des connecteurs en cornières soudées

Introduction……..32

II-1- Caractéristique de l'essai de push-out……....32

II-1-1- Corps de l'essai push-out……..32

II-1-2- Caractéristiques de la corniére……..34

II-1-2-a- Caractéristiques géométriques de la cornière……34

II-1-2-b- Caractéristiques mécaniques……..34

II-1-3- Caractéristiques du béton……..35

II-2- Comportement global de la cornière……36

II-2-1- Observation générales après rupture……36

1- Forme des cornières après rupture……36
2- Charge et fissurations……37

II-2-2- Evaluation de ruine de la connexion béton/cornière……37

II-2-3- Mécanisme de fonctionnement……..39

II-3- Mécanisme de ruine déduit……...39

II-3-1- Rupture dans le connecteur……...39

a) La rupture dans l'aile libre……...39
b) La rupture dans dans la soudure……...39

II-3-2- Rupture dans le le béton……40

II-3-3- Rupture mixte……40

Chapitre 3 : Modélisation par éléments finis de l'essai Push-out

Introduction…….....43

III. 1 - Etapes de la modélisation numériques……43

III. 2 - Présentation du modèle……44

III. 2. 1 – symétrie……44

III. 2. 2 - Eléments finis utilisés……45

a. Elément SOLID65……45
b. Elément SOLID45……45
c. Elément LINK8……46
d. Elément CONTA173 et TARGET170……..46
e. Elément BEAM189……...47

III. 2. 3 - Lois de comportement des matériaux……47

a. Béton……48
b. Acier……..49

III. 2. 4 - Définition du maillage…….....49

III. 2. 5 - Conditions aux limites……...51

III. 2. 6 - Application des charges……52

III. 3 - Validation modéle proposé.……..53

III. 4 - Conclusion ....……..……56

Chapitre 4 : Etude Paramétrique

Introduction……..58

IV.1 - Modéle adopté……59

IV.2 - Effet du filant…….……60

IV.3 - Effet de la résistance caractéristique du béton…..……...61

IV.4 - Effet des dimensions de la cornière……62

IV.4.1 - Effet de la largeur de la cornière……...62

IV.4.2 - Effet de la hauteur de la cornière……..63

IV.5 – Conclusion……65

Conclusion Generale…….....68

Liste des tableaux

Chapitre 2 :

Tableau 1- Essai de push-out sur connecteur ≪ *cornière* ≫ (LRPC)……33

Tableau 2- Résultats obtenus pour la charge de ruine Q par des essais push-out sur connecteur ≪ cornière ≫ : Q_m - charge expérimental……41

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 – Caractéristiques mécaniques du modèle……60

Tableau 4.2 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet du filant)……60

Tableau 4.3 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la résistance caractéristique du béton)……...61

Tableau 4.4 – Caractéristiques géométriques de la cornière (Paramètre : Effet de la largeur de la cornière)……62

Tableau 4.5 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la largeur de la cornière)……63

Tableau 4.6 – Caractéristiques géométriques de la cornière (Paramètre : Effet de la hauteur de l'aile de la cornière)……..…….....64

Tableau 4.7 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la hauteur de l'aile de la cornière)……64

Liste des Figures

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

Fig.1.1- Effet de la solidarisation entre deux poutres en flexion élastique……5

Fig.1.2- Types de connecteurs utilisés en bâtiment……5

Fig.1.3- Exemples d'éléments mixtes (acier-béton) ……..6

Fig.1.4 - Types de poteaux mixtes……..7

Fig.1.5 - différentes formes de poutre mixte……...8

Fig.1.6 - exemples de type de profilé métallique……8

Fig.1.7 - Connexion entre la dalle en béton et le profilé……9

Fig.1.8 – Dalle mixre acier-béton……...9

Fig.1.9 - Modes d'adhérence des dalles mixtes……10

Fig.1.10 - Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie……11

Fig.1.11 - Comparaison entre section mixte et non mixte……11

Fig.1.12 - Classification des sections mixtes……12

Fig.1.13 - Distribution des contraintes dans une section mixte……13

Fig.1.14 - Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion……..15

Fig.1.15 - Différents types de connecteurs……15

Fig.1.16 - Connecteur en goujon à tête……15

Fig.1.17 - Différents types de goujons soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique.....16

Fig.1.18 - Connecteur en équerres……16

Fig.1.19 - Connecteurs en butées……..16

Fig.1.20- Autres types de connecteurs……..17

Fig.1.21- Principe del'essai Push-Out……..18

Fig.1.22- Principe del'essai double Push-Out……..18

Fig.1.23- Principe de l'essai Push-In……19

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)……...19

Fig.1.25- Goujon soudé…….20

Fig.1.26- Connecteur en cornière……..21

Fig.1.27- Type profil Connecteurs "U"…….22

Fig.1.28- Connecteur en boulons……...23

Fig.1.29- Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée…….27

Fig.1.30- Exemple de connecteurs ductiles……..27

Fig.1.31.a) Types de connecteurs en butée……...28

Fig.1.31.b) Type de connecteur linéaire……28

Chapitre 2 : Etude expérimental : Essai de push-out sur des connecteurs en cornières soudées

Fig.2.1- Dimension des pièces utilisées dans l'essai push-out sur un connecteur de type cornière (LRPC)…..……..……32

Fig.2.2- Caractéristiques géométriques de la cornière…….34

Fig.2.3- Diagramme contrainte-déformation (σ, ε) de l'acier supposé à comportement élasto-plastique parfait……...……...35

Fig.2.4- Diagramme contrainte-déformation (f, ε) du béton……36

Fig.2.5- Déplacements et déformations réels des cornières……..37

a) Cornière sans filant……...37
b) Cornière disposant d'un filant……..37

Fig.2.6-Plan de rupture dans une cornière……38

Fig.2.7-Enroulement de la cornière autour d'une charnière plastique……..38

Fig.2.8-Mécanisme de plastification du connecteur ≪ $cornière$ ≫……40

Chapitre 3 : Modélisation par éléments finis de l'essai Push-out

Fig.3.1 - Éprouvette d'essai push-out à modéliser……44

Fig.3.2 - Géométrie de SOLID65……45

Fig.3.3 - Géométrie de SOLID45……46

Fig.3.4 - Géométrie de LINK8……46

Fig.3.5 - Géométrie de CONTA173 et TARGET170……..47

Fig.3.6- Géométrie de BEAM189……47

Fig.3.7 - Diagramme contrainte-déformation du béton……48

Fig.3.8 - Diagramme bilinéaire de contrainte déformation de l'acier……49

Fig.3.9 - Maillage de l'acier de construction HEB 180, du connecteur en cornière soudé et du filant……..50

Fig.3.10 - Maillage du bloc de béton……...50

Fig.3.11 - Maillage complet du quart du modèle d'essai ≪Push-Out≫……..51

Fig.3.12 - Maillage du modèle avec conditions aux limites……51

Fig.3.13 - Maillage du modèle avec conditions aux limites et applications des charges……52

Fig.3.14 - Glissement à l'interface acier-béton……53

Fig.3.15 - Courbe charge/glissement donnée par un capteur de déplacement……54

Fig.3.16 - Contrainte de Von Mises : Pyramide de diffusion des efforts……...54

Fig.3.17 - Déplacement et déformation réel des connecteurs en cornière……..55

Fig.3.18 - Forme de la déformée : Décollement entre le béton et la cornière dans le modèle numérique……55

Chapitre 4 : Etude Paramétrique

Fig.4.1 – Modèle utilisé pour l'étude paramétrique……..59

Fig.4.2 – Courbes du glissement en fonction du chargement. (Paramètre : Effet du filant)……61

Fig.4.3 – Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la résistance caractéristique du béton……62

Fig.4.4 - Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la largeur de la cornière……63

Fig.4.5 – Hauteur de l'aile de la cornière……64

Fig.4.6 - Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la hauteur de l'aile de la cornière……65

ملخص:

في هذه الدراسة ، يتم تقديم نموذج عنصر محدود ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج ANSYS لمحاكاة اختبار القص(essai push-out) مع موصل "زاوية ملحومة"، والهدف هو تقييم قوة وليونة موصل "زاوية ملحومة" .

و لقد تم التحقق من النموذج العددي بمقارنته مع الاختبارات التجريبية التي أجريت بعدما أجرينا دراسة لعدة متغيرات (تأثير الغزل, اختلاف مقاومة الخرسانة و عرض الرابط) لتسليط الضوء على مدى تأثيريهم على مقاومة الرابط.

نتائج هذه الدراسة تبين أن الرابط "زاوية ملحومة" يظهر سلوك جامد $(\boldsymbol{\delta_u < 2\ mm})$

كلمات مفتحيه: الصلب، الخرسانة، الروافد المختلطة، الروابط ، تجارب القص، وطريقة العناصر المحدودة

Résumé :

Dans cette étude, un modèle d'élément finis tridimensionnel est présenté en utilisant le logiciel ANSYS pour simuler l'essai de cisaillement avec un connecteur en ≪ **cornière soudé**≫.

L' objectif est l'evaluation de la résistance et la ductilité d'un connecteur en ≪ **cornière soudé** ≫ ancré dans une dalle en béton armé soumis à un chargement statique. Le modèle numérique a été vérifié par comparaison avec des essais expérimentaux **tirées de la littérature**. Une étude paramétrique est effectué pour mettre en évidence l'influence du filant, de la variation de la résistance du béton $\mathbf{f_{ck}}$ et la largeur $\boldsymbol{l}$ du connecteur.

Les résultats de cette étude montre que le connecteur en ≪ cornière soudé ≫ présente un comportement **rigide** ($\boldsymbol{\delta_u < 2\ mm}$) et il peut être utilisé dans le calcul élastique dans les ponts mixtes.

Mots clés : acier –béton –connecteur –connexion –poutre mixte –essais –push out –Méthode des Elements Finis –connecteurs souples et rigides –glissements.

Abstract:

In this study, a three-dimensional finite element model is presented by using the ANSYS software to simulate the shear test with the " angle shear " connector.

The objective is the evaluation of the strength and ductility of the " angle shear " connector anchored in a reinforced concrete slab subjected to a static loading .The numerical model was verified by comparison with experimental tests taken from **the literature**. A parametric study is done to highlight the influence of the thready, changes in the strength of concrete $\mathbf{f_{ck}}$ and width of the connector ***L***.

The results show that the ≪ shear angle ≫ connector has a **rigid** behavior $(\boldsymbol{\delta_u < 2\ mm})$ and it can be used in the elastic design of bridges.

Key words : steel-concert, composite beams, shear connectors, push-out tests, Finite Element Method.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le contexte mondial comme en Algérie, les constructions mixtes acier-béton sont suffisamment utilisées dans les ouvrages de Génie Civil. Ce succès est dû aux nombreux avantages qu'offre ce type de structure :

- la réduction du poids de la structure métallique à chargement égal,
- l'augmentation de la rigidité en flexion du plancher (dans ses deux directions principales), d'où une réduction des flèches en service et la possibilité de passer de plus grandes portées à chargement égal,
- la réduction de la hauteur des planchers, associée à la facilité de réaliser des poutres métalliques à âmes ajourées permettant le passage des gaines techniques, d'où la réduction de la hauteur totale du bâtiment à nombre fixé d'étages,
- l'amélioration appréciable de la résistance à l'incendie des poutres et solives métalliques, pouvant devenir importante si l'âme de ces éléments est elle-même enrobée de béton,
- rapidité de montage et simplicité des assemblages (gain de temps), et tant d'autres.

Toute la théorie des poutres mixtes est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre le profilé métallique et la dalle de béton, la solidarisation des deux matériaux est obtenue au moyen d'organes de liaison, dit « connecteurs » fixés sur la face supérieure du profilé métallique et ancrés dans la dalle de béton, dont leur rôle est d'empêcher le glissement et le soulèvement pouvant se produire le long de l'interface de liaison.

Sur le marché, il existe de nombreux types de connecteurs, parmi lesquels on peut citer : les goujons à tête, les équerres clouées HVB, les connecteurs en U, les cornières soudées, les butées équipées de crochets,…etc.

Les recherches expérimentales et théoriques sur l'étude du comportement des goujons à tête sont assez nombreuses, mais elles sont rares sur les autres types de connecteurs.

A cet effet, nous avons mené notre étude sur les cornières soudées qui peuvent assurer une connexion parfaite surtout dans les ponts mixtes acier-béton réalisés en Algérie.

L'objectif général de notre étude est de présenter la procédure expérimentale des essais de cisaillement, dit « Push-Out tests » effectués sur les différents types de connecteur afin de déterminer leur résistance en cisaillement, leurs modes de ruines et leurs lois de comportement (cisaillement – glissement). Cependant, l'objectif principal est de proposer un modèle d'éléments finis tridimensionnel 3D pour la simulation du comportement au cisaillement d'un connecteur de type « cornière soudée » dans un spécimen d'essai « Push-Out ».

Notre travail de recherche est constitué de quatre chapitres et une conclusion générale :

Nous présentons dans le premier chapitre une étude bibliographique sur la connexion acier-béton dans les poutres mixtes.

L'objet du deuxième chapitre est la description des essais de cisaillement « Push-Out tests » appliquées sur les connecteurs, en particulier, les cornières soudées afin de déterminer la résistance ultime au cisaillement, le mode de ruine de la connexion et la courbe de comportement (cisaillement-glissement).

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation par éléments finis du comportement au cisaillement des cornières soudées dans un spécimen d'essai « Push-Out » en utilisant le logiciel ANSYS-Version 12. La validation du modèle proposé se fait par comparaison des résultats numériques aux données expérimentales **tirées de la littérature**.

Le quatrième chapitre consiste à effectuer une étude paramétrique pour mettre en évidence les principaux paramètres influençant le comportement au cisaillement des cornières soudées. Ces paramètres sont :

- effet de la présence du filant anti-soulèvement ;
- effet de la résistance du béton ;
- effet des dimensions de la cornière soudée.

Et pour terminer, nous présentons une conclusion générale pour ressortir tous les points importants de cette recherche.

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.

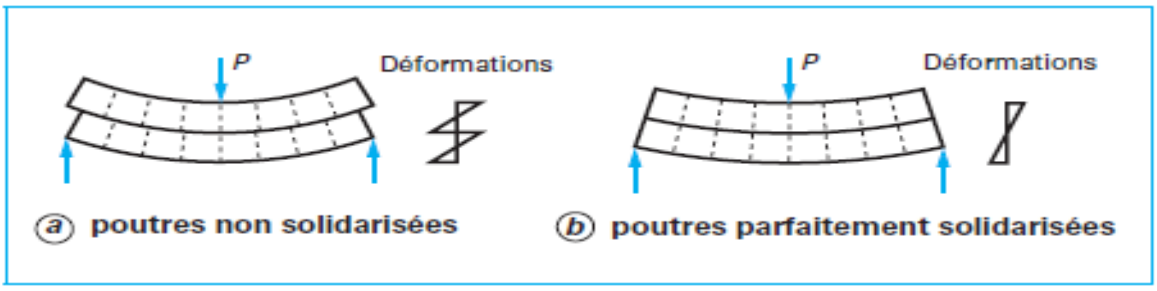


Fig.1.1- Effet de la solidarisation entre deux poutres en flexion élastique

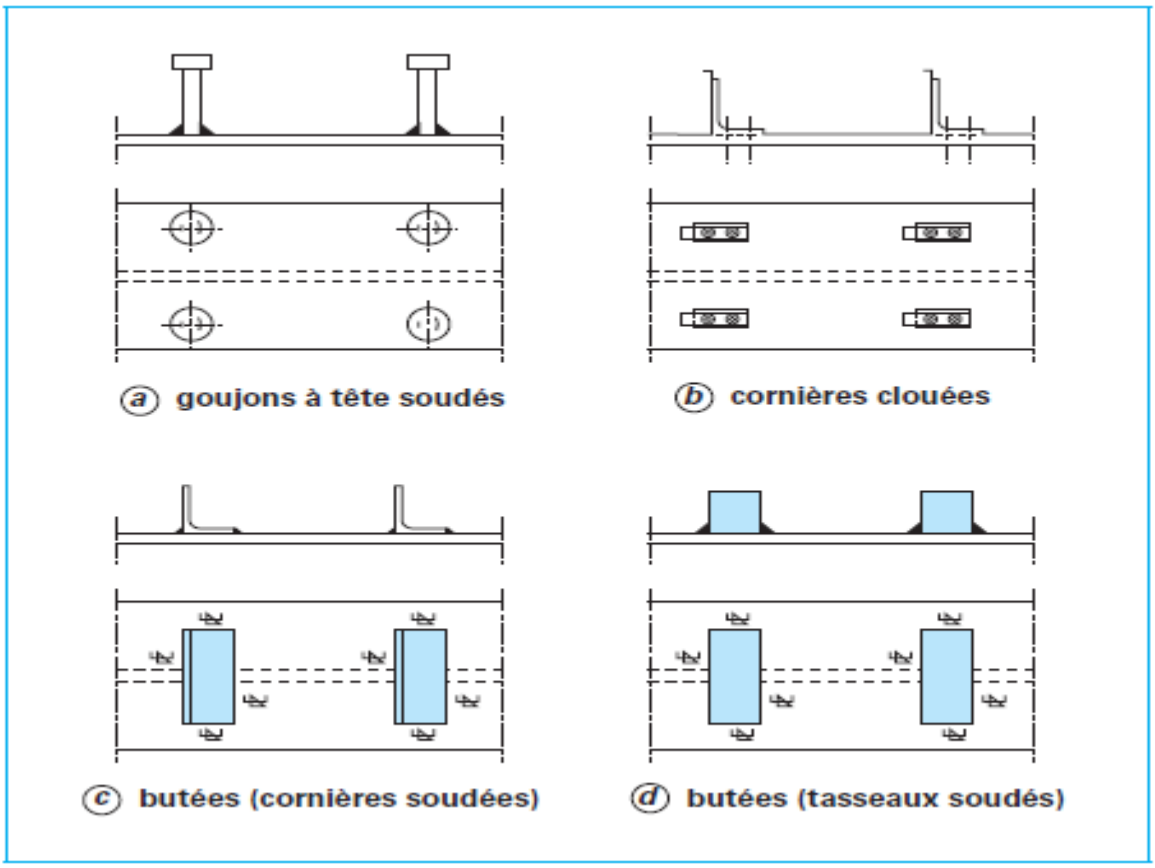


Fig.1.2- Types de connecteurs utilisés en bâtiment

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).

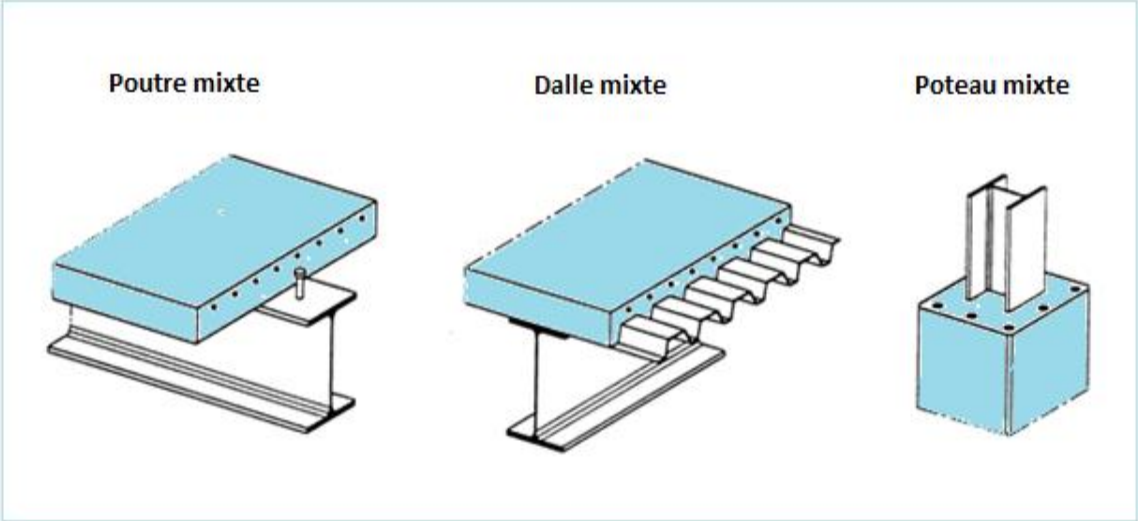


Fig.1.3- Exemples d'éléments mixtes (acier-béton)

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*).

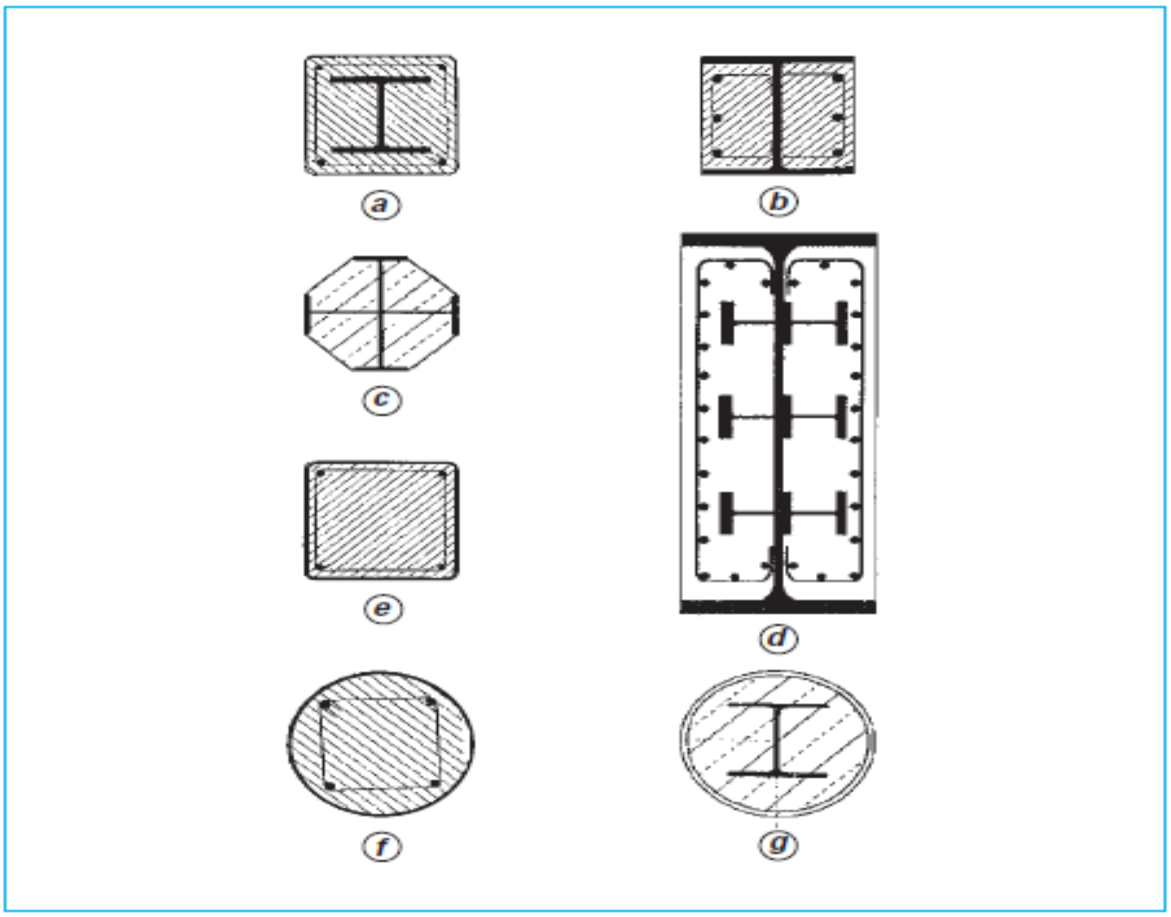


Fig.1.4 - Types de poteaux mixtes

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 :

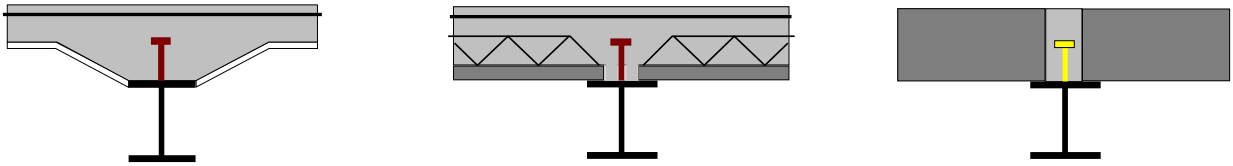
1-Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.

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)

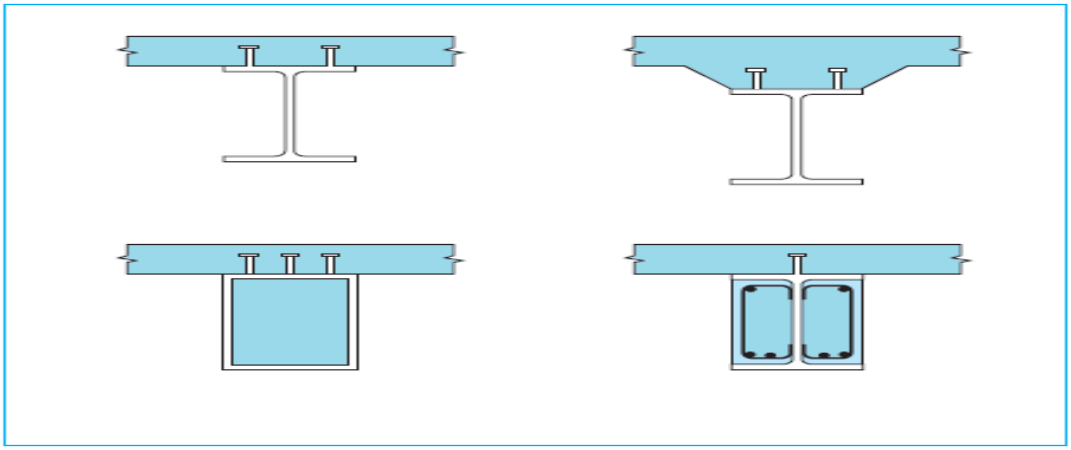


Fig.1.6 - exemples de type de profilé métallique. [5]

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.

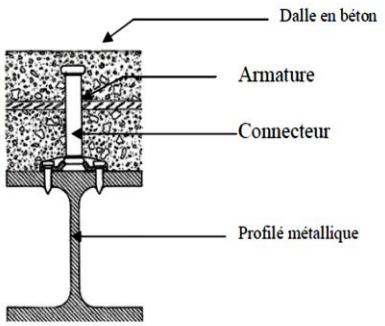


Fig.1.7 - Connexion entre la dalle en béton et le profilé. [1]

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.

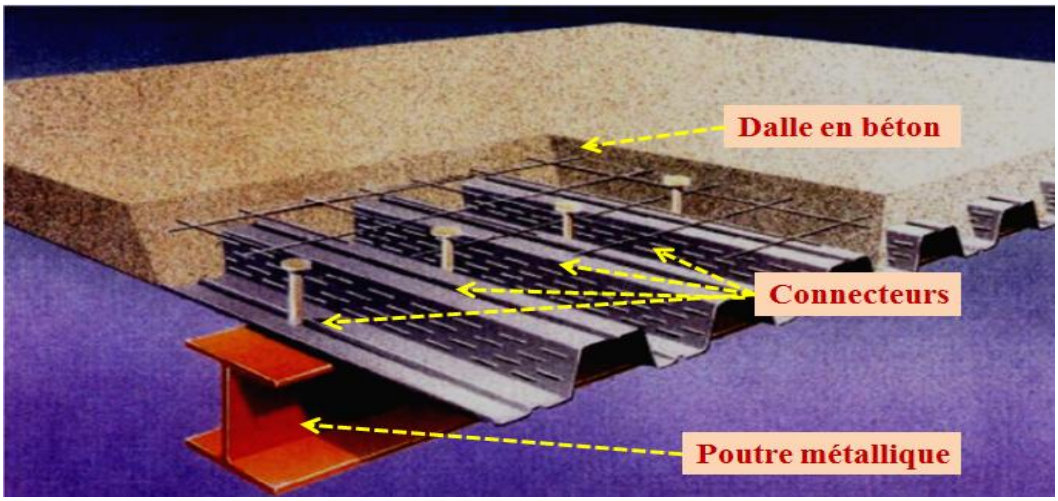


Fig.1.8 - Dalle mixte acier-béton. [26]

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*).

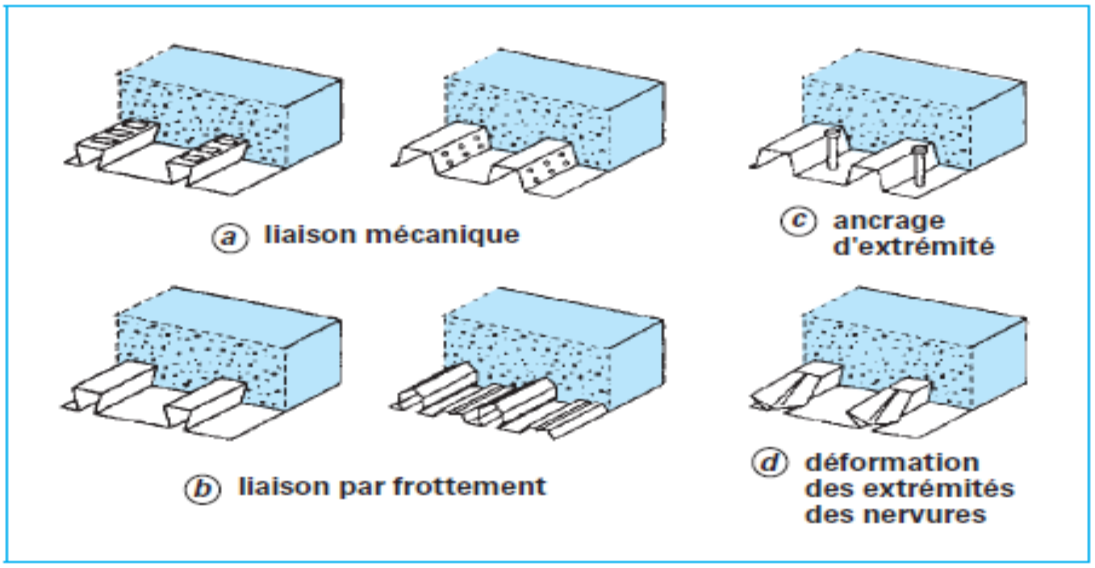


Fig.1.9 - Modes d'adhérence des dalles mixtes. [5]

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.

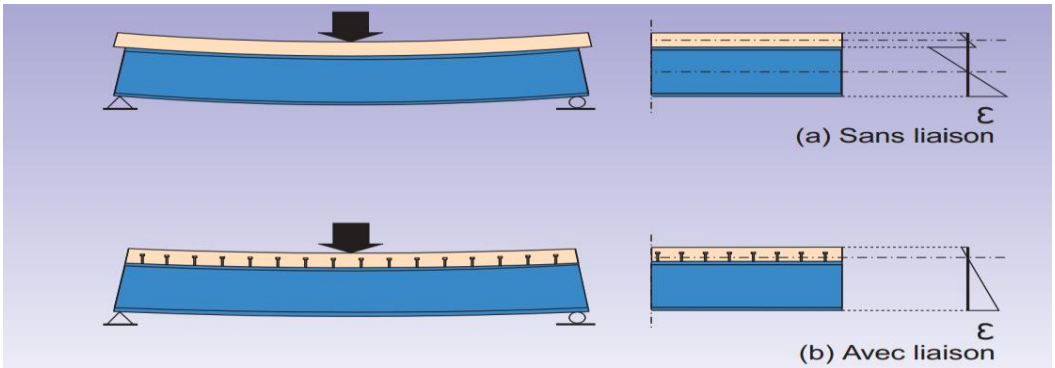


Fig.1.10 - Principe de fonctionnement de poutre mixte fléchie.

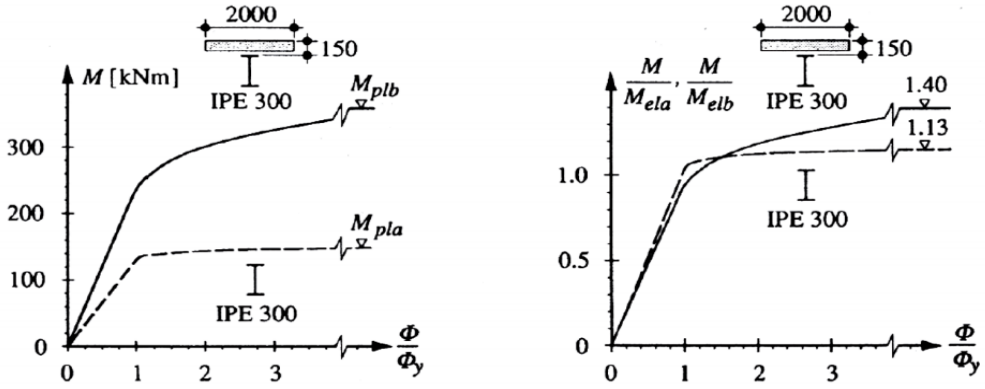


Fig.1.11 - Comparaison entre section mixte et non mixte. [24]

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).

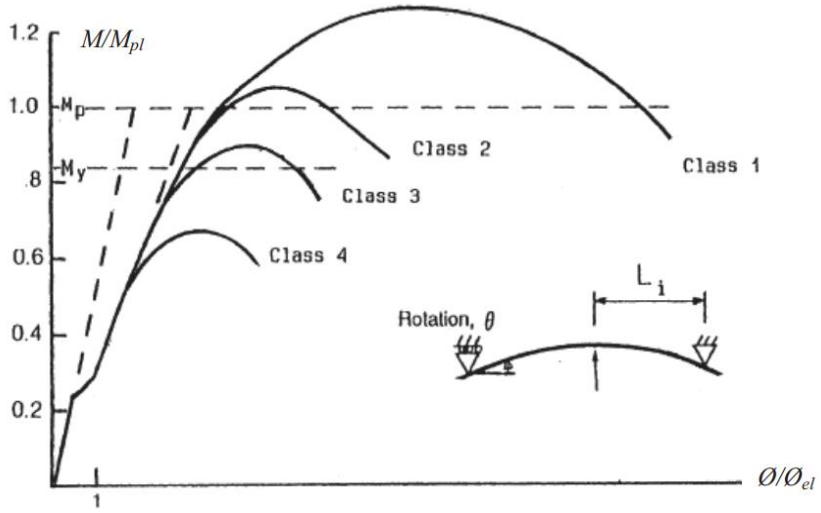


Fig.1.12 - Classification des sections mixtes [19].

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.

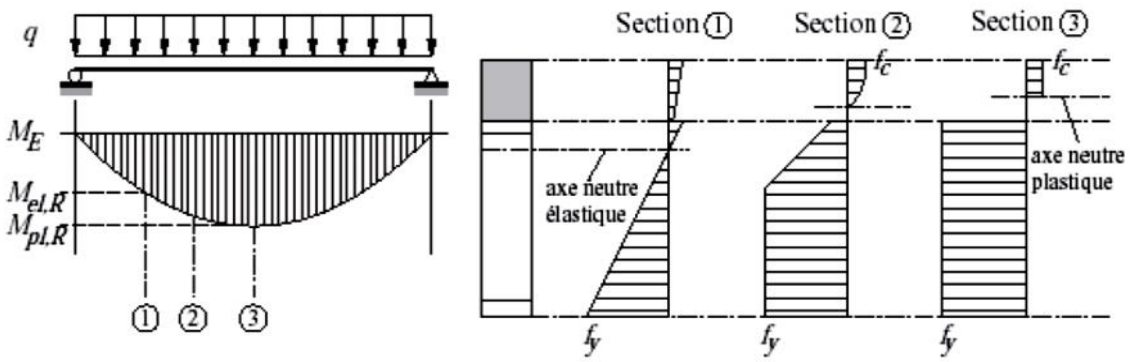


Fig.1.13 - Distribution des contraintes dans une section mixte. [24]

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.

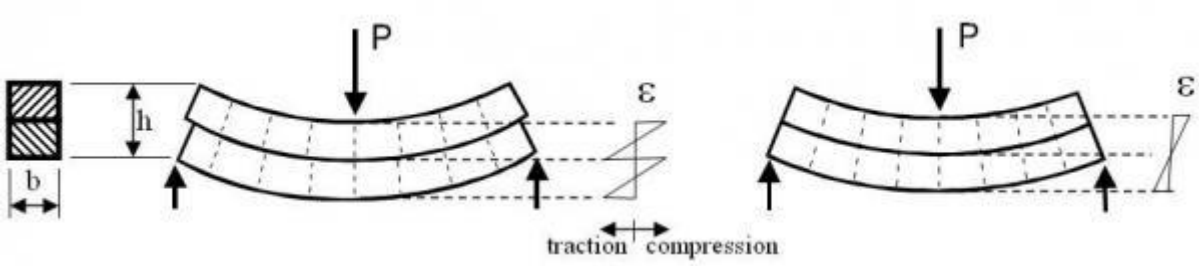


Fig.1.14 - Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion [4].

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).

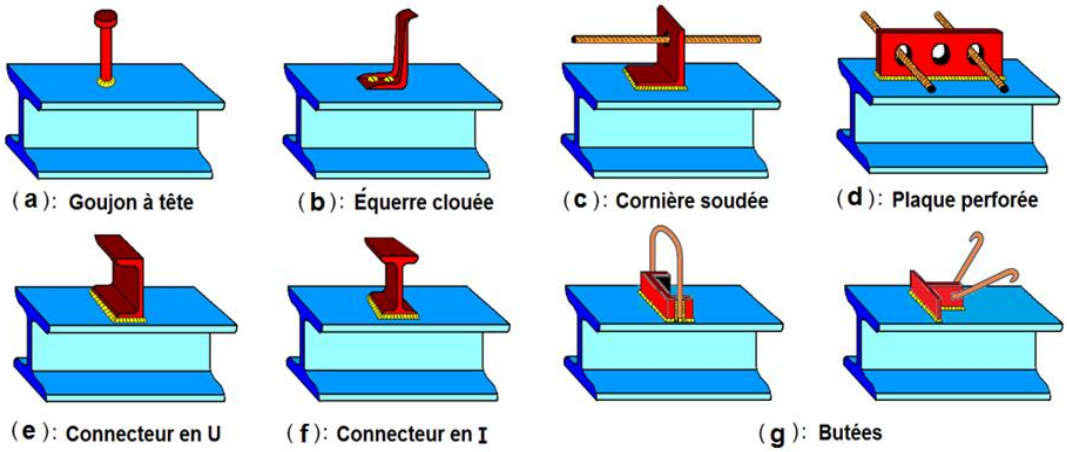


Fig.1.15 - Différents types de connecteurs.[26]

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.

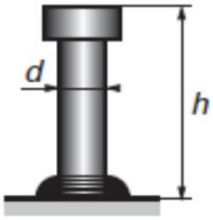


Fig.1.16 - Connecteur en goujon à tête [4].

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).

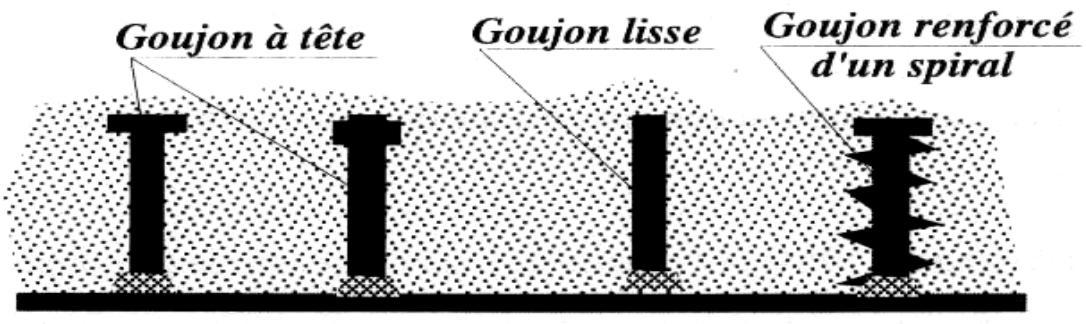


Fig.1.17 - Différents types de goujons soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique [6].

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.

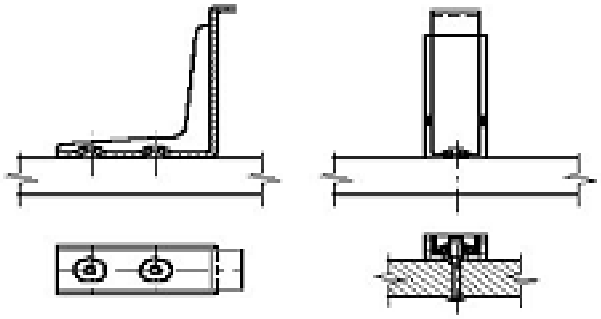


Fig.1.18 - Connecteur en équerres [2].

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.

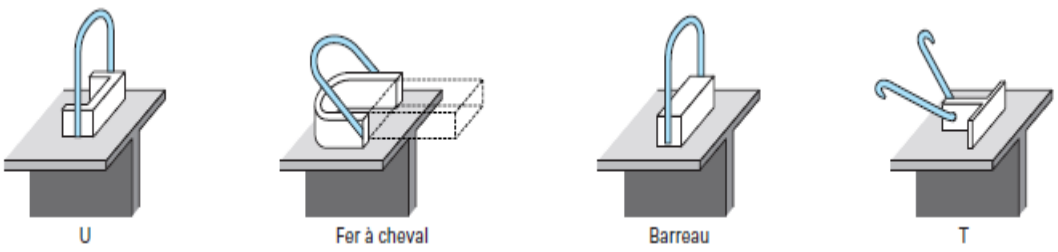
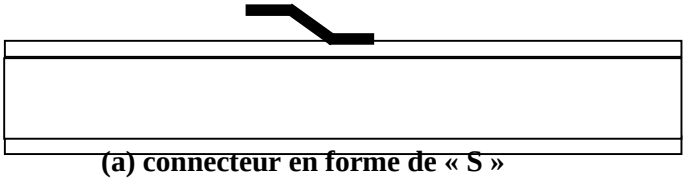
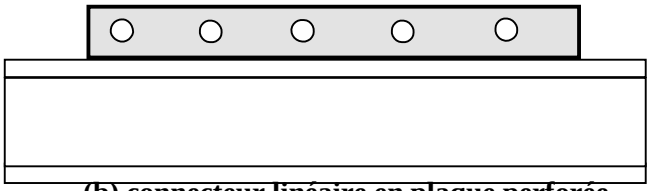


Fig.1.19 - Connecteurs en butées [1].

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.

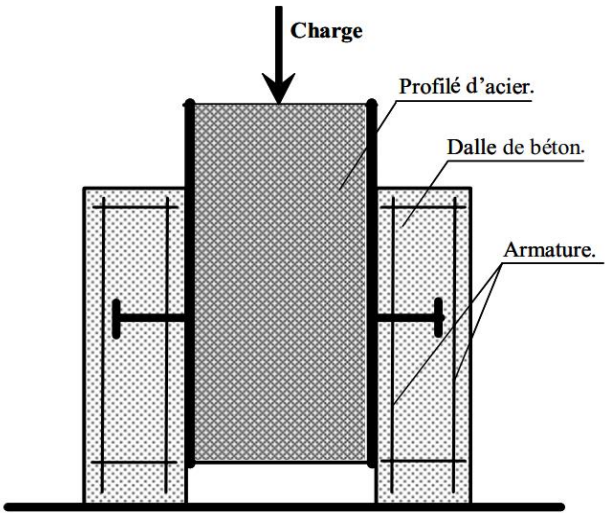


Fig.1.21- Principe del'essai Push-Out

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.).

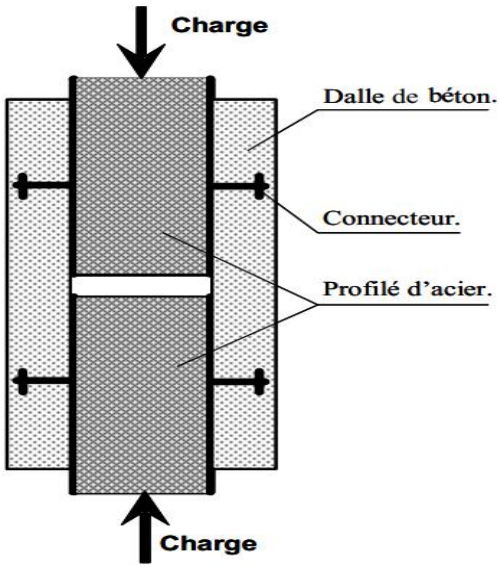


Fig.1.22- Principe del'essai double Push-Out

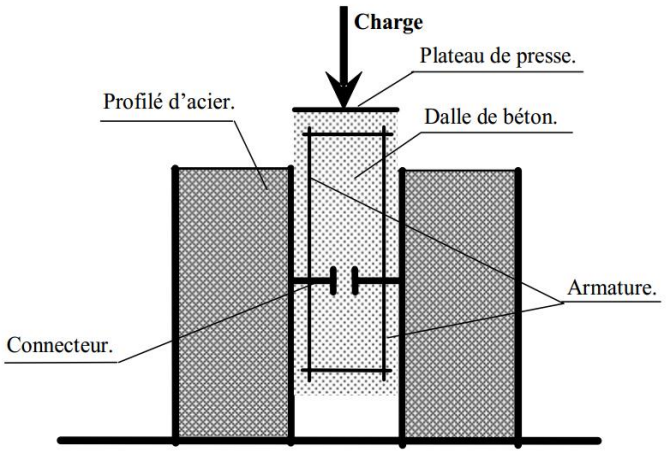


Fig.1.23- Principe de l'essai Push-In

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).

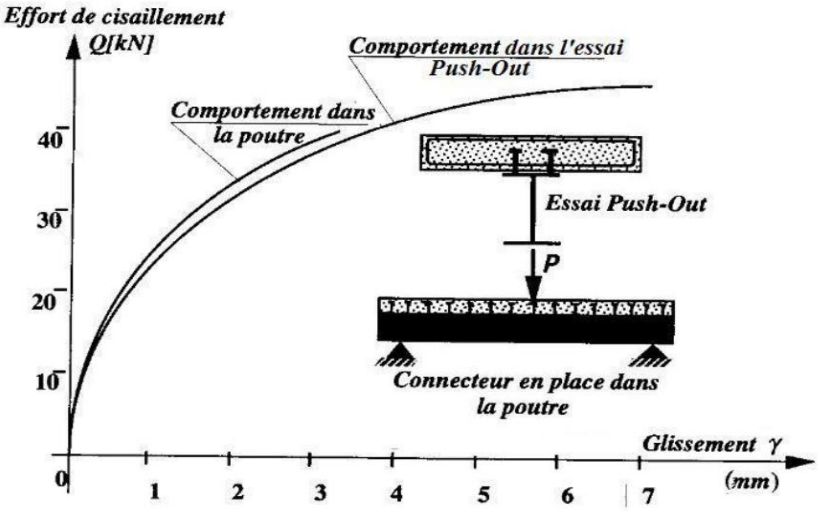


Fig.1.24-Comparaison entre le comportement d'un connecteur en place dans la poutre et son comportement au cours d'un essai Push-out. (Aribert, 1988)

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

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

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

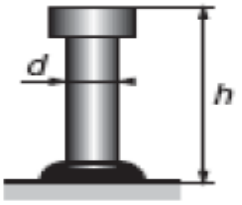


Fig.1.25- Goujon soudé [4].

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.

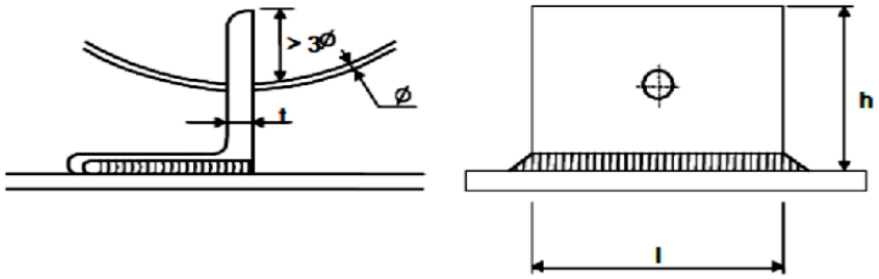


Fig.1.26- Connecteur en cornière.

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.

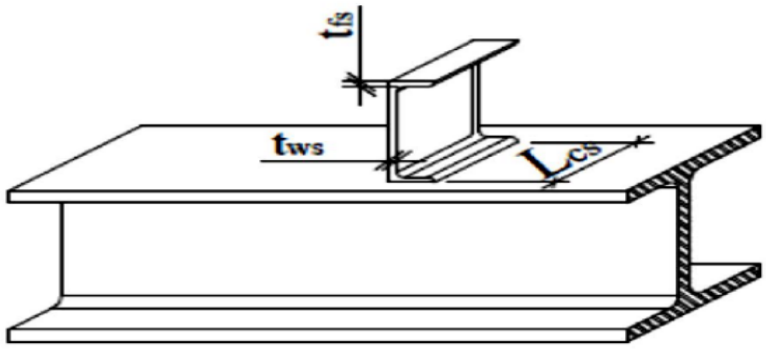


Fig.1.27- Type profil Connecteurs "U".

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.

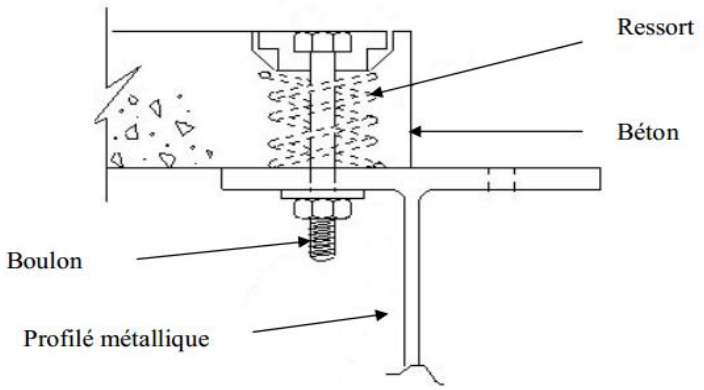


Fig.1.28- Connecteur en boulons

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,

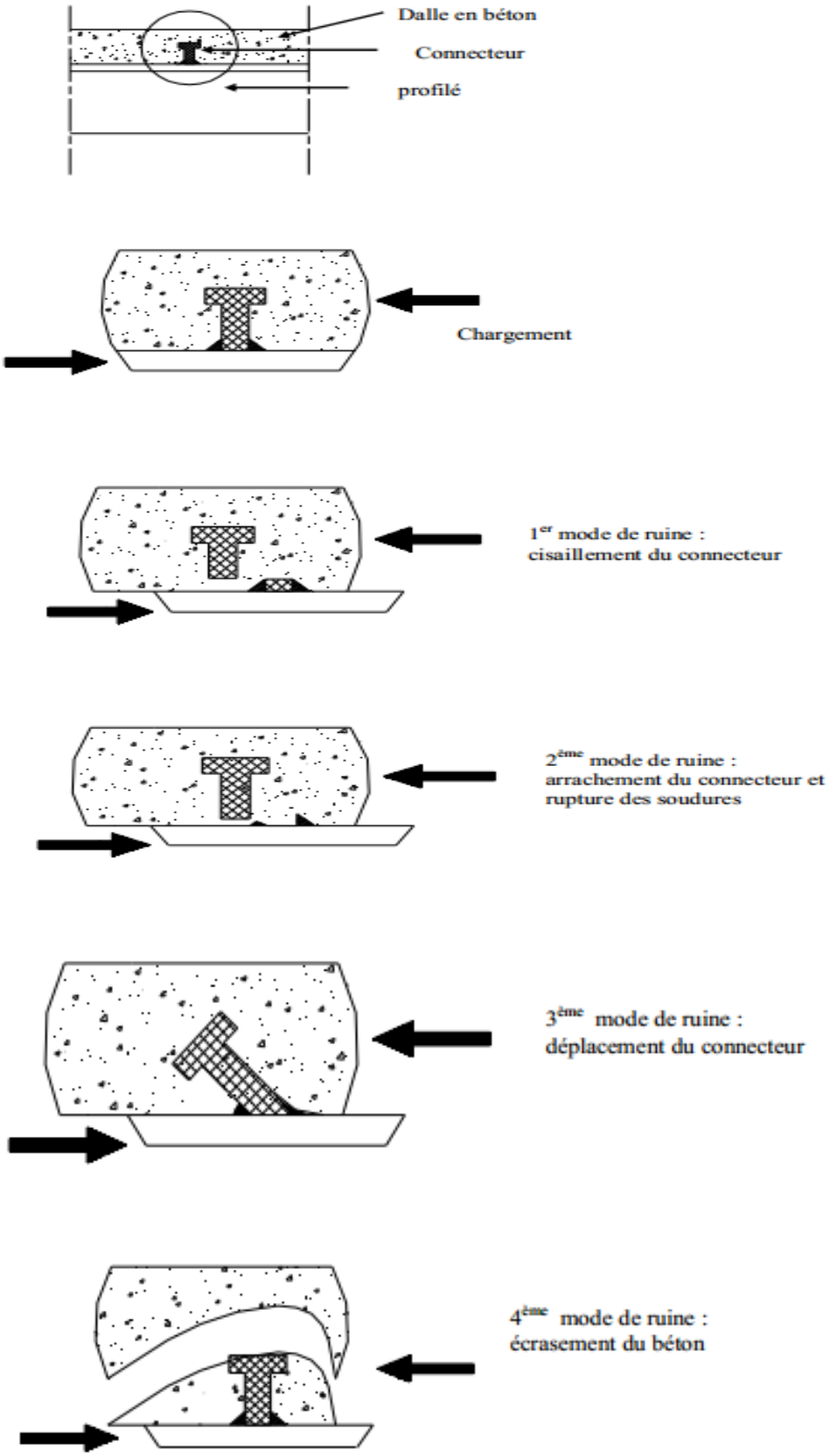
mode 2- rupture par l'acier provoqué par le cisaillement des connecteurs ou celui de la soudure,

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.

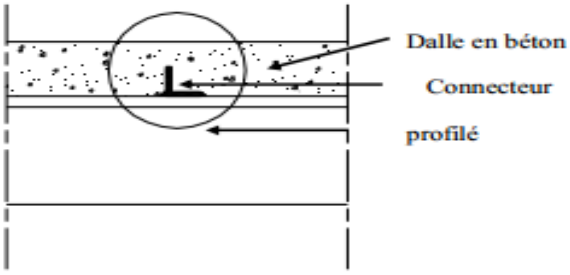
Pour les connecteurs très rigides la rupture se produit essentiellement par le **mode 1** et pour les connecteurs ductiles par le **mode 2** et **3**. Par contre pour les connecteurs semiductiles la rupture se produit par dislocation locale du béton.

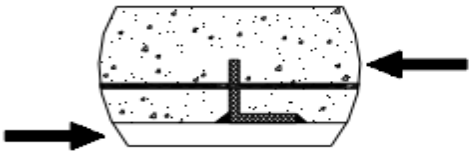
Illustration des mode de ruine:

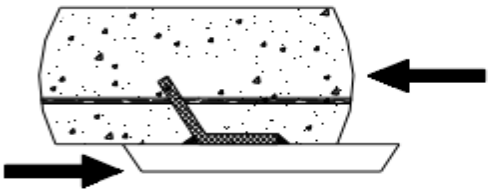
a) connecteur en goujon :

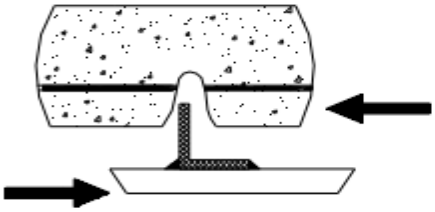


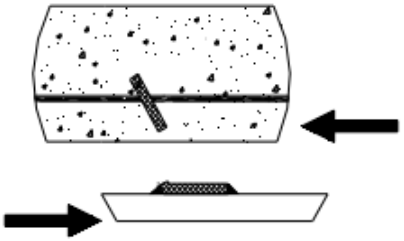
b) connecteur en cornière :











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.

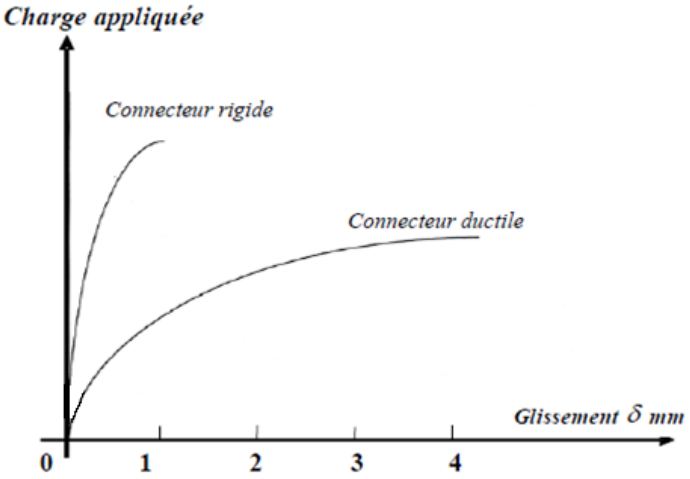


Fig.1.29- Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée [6].

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).

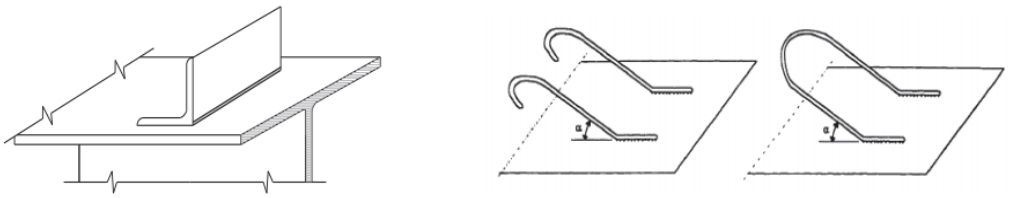


Fig.1.30- Exemple de connecteurs ductiles [11,22]

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).

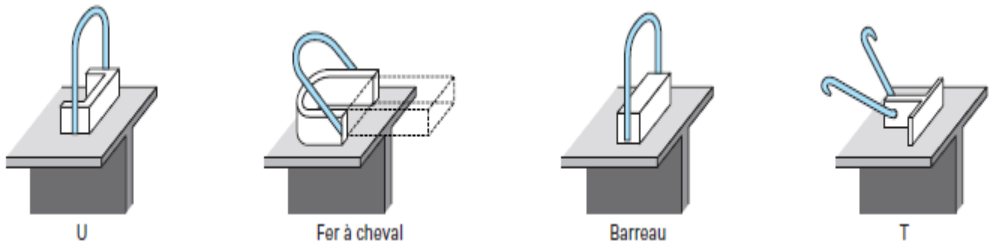


Fig.1.31.a) Types de connecteurs en butée [1]

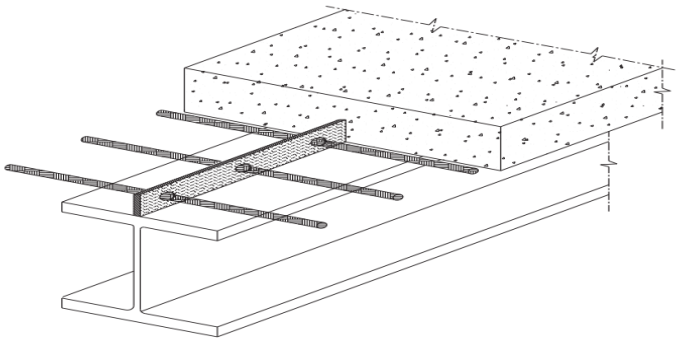


Fig.1.31.b) Type de connecteur linéaire. [Siouane] [23]

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.

Chapitre 2 : Etude expérimental : Essai de push-out sur des connecteurs en cornières soudées

Introduction :

Les recherches menées sur les structures mixtes avec des moyens de connexion de type «connecteurs» ont fait l'objet depuis l'année 1933, dans le but de dégager le comportement expérimental des connecteurs, sont nombreux : par exemple Newmark et al. en 1951, Chapman et al. en 1969 - Aribert et al. en 1982, Housain et al. en 1999 et tant d'autres. Toutefois dans ces travaux, l'attention est surtout portée sur le comportement des connecteurs types goujon à têtes qui n'ont commencé qu' en 1954. Les travaux expérimentaux réalisés avec des essais statiques et de fatigue d' éprouvettes sollicitées dans la plupart des cas en compression (cisaillement directes des connecteurs ou « Push-out test »), suivant le dispositif et les recommandations du règlement européen de constructions mixtes EC04 1(ENV 1994-1-1:1992). Quelques chercheurs se sont penchés sur le domaine des connecteurs de type cornière, parmi lesquels nous pouvons citer J. Trinh en 1993 [14] ainsi que M. Rabih et M. Gueury en 1995 [15].

II. 1 - Caractéristique de l'essai de push-out

II. 1. 1 - Corps de l'essai push-out

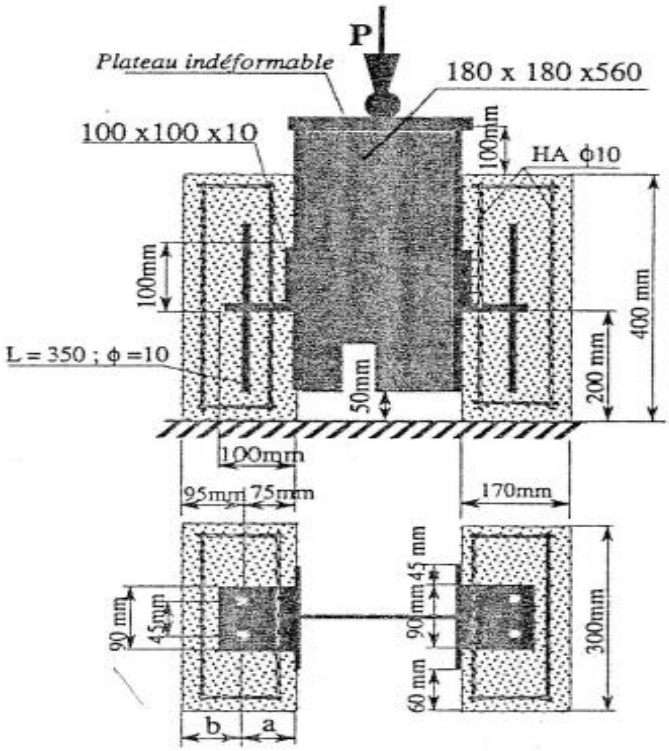


Fig.2.1- Dimension des pièces utilisées dans l'essai push-out sur un connecteur de type cornière (LRPC).

	N° Essai	Dimensions de la cornière (cm)				Dimension du filant (cm)			N°f	Dimension de la dalle (cm)			Arma-ture	Résistance du béton (MPa)
		H	L	E	r	HF	L_f	d_f		H_d	E_d	L_d	φ_f(mm)	f_{cj}
1	2	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	36,0
2	3	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	37,0
3	4	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	45,5
4	5	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	43,5
5	6	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	44,4
6	7	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	40,4
7	8	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	41,6
8	9a	10,0	9,0	1,0	1,2	7,0	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	37,9
9	9b	10,0	9,0	1,0	1,2	-	-	-	0	40,0	17,0	30,0	HA 10	37,3
10	9c	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	40,2
11	11	10,5	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,4	1	40,0	17,0	30,0	HA 10	40,1
12	14a	10,0	12,0	1,0	1,2	7,5	35,0	2,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	39,4
13	18	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	37,3
14	20	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	42,1
15	20a	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	36,8
16	24	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	41,9
17	221	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	32,3
18	230	10,0	27,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	42,5
19	231	10,0	12,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	43,4
20	270	20,0	9,0	2,0	1,8	15,0	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	43,0
21	271	20,0	9,0	2,0	1,8	15,0	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	42,5
22	272	15,0	9,0	1,5	1,6	11,2	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	42,8
23	273	15,0	9,0	1,5	1,6	11,2	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	40,4
24	280	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	46,5
25	B4	10,0	6,5	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	1	40,0	17,0	30,0	HA 10	44,9
26	B5	10,0	6,5	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	1	40,0	17,0	30,0	HA 10	45,9
27	B6	10,0	6,5	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	1	40,0	17,0	30,0	HA 10	42,8
28	17	20,0	9,0	2,0	1,8	15,0	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	37,3
29	19a	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	63,4
30	19b	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	80,5
31	211	15,0	9,0	1,0	1,2	11,2	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	38,1
32	212	15,0	9,0	1,0	1,2	11,2	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	43,3
33	10	10,0	27,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	33,6
34	12	20,0	9,0	1,0	1,2	15,0	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	46,3
35	13	20,0	9,0	1,0	1,2	15,0	35,0	2,5	1	40,0	27,0	30,0	HA 10	43,2
36	15a	10,0	9,0	1,0	1,2	6,25	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	41,7
37	17a	20,0	9,0	2,0	1,8	15,0	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	37,3
38	210	20,0	9,0	1,0	1,2	15,0	35,0	1,0	2	40,0	27,0	30,0	HA 10	43,8
39	222	10,0	9,0	1,0	1,2	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	65,0
40	260	10,0	9,0	1,0	9,0	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	39,6
41	261	10,0	9,0	1,0	9,0	7,5	35,0	1,0	2	40,0	17,0	30,0	HA 10	42,8

Tableau 1- Essai de push-out sur connecteur « *cornière* » (LRPC).

II. 1. 2 - Caractéristiques de la cornière [8]

II. 1. 2. a - Caractéristiques géométriques de la cornière

Les dimensions géométriques de la cornière sont indiquées en (Fig.2.2).

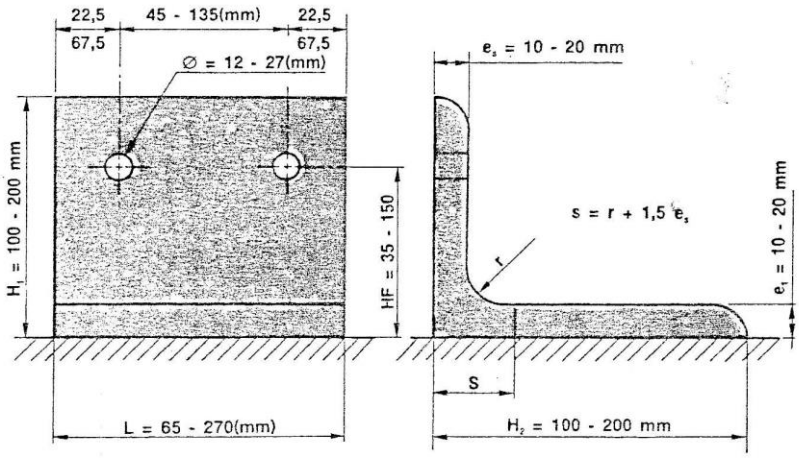


Fig.2.2- Caractéristiques géométriques de la cornière.

II. 1. 2. b - Caractéristiques mécaniques

Le matériau constitutif de la cornière est un acier E26 (AFNOR) dont le module d'élasticité est $E = 2{,}1.10^5 MPa$ et la limite d'élasticité $\sigma = 280 MPa$

L'acier du connecteur a un comportement élasto-plastique, avec un domaine de plasticité parfaite. En pratique, le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) est supposé symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine (Fig.2.3). Il est caractérisé par la limite d'élasticité σ_e^a, le module d'élasticité E_s et la déformation maximale $\mu\varepsilon_e^a$. Dans notre problème, nous limitons l'état de service du connecteur à sa limite d'élasticité.

L'inertie d'une tranche unitaire d'une section courante est $I = lh^3/12$ avec l=h=1cm, ce qui donne en partie courante une rigidité à la flexion $EI = 175000\ \text{daN.cm}^2$.

Au droit des passages destinés aux filants, on a convenu de prendre EI au prorata de la largeur de métal. Le diamètre d'un perçage d_f étant un peu plus grand que le diamètre du filant $d_f = 12$ à 27 cm, la largeur de métal restant au droit des perçages est égale à : $L' = L - N_f.d_f$ où L est la largeur de la cornière et N_f le nombre de filants.

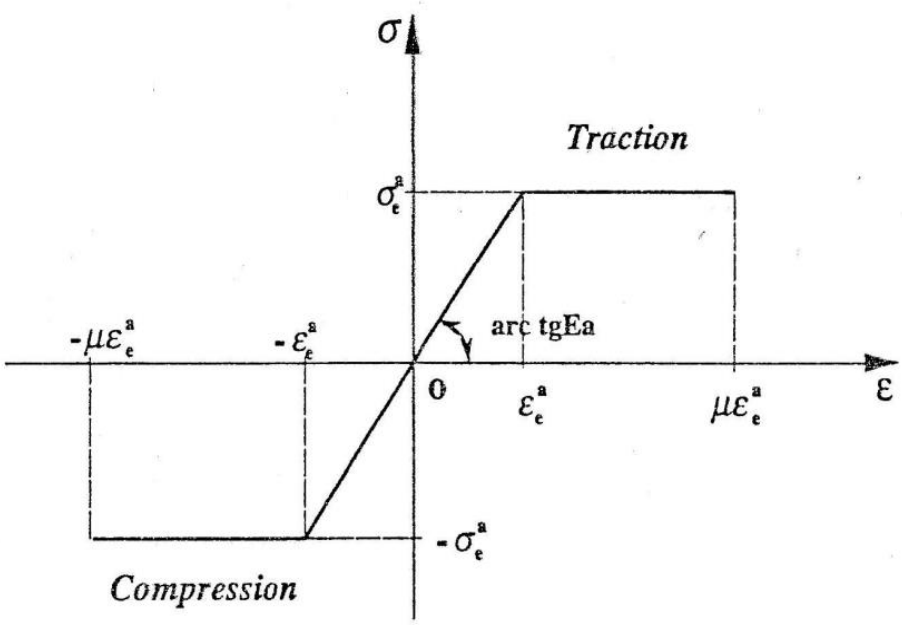


Fig.2.3- Diagramme contrainte-déformation (σ, ε) de l'acier supposé à comportement élasto-plastique parfait.

Pour l'aile soudée, l'inertie de section est égale à : $I = \frac{eh_2^3}{12}$ avec $h_2 = 10\ cm$, ce qui donne $EI = 175.10^6 daN.cm^2$, rigidité très élevée par rapport aux autres. Cela se traduit expérimentalement par une déformation quasiment nulle de la grande partie de la soudure de l'aile soudée. En fait, les déformations dans la soudure se produisent seulement dans les trois prémiers centimètres à partir du congé.

II. 1. 3 - Caractéristiques du béton

La fabrication d'un volume de béton de 120 litres est conduite selon la formule suivante :

G = 151.2 kg de granulats de diamètre (5 à 15 mm),

S = 72 kg de sable dont le diamètre est de 0,5 mm,

E = 21,6 litres d'eau,

C = 48 kg de ciment portland CPA 55.

Cette formule donne une résistance du béton f_{c28} de 35 MPa au minimum.

L'armature en acier de la dalle est de type HA-10 avec une limite d'élasticité $\sigma_e = 380$ MPa.

Le comportement du béton est schématisé en (Fig.2.4). Dans le domaine de compression, la résistance du béton f_{cj} obéit à une loi non-linéaire marquée par la courbe AB limitant la zone élastique et par une partie décroissante BC indiquant le commencement de l'effondrement jusqu'à la rupture en point C.

En traction, la résistance du béton, f_{tj}est égale à : $0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$

Le filant est une tige creuse en métal lisse ductile permettant une déformation aisée de son corps.

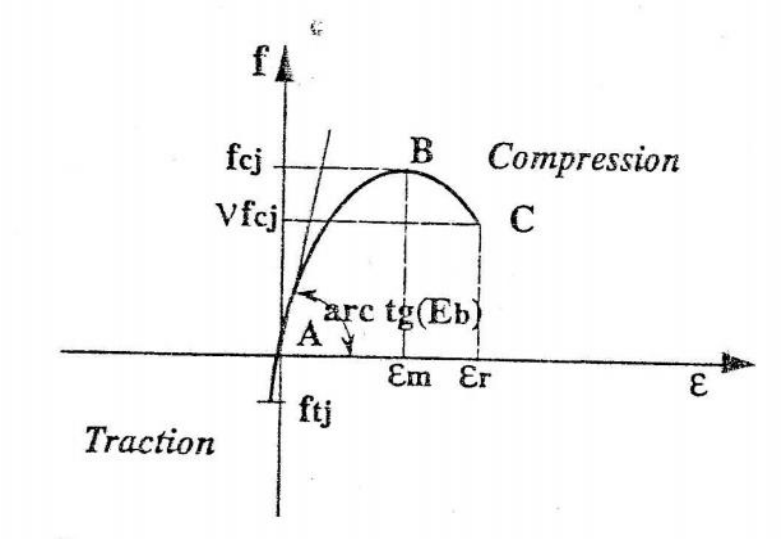


Fig.2.4- Diagramme contrainte-déformation (f, ε) du béton

II. 2 - COMPORTEMENT GLOBAL de la CORNIERE

On propose d'analyser le comportement de la cornière en déformation, déplacement et glissement, en fonction du chargement. D'après l'expérimentation, on peut confirmer que le comportement général de la cornière est une fonction de plusieurs paramètres (caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés, mode et vitesse de chargement).

II. 2. 1 - Observations générales après rupture

1- Forme des cornières après rupture

Les déformations des cornières sont semblables pour tous les essais, sauf pour les essais 260 et 261 pour lesquels on a soudé une tige métallique reliant les deux têtes de deux ailes (soudé et libre) de la cornière en la transformant en cornière indéformable.

Pour certains essais, on a prolongé l'essai au-delà de la charge de ruine, ce qui est à relier au fait que les déformations sont maximales en long et en travers.

En première approche, on peut estimer que les déformations selon l'axe de la cornière sont assez bien représentatives du comportement d'ensemble.

D'après la forme des cornières après rupture (Fig.2.5), on peut déduire les déplacements (horizontal et vertical) en chaque point de celle-ci.

Très globalement, le rapport glissement/soulèvement est compris entre 3 et 4.

Le rôle de la soudure et le filant dans le soulèvement est prépondérant.

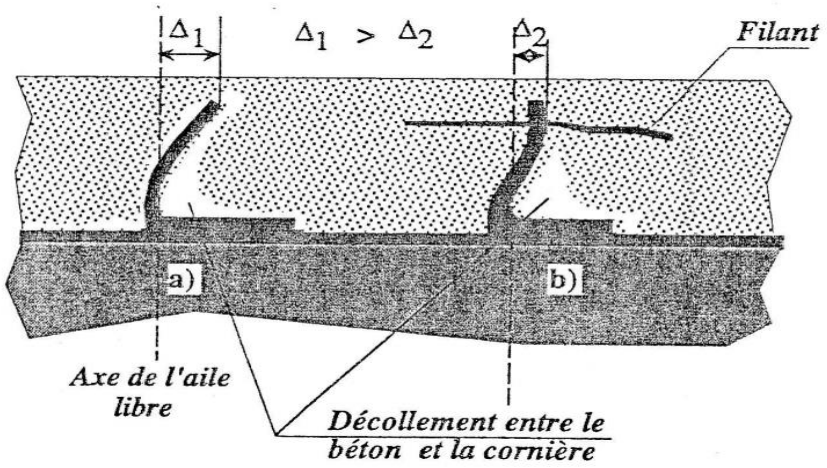


Fig.2.5- Déplacements et déformations réels des cornières.

a) Cornière sans filant ; b) cornière disposant d'un filant.

2- Charge et fissurations

On observe à l'avant de la cornière :

-une pyramide de diffusion des efforts avec :

Base inférieure = section de la dalle,

Base supérieure = aile libre du connecteur,

-quelques fissurations horizontales.

A l'arrière de la cornière, on note :

- un décollement du béton au droit du congé (cavité vide),
- une fissuration délimitant une bielle interne légèrement inclinée,
- une fissuration horizontale.

En général, les types de fissuration sont très voisins dans nos essais.

II. 2. 2 - Evolution de ruine de la connexion béton/cornière

La plastification du corps d'épreuve pose les questions suivantes.

Quel est l'élément plastifié en premier ? Le béton, la cornière ou bien une plastification successive de l'un après l'autre jusqu'à la ruine ?

- si c'est le béton, quel est le mécanisme ?
- si c'est le connecteur, quelle partie se plastifie en premier ? la soudure ou l'aile libre ?
- si c'est l'ensemble, quel est le mécanisme de fonctionnement ?

Sous une charge largement inférieure à la charge de plastification, le béton s'écrase sous une forte concentration de contrainte au niveau du congé. Cette observation conduit à penser que le mécanisme de ruine commence, dans le béton, à l'endroit le plus proche de l'encastrement. Pour des efforts de cisaillement peu élevés, on observe que les déformations dans le connecteur sont proportionnelles aux sollicitations et cela jusqu'à la première plastification.

Pour un connecteur soudé en périphérie, sous une charge d'environ 300 KN, on constate l'apparition de déformation plastique à l'endroit de jauge ≪ 5 ≫ (au niveau du point A, Fig.2.6), limite du congé considéré comme la partie rigide de l'aile libre de la cornière. Or la

valeur de la charge plastique de toutes les jauges est comprise entre 200 et 250 KN, valeur inférieure à 300 KN. Il y a donc incidence de certains facteurs sur la résistance de la cornière.

Pour un connecteur soudé en latéral, cette plastification apparait dans la soudure pour la même charge de 300 KN. Après cette première plastification, le fonctionnement sur un système hyperstatique est appliqué sur un système isostatique. L'ensemble est toujours en état de service. Donc, on peut conclure qu'une seule plastification dans le connecteur n'entraine pas la plastification de l'ensemble puis la ruine, avant que le béton se fende en deuxième endroit ou bien une rupture de connexion par cisaillement complet du connecteur.

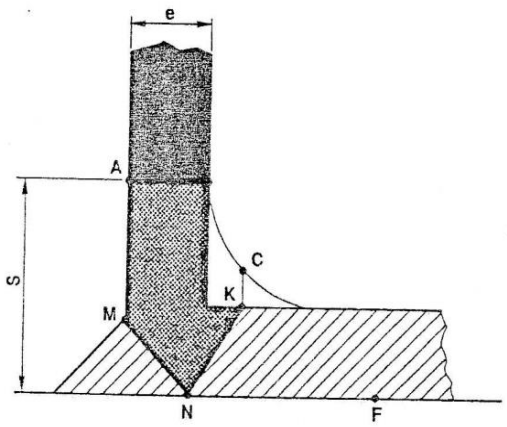


Fig.2.6-Plan de rupture dans une cornière.

A partir de la première plastification, l'aile libre tourne autour d'une articulation plastique jusqu'à une deuxième plastification (Fig.2.7) [20]. Le déplacement devient très important, il en est de même des déformations du béton jusqu'à l'écrasement de celui-ci ou le cisaillement de l'aile libre.

La ruine de l'ensemble n'a lieu qu'après l'apparition des fissures dans le béton pour une charge élevée. Une question se pose alors : ces fissures sont-elles apparues avant, après ou bien accompagnées d'une deuxième plastification dans le connecteur à l'endroit des jauges 2 et 3 ? (presque au milieu de l'aile libre).

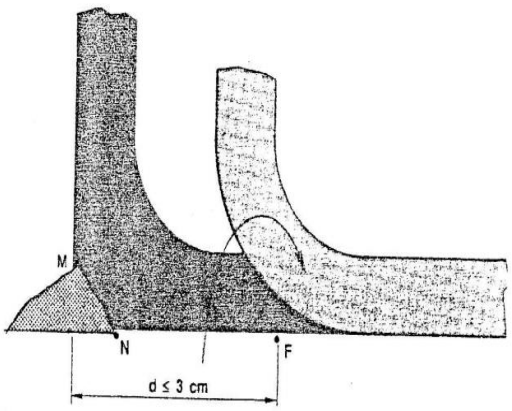


Fig.2.7-Enroulement de la cornière autour d'une charnière plastique.

II. 2. 3 - Mécanisme de fonctionnement

Le mécanisme de fonctionnement de la rupture dépend des conditions géométriques et mécaniques de l'ensemble de la structure et plus particulièrement de la raideur relative connecteur/béton.

Dans le cas d'une cornière à soudure latérale, la rupture est mixte après une forte déformation dans la soudure.

Dans le cas d'une soudure périphérique, la rupture sera fonction de la résistance du béton :

- béton normal : rupture par écrasement de celui-ci en pied de la cornière accompagnée par une fissuration importante de la dalle entière,
- béton à hautes performances : rupture par cisaillement de l'aile libre ou bien écrasement du béton sous la cornière dû à une déformation accrue de celle-ci accompagnée d'une rotation importante.

Le scénario du processus de ruine est le suivant :

1. plastification de l'assemblage cornière/membrure, i.e. décollement du corps de la cornière et du béton pour une charge assez réduite $\mathrm{Q} = \mathrm{Q}_{p1}$,
2. plastification de l'aile libre pour une charge $\mathrm{Q} = \mathrm{Q}_{p2}$ un peu plus élevée que la charge de plastification de la cornière séparée,
3. fissuration importante dans la dalle du béton et parfois dans la soudure. La fissuration se produit toujours pour une charge très légèrement inférieure à la charge de ruine.
4. ruine pour la charge Q_u plus grande que la somme des charges de ruine de chaque matériau constituant la structure.

II. 3 - Mécanisme de ruine déduit

Le processus de ruine observé nous conduit à poser les hypothèses de ruine citées par TROUILLET [20] en supposant que la première plastification se produit toujours dans le béton au pied du connecteur.

II. 3. 1 - Rupture dans le connecteur

a) **la rupture dans l'aile libre** se produit par cisaillement complet à l'endroit $\ll A \gg$ dans un plan horizontal parallèle à la partie soudée et distance de 20 à 25 cm d'elle, c'est-à-dire à la frontière de la partie flexible (Fig.2.6). Cette distance est fonction de l'épaisseur $\ll e \gg$ de l'aile libre et du rayon $\ll r \gg$ du congé.

b) **La rupture dans la soudure** se produit par fissuration suivant le trajet MN. Dans le cas d'une soudure périphérique (rigide), il y a possibilité que la fissuration suive le chemin NK produisant une rupture brutale. Dans le cas d'une soudure latérale (moins rigide), la fissuration suit le trajet NF dans les cordons latéraux de la soudure (F situé à une distance de 3 cm maximum de l'angle de la cornière). Le point M se soulève et la

cornière tend à tourner autour du point F entraînant une rupture progressive de la connexion (Fig.2.7).

L'apparition de deux articulation plastiques dans l'acier du connecteur ne provoque pas nécessairement une ruine de l'ensemble avant que le béton se plastifie en un point, au moins ou avant un cisaillement complet de l'aile de la cornière.

II. 3. 2 - Rupture dans le béton

Après l'écrasement local dans le béton sous le congé de la cornière, l'aile libre fléchit sans fissuration en créant une forte contrainte de compression produisant des fissures importantes dans le béton qui finit par s'effondrer. Il faut noter que deux plastifications successives du béton en deux endroits différents entraînent la ruine de la structure par la séparation béton/cornière.

II. 3. 3 - Rupture mixte

Ce mode de ruine se produit par plastification successive des matériaux jusqu'à rupture avec l'apparition de la troisième plastification.

En conséquence, ce mécanisme de fonctionnement peut être schématisé par la (Fig.2.8). De nombreux essais effectués sur des ouvrages d'art ont montré que ce mécanisme peut être généralisé à d'autres connecteurs de formes différentes.

Ce mécanisme de plastification successive des matériaux est la base principale de notre démarche de modélisation validée par les résultats expérimentaux.

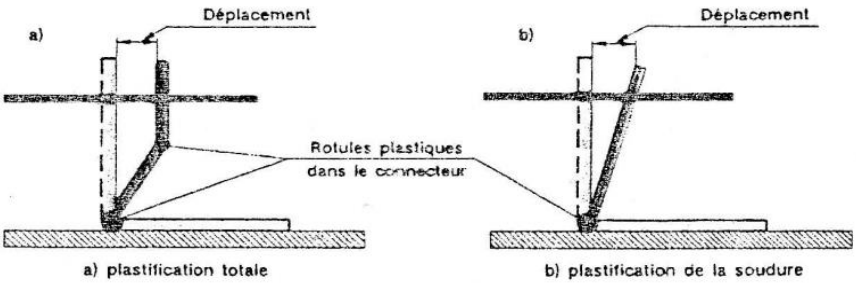


Fig.2.8-Mécanisme de plastification du connecteur « *cornière* ».

	N° essai	Résistance du béton *f*cj (MPa)	Charge de ruine mesurée Q_m (daN)	Mode de ruine par Q_c
1	2	36,0	34500	b - b
2	3	37,0	34500	b - b
3	4	45,5	44500	b - a - b
4	5	43,5	42500	b - a - b
5	6	44,4	43000	b - a - b
6	7	40,4	35000	b - b
7	8	41,6	37000	b - a - b
8	9a	37,9	37000	b - b
9	9b	37,3	49000	b - b
10	9c	40,2	38500	b - a - b
11	11	40,1	42000	b - a - b
12	14a	39,4	48000	b - b
13	18	37,3	47500	b - b
14	20	42,1	54000	b - a - b
15	20a	36,8	49400	b - b
16	24	41,9	48700	b - a - b
17	221	32,3	40400	b - b
18	230	42,5	122400	b - a - b
19	231	43,4	66000	b - a - b
20	270	43,0	81000	b - a - b
21	271	42,5	80500	b - a - b
22	272	42,8	72800	b - a - b
23	273	40,4	74100	b - a - b
24	280	46,5	55900	b - b
25	B4	44,9	25500	b - a - b
26	B5	45,9	25500	b - a - b
27	B6	42,8	25500	b - a - b
28	17	37,3	71000	b - a - b
29	19a	63,4	67800	b - a - b
30	19b	80,5	73300	b - a - a
31	211	38,1	58900	b - a - a
32	212	43,3	61100	b - a - a
33	10	33,6	116000	b - b
34	12	46,3	67000	b - a - a
35	13	43,2	62000	b - a - a
36	15a	41,7	34000	b - b
37	17a	37,3	82700	b - a - b
38	210	43,8	69800	b - a - a
39	222	65,0	55100	b - a - a
40	260	39,6	84700	b - b
41	261	42,8	91500	b - b

Tableau 2- Résultats obtenus pour la charge de ruine Q par des essais push-out sur connecteur « cornière » : Q_m - charge expérimental

Chapitre 3 : Modélisation par éléments finis de l'essai Push-out

Introduction :

Nous procédons maintenant à une modélisation numérique de notre structure suivie d'une simulation numérique. Cette simulation est effectuée au moyen du logiciel d'éléments finis ANSYS version 12, il permet l'utilisation de nombreux types d'éléments finis car il est conçu pour résoudre numériquement une large variété de problèmes mécaniques en modélisant le comportement mécanique des solides et des structures sous un chargement extérieurement appliqué. Ces problèmes incluent l'analyse statique/dynamique, structurale (linéaire et non linéaire), le transfert de chaleur, et les problèmes de la mécanique des fluides, aussi bien que des problèmes acoustiques et électromagnétiques.

Ce chapitre a pour but la modélisation du comportement des connecteurs de type cornière soudée tel qu'observé dans les essais Push-Out, qui permette de déterminer la relation charge/glissement. La validation du modèle proposé sera effectuée à l'aide des résultats expérimentaux en comparant les courbes charge-glissement.

III. 1 - Etapes de la modélisation numériques

Le développement du modèle numérique se compose essentiellement de certaines étapes, qui seront énumérées ci-dessous. Il est à noter que chaque étape dépend de celle qui la précède.

1. • ***Définition des caractéristiques géométriques du modèle.***
2. • ***Choix des types d'éléments finis à utiliser pour la modélisation.***
3. • ***Définition des propriétés mécaniques des matériaux.***
4. • ***Définition du maillage des éléments finis.***
5. • ***Discrétisation de la géométrie du modèle.***
6. • ***Introduction des conditions aux limites et des charges.***
7. • ***Choix des paramètres pour l'analyse non linéaire (nombres d'incrémentation, nombre maximal d'itérations, critères de convergences, etc.)***
8. • ***Exécution du calcul.***
9. • ***Exploitation des résultats.***

III. 2 - Présentation du modèle :

La structure à modéliser est l'éprouvette de l'essai de push-out sur un connecteur en cornière soudé.

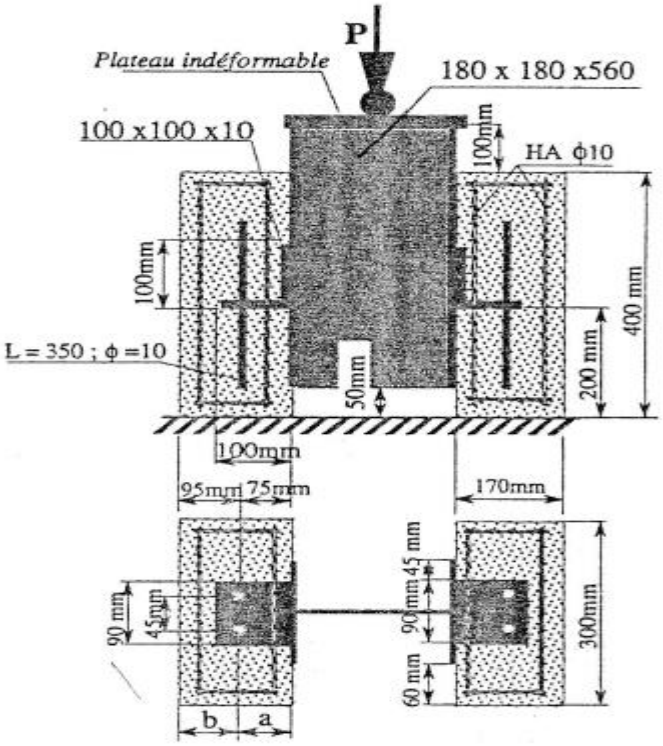
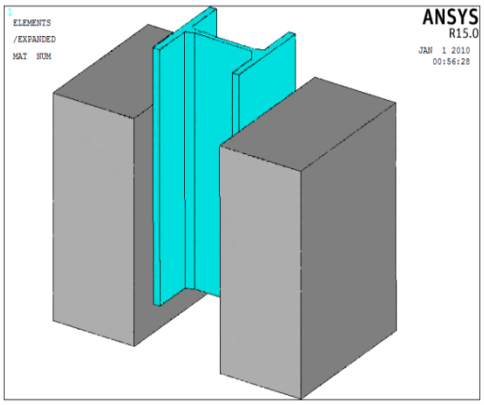


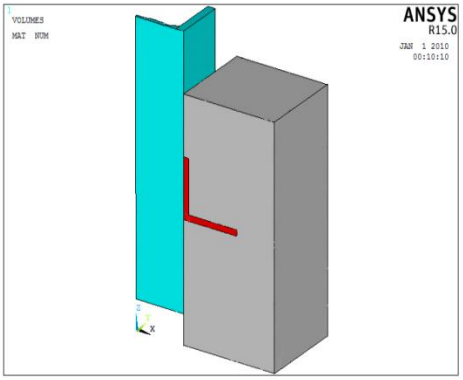
Fig.3.1 - Éprouvette d'essai push-out à modéliser.

III. 2. 1 - symétrie :

En raison du caractère symétrique du dispositif à modéliser, l'étude est réduite au quart du modèle uniquement. Ainsi, il est possible d'obtenir un maillage plus fin pour obtenir une meilleure précision.



a. Le modèle typique pour le test push-out expérimental



b. Le modèle utilisé pour la simulation numérique

III. 2. 2 - Eléments finis utilisés :

Le code de calcul ANSYS possède une vaste bibliothèque d'éléments finis permettant à l'utilisateur d'outils qui peuvent l'aider à résoudre des différents problèmes. La modélisation tridimensionnelle est la plus efficace pour modéliser notre structure. Ce type de modélisation est d'ailleurs très utile dans le domaine de construction car il permet de visualiser en 3 dimensions des éléments qui ne sont pas visibles à l'œil nu.

a. Elément SOLID65 :

SOLID65 est utilisé pour la modélisation en 3D de matières solides, avec ou sans renfort barres (barres d'armature). Le solide est capable de fissuration en traction et à l'écrasement en compression. Dans des applications concrètes, par exemple, la capacité de l'élément solide peut être utilisée pour modéliser le béton alors que la capacité de barres d'armature est disponible pour la modélisation du comportement de renforcement.
D'autres cas pour lesquels l'élément est également applicable seraient les composites renforcées (tels que la fibre de verre), et des matériaux géologiques (tels que la roche).
L'élément est défini par huit nœuds ayant trois degrés de liberté à chaque nœud : translations dans les directions x, y et z.
L'aspect le plus important de cet élément est le traitement de propriétés des matériaux non linéaires.
Le béton est capable de fissuration (dans trois directions orthogonales), le broyage, la déformation plastique, et le fluage.

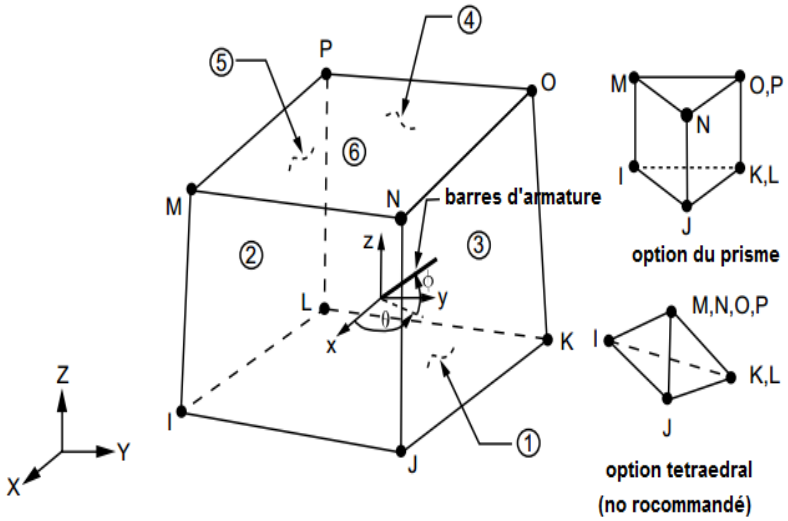


Fig.3.2 - Géométrie de SOLID65. [12]

b. Elément SOLID45 :

Le SOLID45 a été utilisé pour les plaques en acier, le profil d'acier et le connecteur. L'élément est utilisé pour la Modélisation 3 -D des structures solides. L'élément est défini par huit nœuds ayant trois degrés de liberté à chacun des directions x, y, et z.

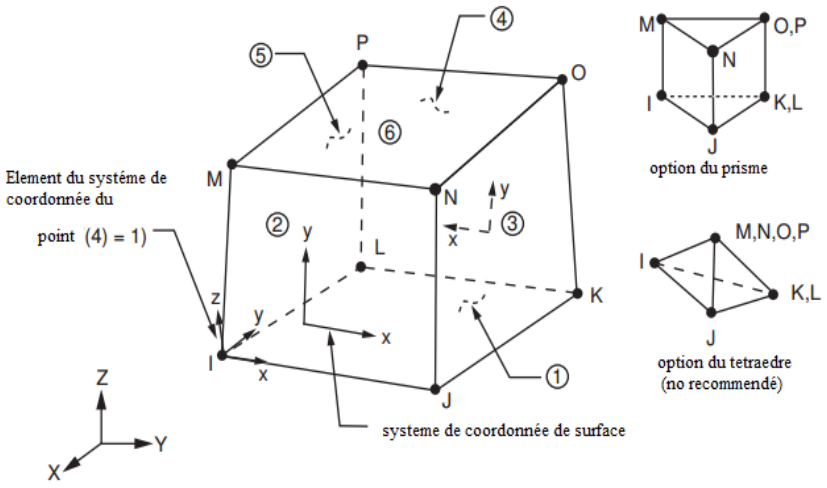


Fig.3.3 - Géométrie de SOLID45. [12]

c. Elément LINK8 :

LINK8 est un élément qui peut être utilisé dans une variété d'applications d'ingénierie. Cet élément peut être utilisé pour modéliser les fermes, les câbles tombants, des liens, des ressorts, etc.

Le longeron 3D élément est un élément de traction- compression uni axiale à trois degrés de liberté à chaque nœud : translations suivant les directions x, y et z.

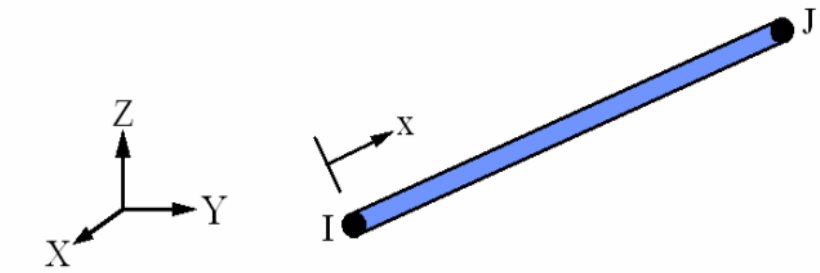


Fig.3.4 - Géométrie de LINK8. [1]

d. Elément CONTA173 et TARGET170

A trois dimensions non linéaire de surface à surface " contact paire " élément (CONTA- 173 & TARGE170) a été utilisé pour modéliser le comportement non linéaire de l'interface surface entre le béton et poutres en acier.

Le contact paire se compose du contact entre deux limites, l'une des limites représente un contact, glissé et déformable a la surface prise comme surface de contact (CONTA- 173 dans ANSYS) et l'autre représente la surface rigide considéré comme une surface cible.

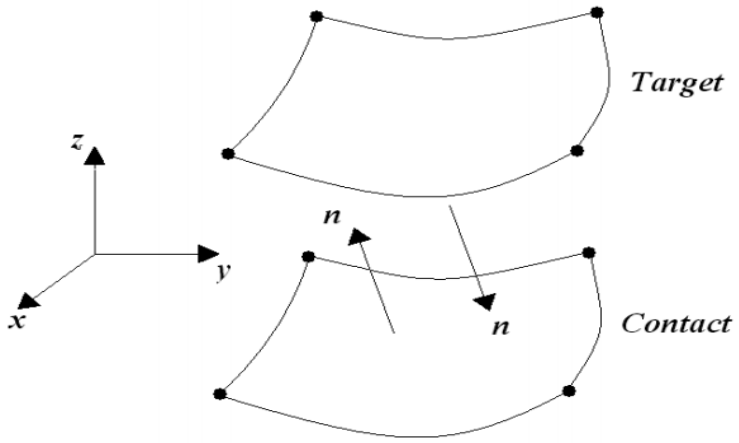


Fig.3.5 - Géométrie de CONTA173 et TARGET170

e. **Elément BEAM189** :

BEAM189 est un élément quadratique en trois dimensions. Il peut être utilisé avec une section transversale qui a été définie en utilisant l'outil BEAM.

Il est basée sur la théorie des poutres Timoshenko , qui est une théorie de cisaillement - déformation de premier ordre : la déformation transversale de cisaillement est constante à travers la section transversale

C'est un élément uni axial avec traction, compression, et les capacités de flexion. Et comporte trois degrés de liberté au niveau de chaque nœud.

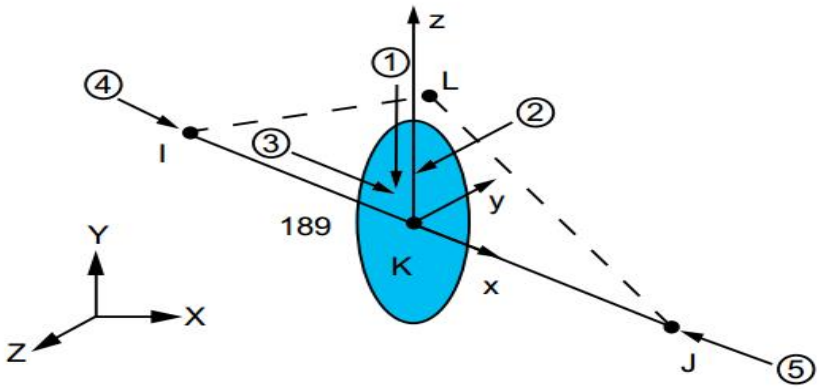


Fig.3.6- Géométrie de BEAM189. [1]

III. 2. 3 - Lois de comportement des matériaux :

L'amélioration de la discrétisation de la géométrie réelle du modèle a conduit à une meilleure modélisation du comportement mécanique des matériaux.

a. Béton :

Le modèle utilisé pour le béton est de forme multilinéaire en compression et bilinéaire en traction. La particularité principale du béton est de ne pas présenter le même comportement en

compression et en traction ; son comportement à la traction est différent de son comportement en compression à cause de sa faible résistance à la traction. La (Fig.3.7) présente l'allure de la courbe expérimentale et numérique (contrainte - déformation) d'un béton normal ayant une résistance à la compression sur cylindre f_{ck} et une résistance à la traction f_{ct}.

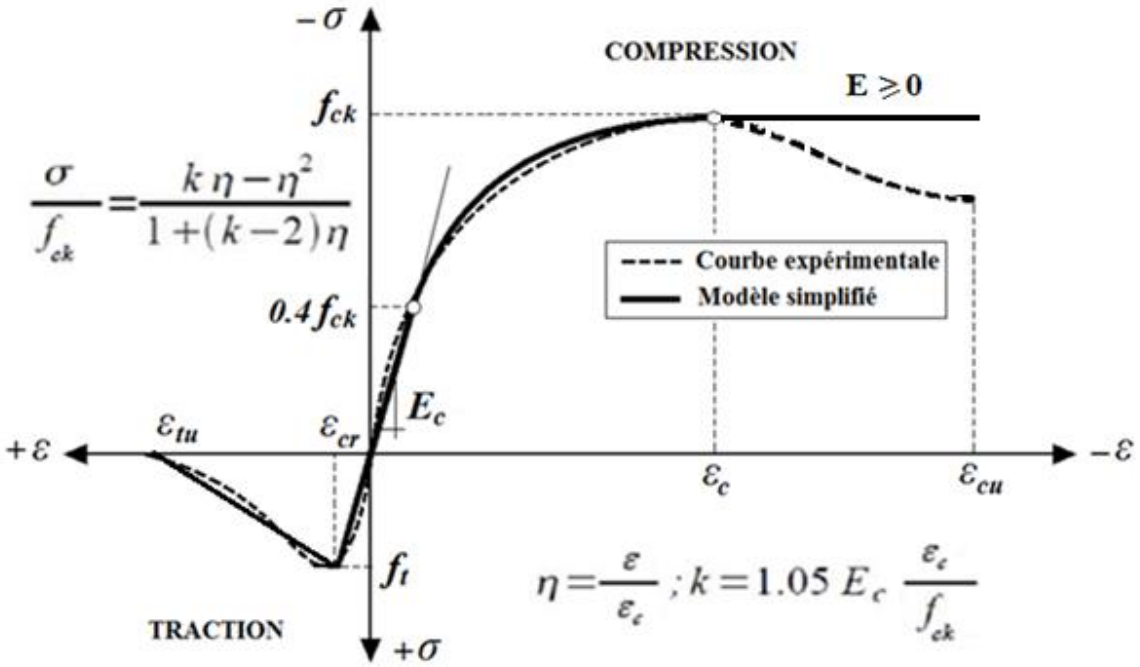


Fig.3.7 - Diagramme contrainte-déformation du béton [17]

ε_c: Déformation correspondant à la résistance maximalef_{ck},
ε_{cu}: Déformation ultime correspondant à la rupture du béton comprimé,
E_c: Module d'élasticité.
V_u : Le comportement non linéaire du béton, le module d'élasticité doit être interprété comme un module sécant moyen pour de contraintes de courte durée notée E_{cm}. Selon l'Eurocode 2, E_{cm} peut être établi à l'aide de la relation suivante :

$$E_{cm} = 22000[(f_{ck} + 8)/10]^{1/3} \qquad (3.1)$$

$$\frac{\sigma}{f_{ck}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \qquad (3.2)$$

Avec : (E_{cm} en N/mm²; f_{ck} en N/mm²)

b. Acier:

Le modèle utilisé pour l'acier est un modèle élasto-plastique bilinéaire symétrique en traction et en compression comme illustré sur la Fig.3.8.

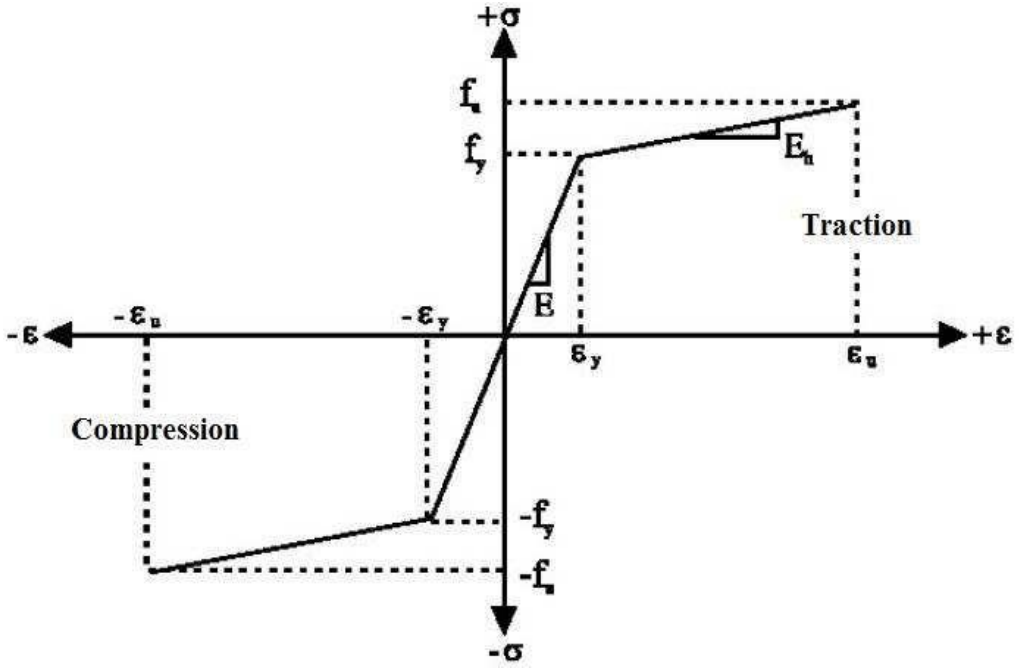


Fig.3.8 - Diagramme bilinéaire de contrainte déformation de l'acier. [17]

E : module d'élasticité,

f_y : Limite d'élasticité de l'acier,

f_u : Résistance ultime en traction et en compression,

ε_y : Déformation élastique,

ε_u : Déformation ultime en traction et en compression,

E_a : Module d'élasticité caractérisant la considération de l'écrouissage de l'acier.

III. 2. 4 - Définition du maillage :

Le modèle est constitué par quatre ensembles d'éléments tels que : les blocs de béton, l'acier de construction (âme et semelle), le connecteur et la paire de contact. Le maillage doit reproduire la géométrie de l'éprouvette le plus fidèlement possible.

Le degré de raffinement du maillage a été adopté en prenant en considération le temps de calcul , la fidélité du résultat et aussi en le choisissant fin au niveau du connecteur, et devient de plus en plus grossier en s'éloignant de celui-ci.

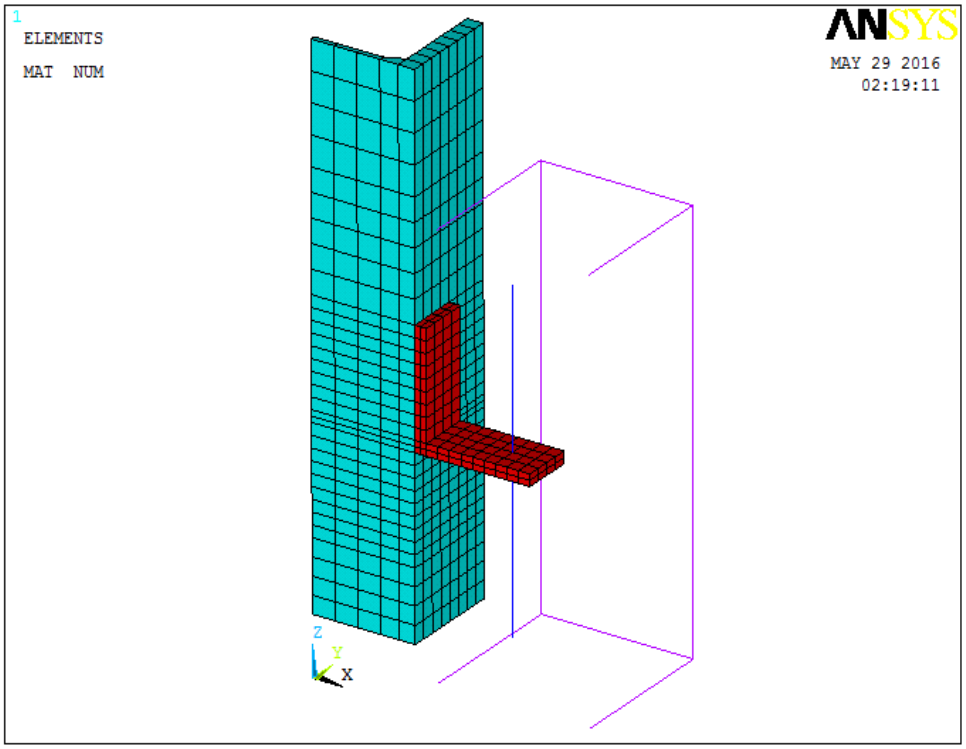


Fig.3.9 - Maillage de l'acier de construction HEB 180, du connecteur en cornière soudé et du filant plus les armatures.

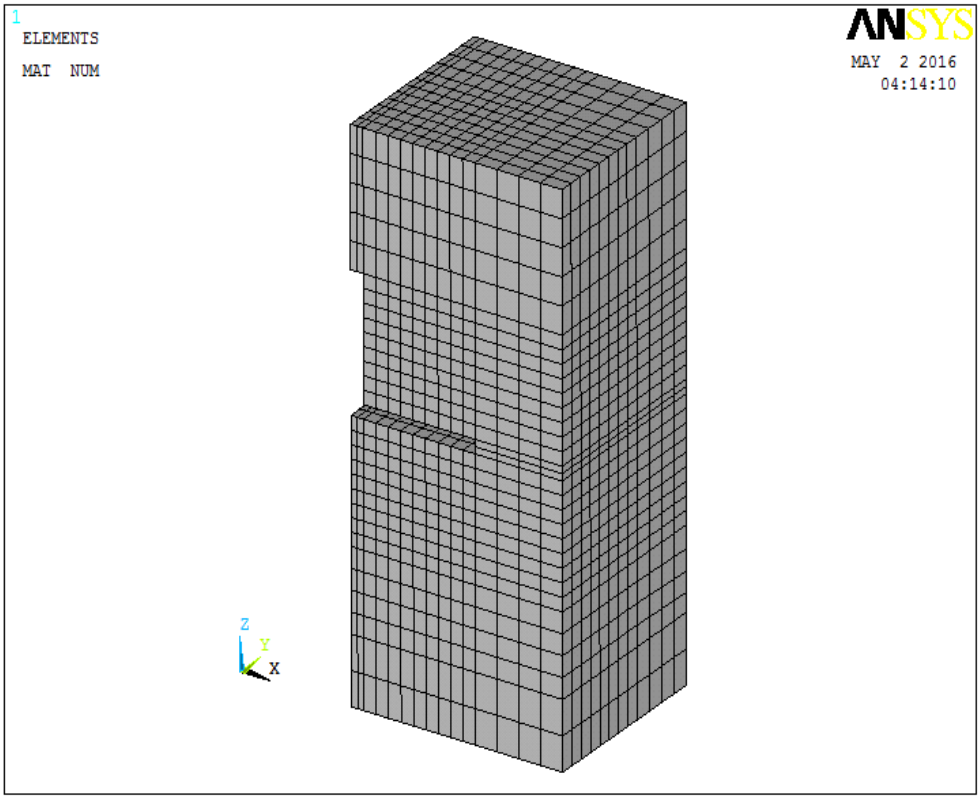


Fig.3.10 - Maillage du bloc de béton.

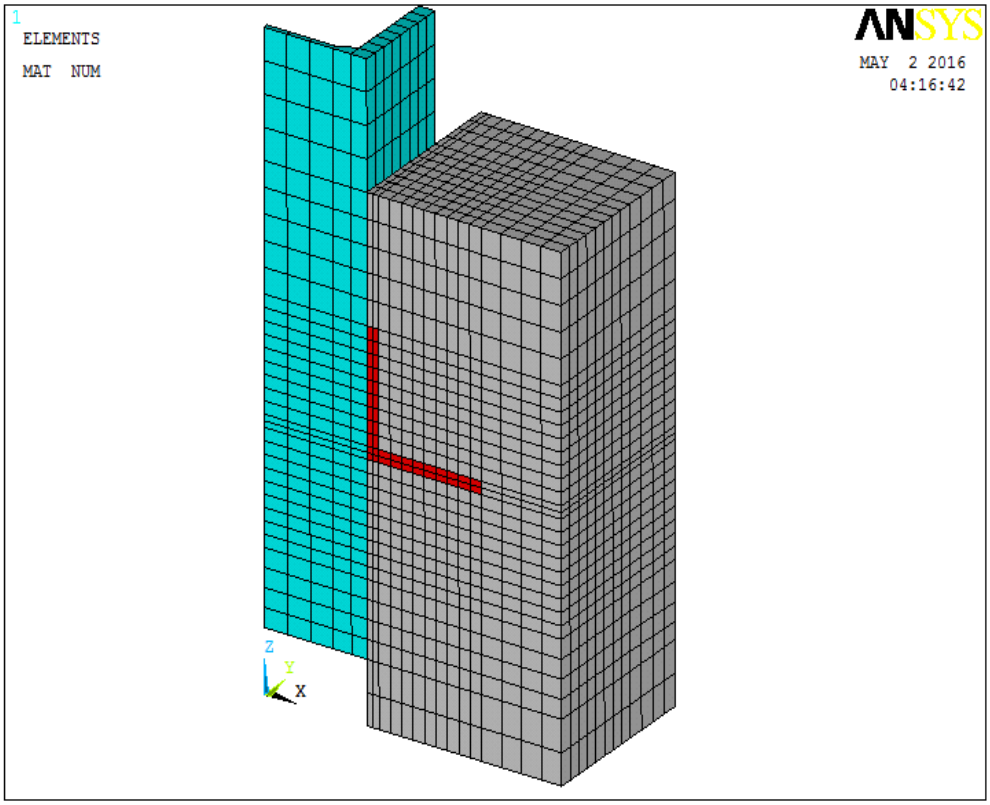


Fig.3.11 - Maillage complet du quart du modèle d'essai ≪Push-Out≫.

III. 2. 5 - Conditions aux limites :

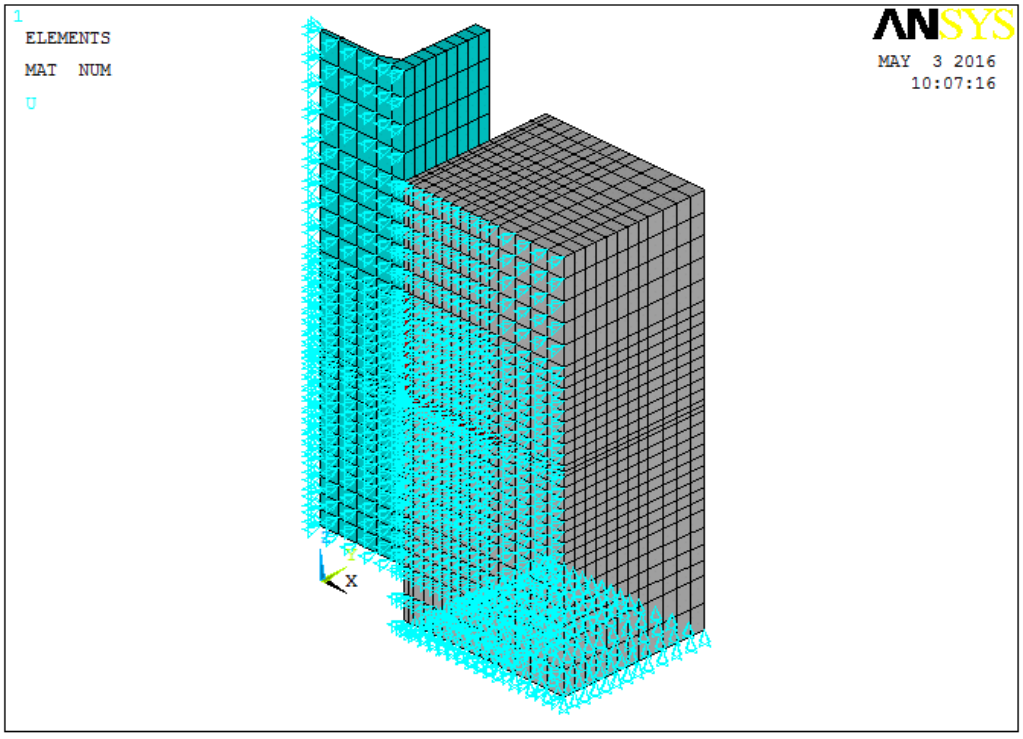


Fig.3.12 - Maillage du modèle avec conditions aux limites.

Les nœuds à la base du bloc de béton sont bloqués dans la direction de z pour traduire le fait que le bloc de béton repose sur une plateforme.
Par symétrie, on ne représente que le quart de la structure modélisée, ceci implique que les nœuds du profilé par lesquels passe l'axe de symétrie sont bloqués horizontalement (dans la direction x) et les nœuds qui passe dans le plan de symétrie (xoz) sont bloqués dans la direction y

III. 2. 6 - Application des charges :

La charge est appliquée sur la partie supérieure du profilé comme décrit dans le chapitre précédent. Elle est repartie uniformément sur tous les nœuds de la partie supérieure du profilé.
Le chargement est appliqué par incrémentation, due à la non linéarité. L'incrément du chargement est activé en utilisant une commande de ANSYS appelée : « Automatic Load Stepping ».[13]
ANSYS utilise l'approche de Newton-Raphson pour résoudre les problèmes non linéaires, caractérisée par l'actualisation de la matrice de la rigidité de la tangente à chaque itération [13].
Le programme est dirigé pour exécuter plusieurs solutions (substeps) pour appliquer la charge graduellement. À chaque substep, le programme exécutera un certain nombre d'itérations pour obtenir une solution convergée.
En outre, à chaque substep on peut obtenir un glissement correspondant à la charge appliquée. Par conséquent la courbe de charge/glissement peut être tracée.

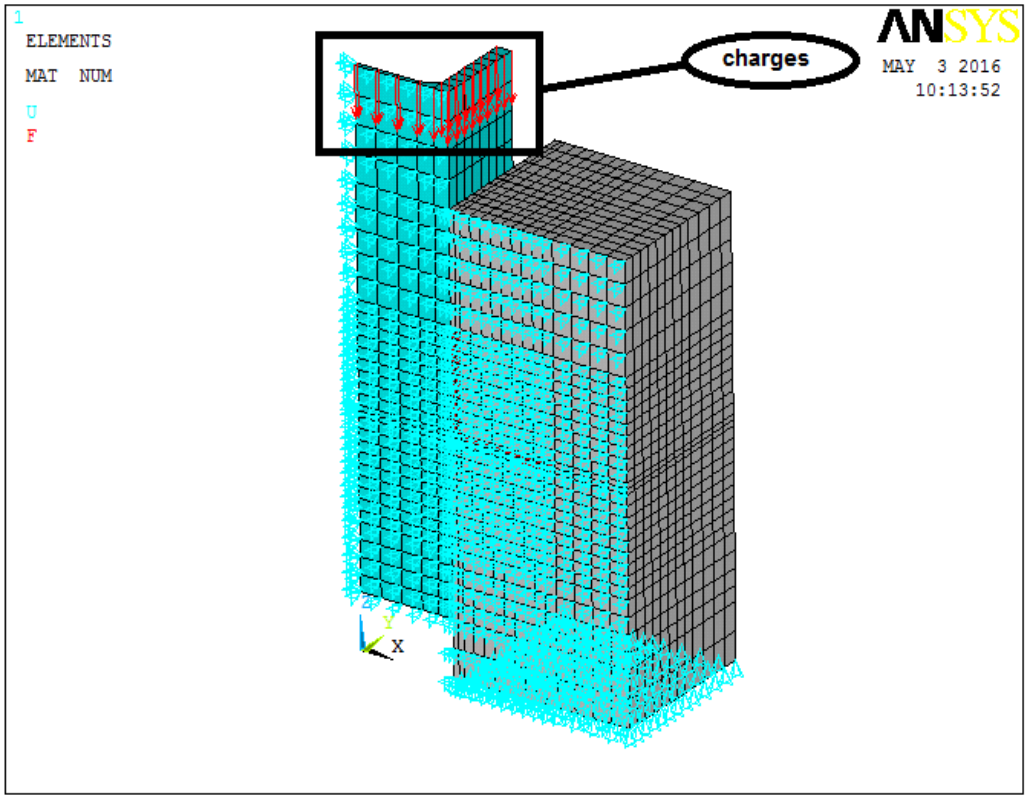


Fig.3.13 - Maillage du modèle avec conditions aux limites et applications des charges.

III. 3 - Validation modéle proposé:

En vue de valider le modèle numérique proposé et décrit précédemment, plusieurs modèles avaient été construits et simulés, dont les résultats ont été comparés aux résultats expérimentaux de Michel GUEURY et Mahmoud RABIH [15]. Après les expériences de Michel GUEURY et Mahmoud RABIH [15], il a établi des diagrammes charge/glissement, c'est pour cela que le paramètre utilisé pour cette validation est le glissement au niveau de l'interface acier-béton en fonction de l'application du chargement.

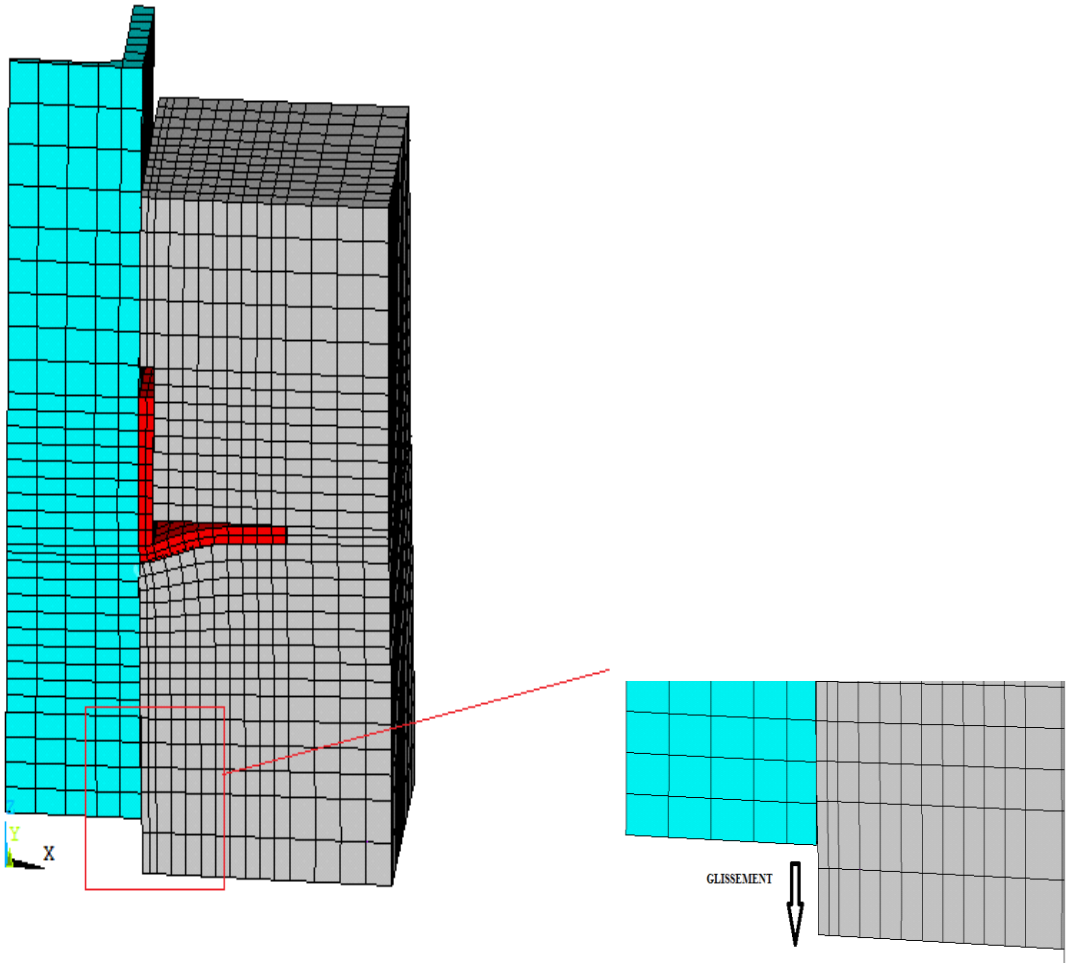


Fig.3.14 - Glissement à l'interface acier-béton.

La Fig.3.14 – montre le glissement relatif qui se produit à l'interface acier béton mesurée à l'extrémité inférieure du profilé en fonction de la charge appliquée. Il ya un bon accord entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique.

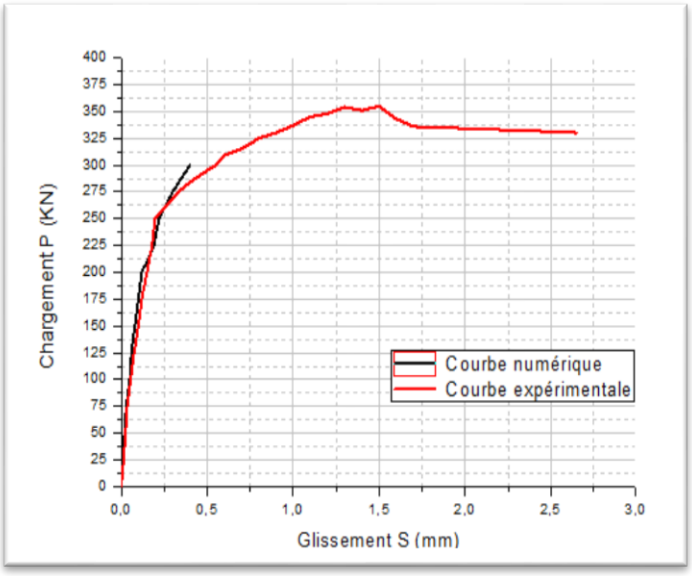


Fig.3.15 - Courbe charge/glissement donnée par un capteur de déplacement.

En 1995, M.rabih [15] a effectué des essais Push-out sur des connecteurs en cornière et a tiré les observations suivantes :

- A l'avant de la cornière :
  - Une pyramide de concentration des contraintes de compression dans le bloc de béton ; cette pyramide a été effectivement observée lors de la modélisation numérique de notre modèle comme illustrée sur la figure ci-dessous.
  - Ecrasement local du béton comprimé

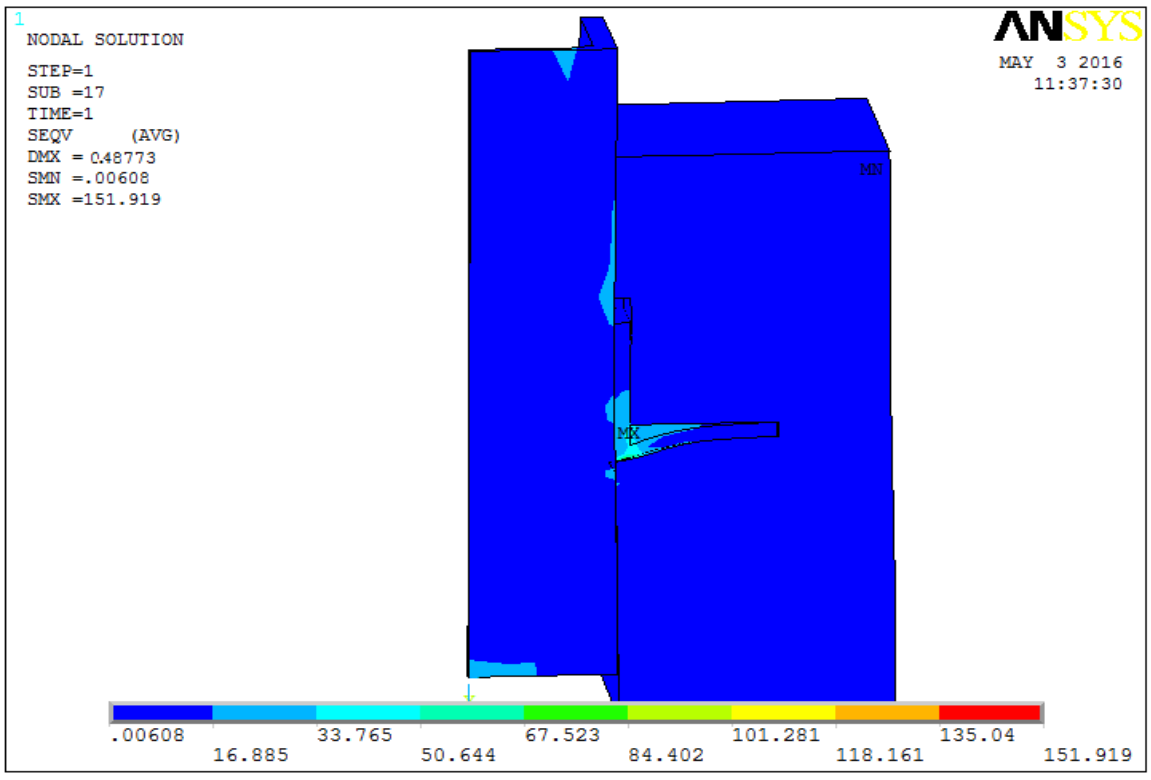


Fig.3.16 - Contraintes de Von Mises : Pyramide de diffusion des efforts.

- A l'arrière de la cornière :
  - Un décollement du béton au droit du congé (cavité vide) [15] comme représenté sur la figure 3.17, ce qui a été également notée lors de la modélisation avec ANSYS
  - Une fissuration délimitant une bielle interne légèrement inclinée [15],
  - Une fissuration horizontale [15].

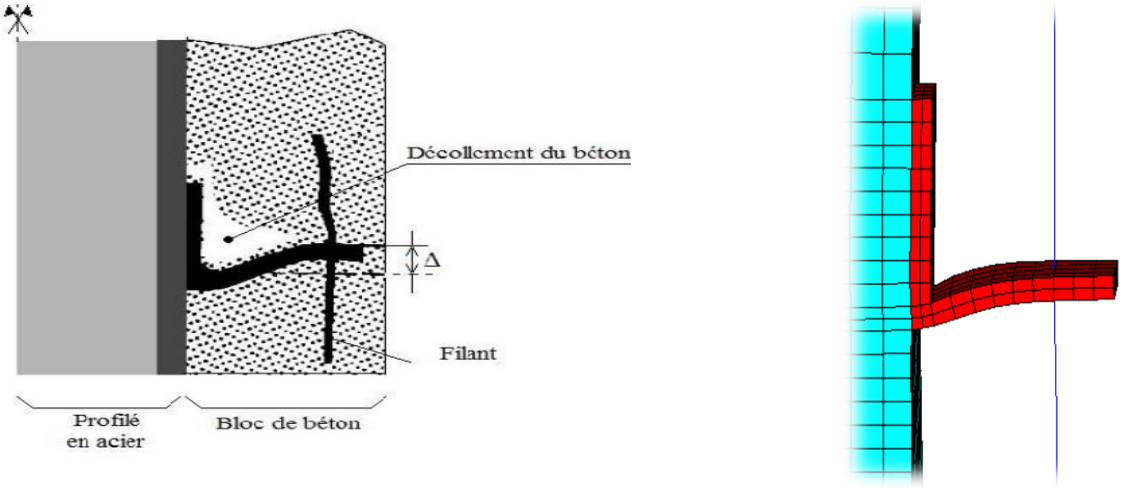


Fig.3.17 - Déplacement et déformation réel des connecteurs en cornière. [15]

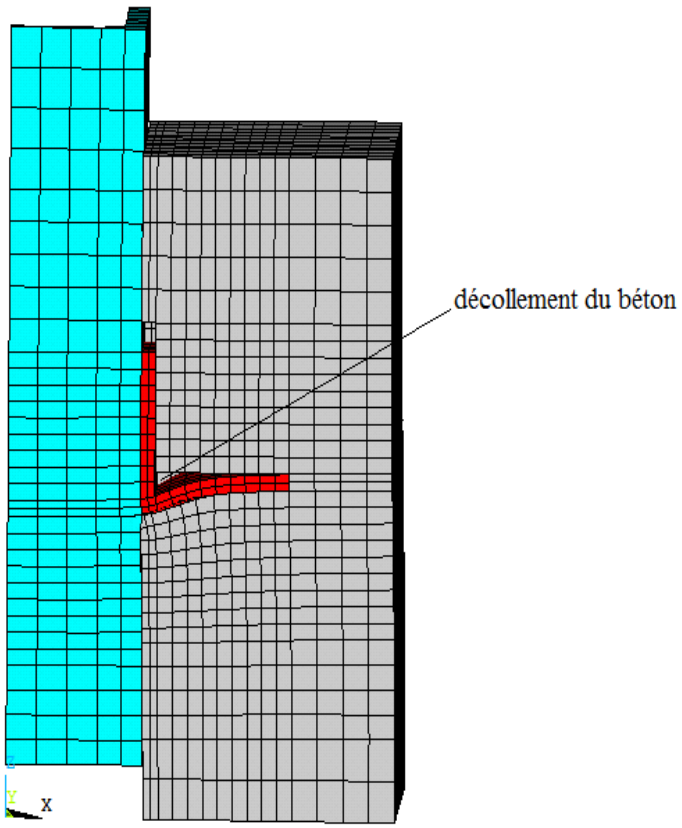


Fig.3.18 - Forme de la déformée : Décollement entre le béton et la cornière dans le modèle numérique.

III-4 – CONCLUSION:

Par le moyen du logiciel ANSYS, un modèle numérique tridimensionnel a été proposé pour simuler le comportement charge-glissement des connecteurs en cornières dans des spécimens de push-out en se basant sur les travaux de Michel GUEURY et Mahmoud RABIH [15]. Nous avons modélisé le quart du corps d'épreuve à cause de sa symétrie : le profil d'acier, la cornière en SOLID45, le bloc du béton en SOLID65, les barres d'armatures en LINK8, et le filant en BEAM189. La simulation numérique a été effectuée de manière à reproduire le plus fidèlement possible l'essai Push-Out (géométrie, conditions aux limites, lois de comportement des matériaux et mode de chargement). De cela une courbe cisaillement-glissement a été tracée. Les prédictions du modèle numériques ont été ensuite comparées avec les résultats expérimentaux des essais Push-Out réalisé par Michel GUEURY et Mahmoud RABIH [15]. Cette comparaison donne une excellente correspondance. Le modèle est alors validé.

Chapitre 4 :Etude Paramétrique

Introduction :

L'Eurocode 4 [11], a développé une formule pour déterminer la résistance des connecteurs. En effet, pour une cornière soudée, elle est donnée par :

$$P_{RD} = \frac{10\, l\, h^{3/4}\, f_{ck}^{2/3}}{\gamma_V} \qquad (4.1)$$

l : étant la largeur de la cornière (en mm) avec $l \leq 300mm$;

h : hauteur d'aile de la cornière (en mm) avec $h \leq \min(10t; 150mm)$, où **t** est l'épaisseur de l'aile cornière ;

f_{ck} : résistance caractéristique du béton (en N/mm²).

γ_V= 1,25

De cette expression, il est indéniable que cette résistance est proportionnelle à la largeur l de la cornière, à la hauteur h de l'aile de la cornière ainsi qu'à la résistance caractéristique f_{ck} du béton.

C'est pour cette raison que nous avons choisi d'étudier quelques paramètres dans le but de percevoir le comportement de ce type de connecteur :

- cas de cornière avec et sans filant,
- la résistance caractéristique du béton,
- la largeur l de la cornière et la hauteur h de son aile.

Dans ce chapitre, nous étudierons chacun de ses paramètres.

IV.1 - Modéle adopté :

Tout au long de ce chapitre, les simulations ont été effectuées avec le modèle ci-dessous :

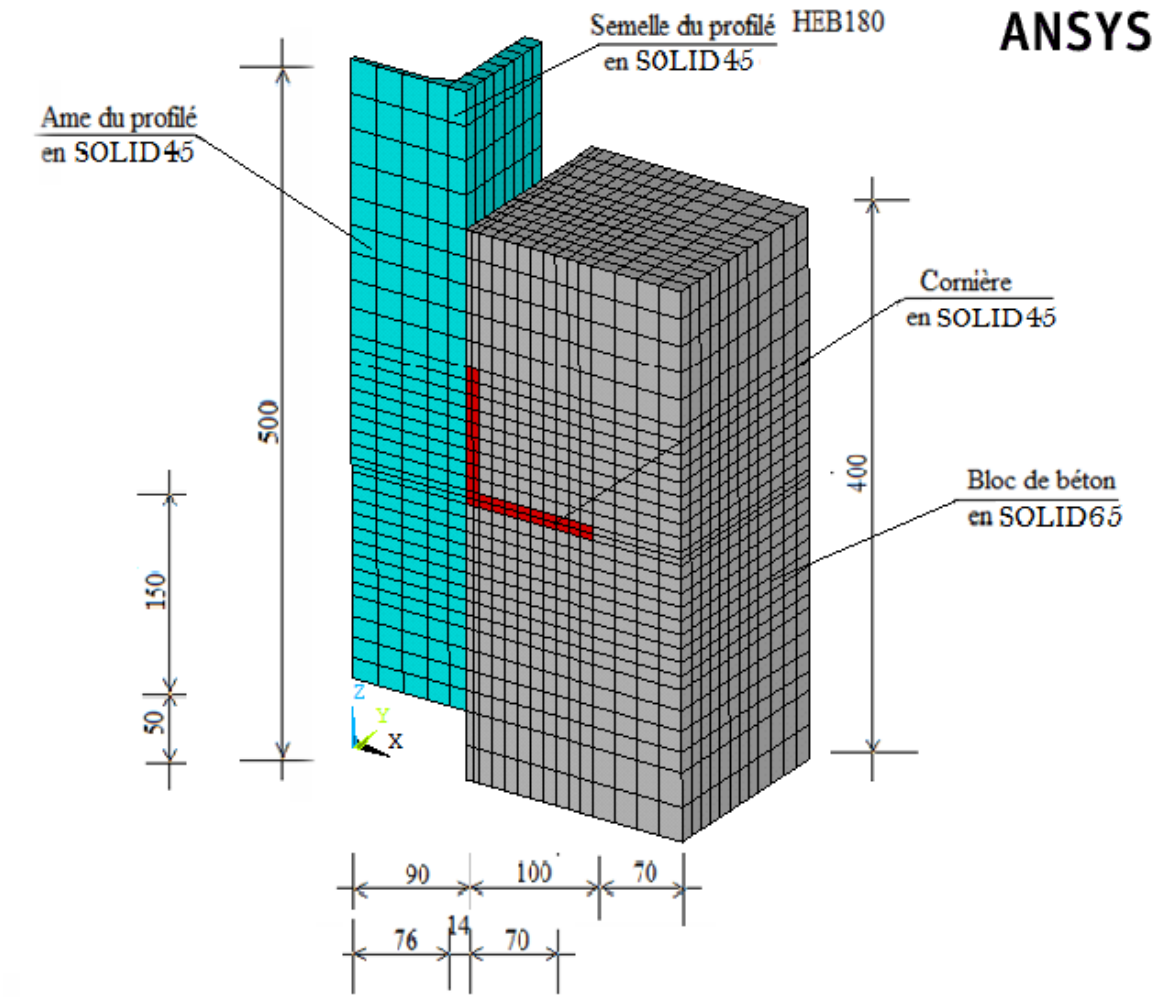


Fig.4.1 – Modèle utilisé pour l'étude paramétrique.

Nous ne considérons que le un quart de la structure grâce à la symétrie. Les caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle sont inspirées des corps d'épreuve des travaux de M. Rabih [15]. Les types d'éléments finis utilisés, la définition du maillage, les lois de comportement des matériaux, les conditions aux limites ainsi que le mode de chargement sont identiques à ceux du modèle tridimensionnel décrits dans le chapitre précédent.

Matériaux		Module d'élasticité E [MPa]	Module de Young ν	Autres	
Profilé		210000	0,3	Limite d'élasticité [N/mm²]	360
Cornière				Limite d'élasticité [N/mm²]	280
Filant		200000		Limite d'élasticité [N/mm²]	380
Béton	Tendu	33538	0,2	Résistance caractéristique [N/mm²]	36
	Comprimé			Résistance à la traction [N/mm²]	2,76

Tableau 4.1 – Caractéristiques mécaniques du modèle.

IV.2 - Effet du filant :

Le filant est un élément destiné à résister aux efforts tendant à séparer la dalle de la poutre en acier ; il doit posséder une rigidité et une résistance suffisantes pour que la séparation, mesurée lors des essais de poussée lorsque les connecteurs sont soumis à 80 % de leur charge ultime, reste inférieure à la moitié du glissement longitudinal de la dalle par rapport à la poutre [15].

La figure suivante illustre la différence, du point de vue glissement relatif **S** à l'interface acier béton en fonction de la charge appliquée **P**, entre un connecteur avec un dispositif d'attache (filant) et un connecteur en cornière simple.

P [KN]		0	100	200	300
S [mm]	***avec filant***	0	0,044	0,103	0,389
	sans filant	0	0,045	0,103	0,39

Tableau 4.2 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet du filant)

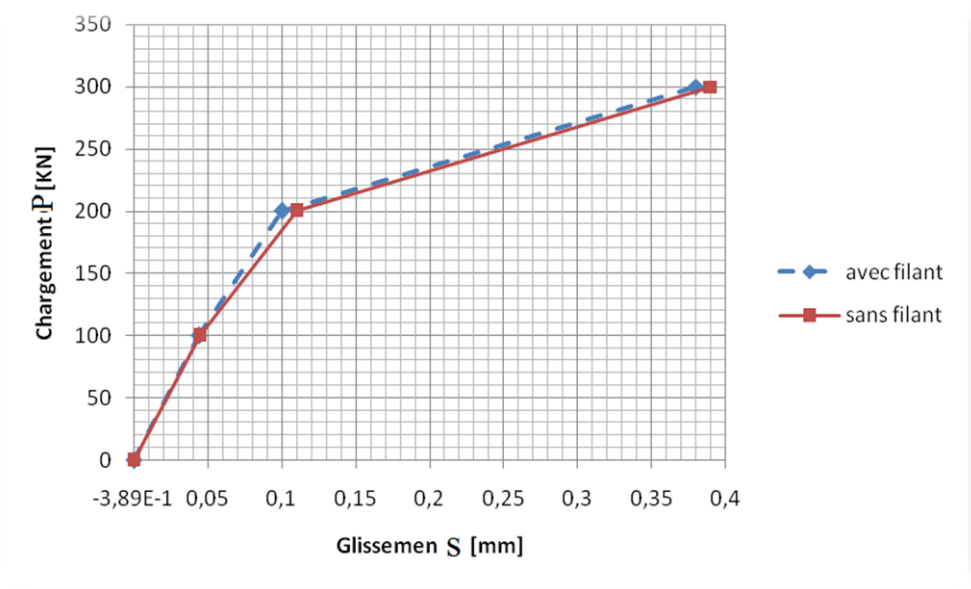


Fig.4.2 – Courbes du glissement en fonction du chargement. (Paramètre : Effet du filant)

A travers ces graphes, nous remarquons que le glissement quand la cornière dispose de filant est inférieur à celui sans filant, même si l'écart est minime.

Lors de ces expériences, M. Rabih [15] constate que l'effet du filant est remarquable quand on examine le déplacement et la déformation de ces connecteurs après chargement.

IV.3 - Effet de la résistance caractéristique du béton :

Nous avons évoqué au début de ce chapitre que la résistance du connecteur à l'effort de cisaillement est proportionnelle à la résistance caractéristique du béton. Nous allons faire varier la résistance du béton d'un pas de 6 N/mm² de sorte que nous puissions observer l'effet de ce paramètre.

Q [KN]		0	100	200	300
V[mm]	f_{ck}=30N/mm²	0	0,052	0,123	1,804
	f_{ck}=36N/mm²	0	0,045	0,103	0,39
	f_{ck}=42N/mm²	0	0,042	0,093	0,201

Tableau 4.3 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la résistance caractéristique du béton)

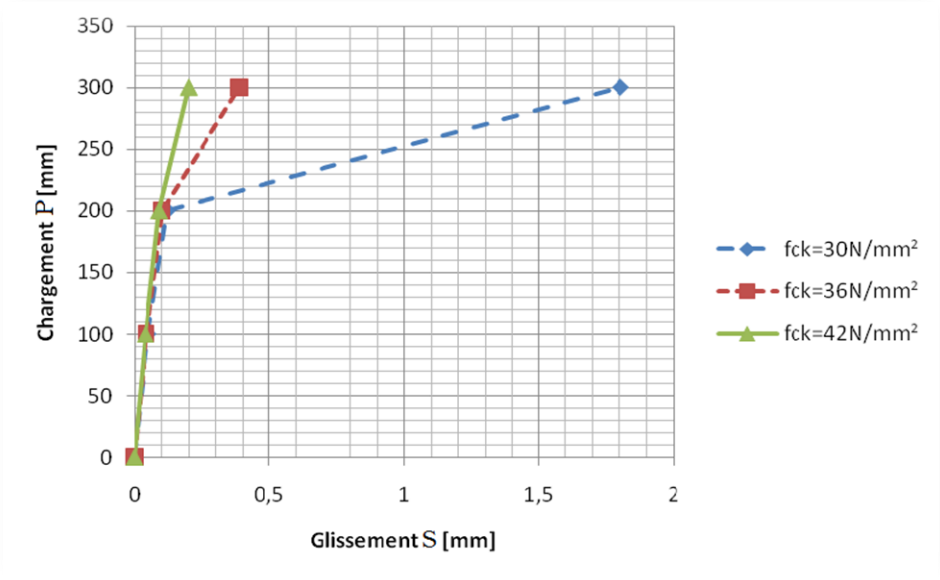


Fig.4.3 – Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la résistance caractéristique du béton.

La figure 4.3 montre l'évolution du glissement à l'interface acier-béton en fonction du chargement pour les différentes valeurs de la résistance caractéristique du béton à la compression. Ces courbes nous font remarquer une augmentation des glissements en raison de la réduction de la valeur de la résistance du béton, plus la charge augmente, plus cet écart se fait sentir.

IV.4 - Effet des dimensions de la cornière :

IV.4.1 - Effet de la largeur de la cornière :

La résistance de connecteur varie aussi en fonction de la largeur du connecteur. Pour que nous puissions noter cet effet de la largeur, nous allons faire varier sa valeur avec un incrément de 35mm.

Epaisseur [mm]	10	10	10
Base [mm]	100	100	100
Hauteur [mm]	100	100	100
Largeur [mm]	***90***	***125***	***160***

Tableau 4.4 – Caractéristiques géométriques de la cornière (Paramètre : Effet de la largeur de la cornière)

P [KN]		0	100	200	300
S[mm]	*L=90mm*	0	0,045	0,103	0,39
	L=125mm	0	0,042	0,096	0,186
	L=160mm	0	0,041	0,092	0,167

Tableau 4.5 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la largeur de la cornière)

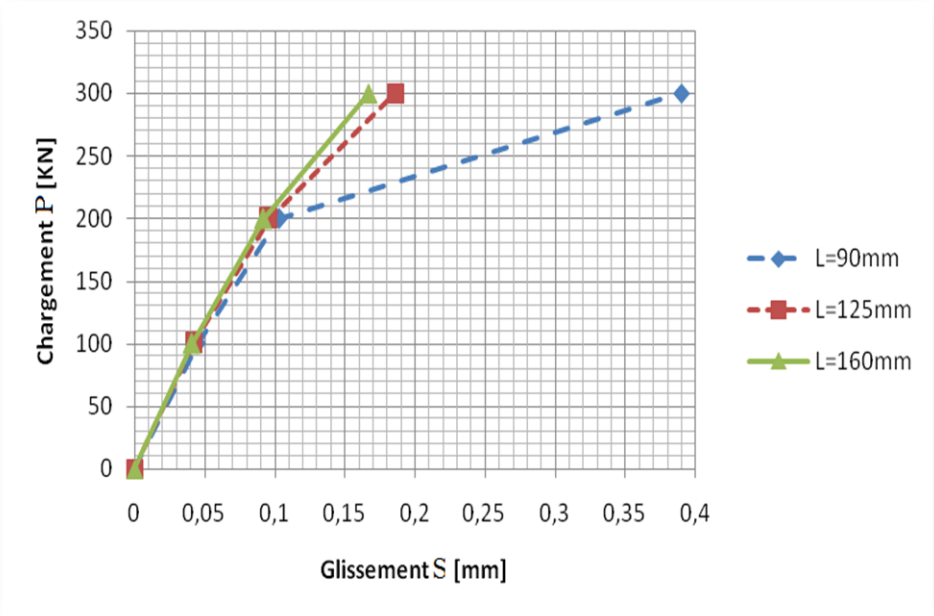


Fig.4.4 - Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la largeur de la cornière.

Si nous comparons ces courbes, nous pouvons constater que plus la largeur de la cornière est grande plus le glissement diminue. Il est possible que cela est dû au fait que la cornière reprend les efforts de cisaillement sous forme de butée, d'où l'importance de la surface de contact cornière-béton ce qui conduit à l'importance de la largeur de la cornière, et parallèlement l'importance des dimensions de la cornière qui font augmenter la surface de contact cornière/béton.

IV.4.2 - Effet de la hauteur de la cornière :

La résistance à l'effort de cisaillement d'un connecteur dépend non seulement de la résistance caractéristique du béton et de la largeur de la cornière mais aussi de la hauteur de cette dernière. Dans le but d'apercevoir l'importance de la hauteur de l'aile de la cornière sur le comportement du connecteur au cisaillement, la hauteur prendra des valeurs par pas de 20mm.

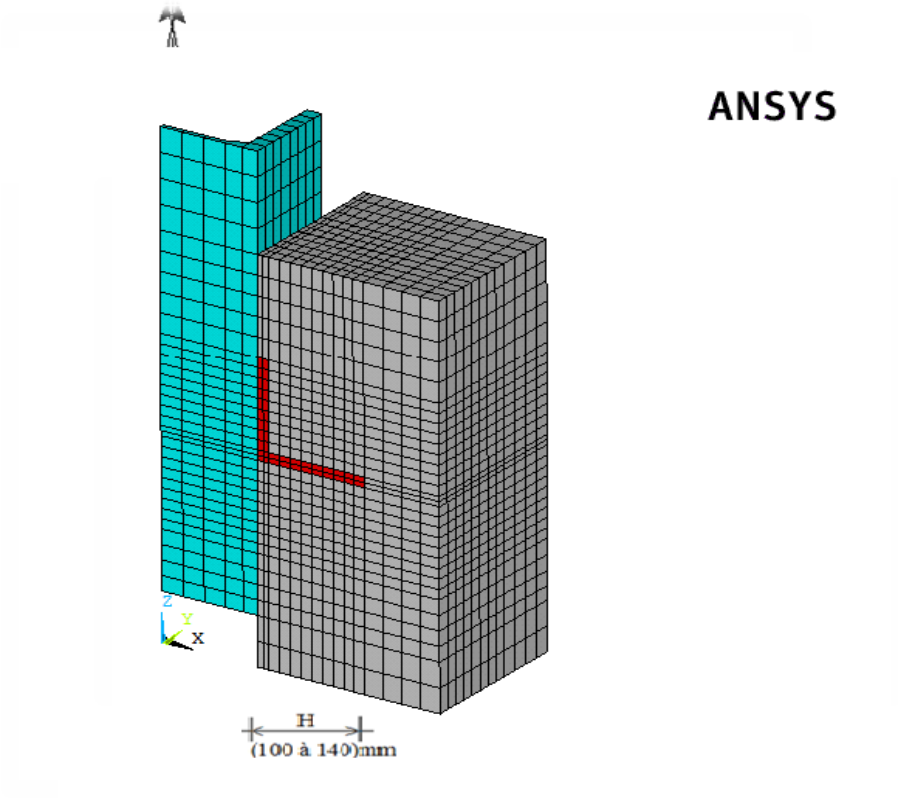


Fig.4.5 – Hauteur de l'aile de la cornière.

Epaisseur [mm]	10	10	10
Base [mm]	100	100	100
Hauteur [mm]	***100***	***120***	***140***
Largeur [mm]	90	90	90

Tableau 4.6 – Caractéristiques géométriques de la cornière (Paramètre : Effet de la hauteur de l'aile de la cornière)

P [KN]		0	100	200	300
S[mm]	***H=100mm***	0	0,045	0,103	0,39
	H=120mm	0	0,045	0,104	0,391
	H=140mm	0	0,045	0,104	0,391

Tableau 4.7 – Glissement en fonction du chargement (Paramètre : Effet de la hauteur de l'aile de la cornière)

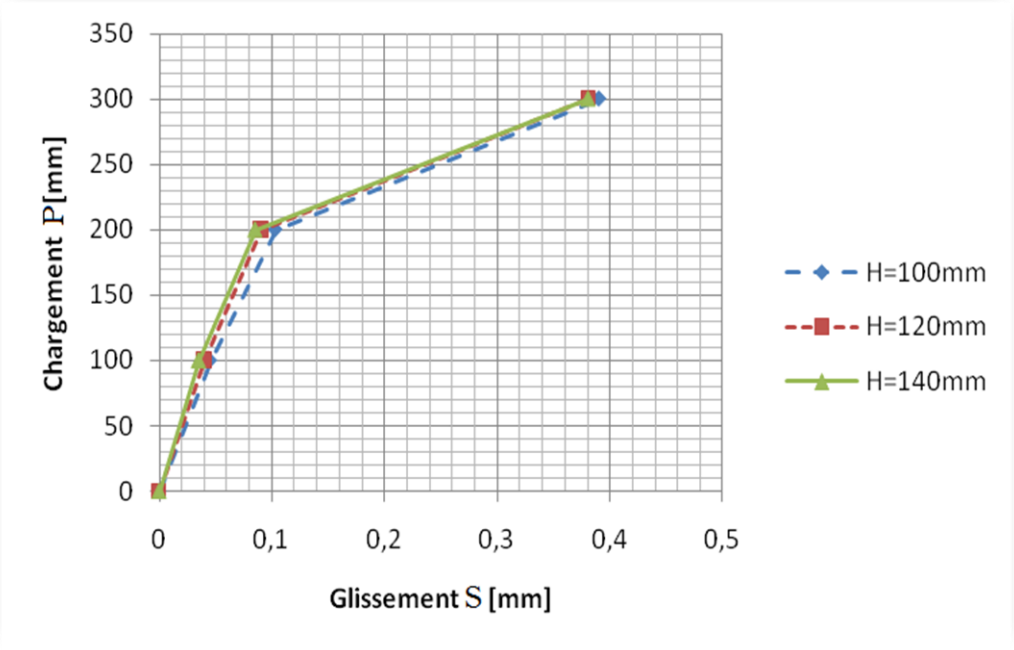


Fig.4.6 - Courbes charge-glissement pour différentes valeurs de la hauteur de l'aile de la cornière.

Nous remarquons une légère diminution du glissement, lorsque la hauteur de l'aile de la cornière augmente.

Ce fait peut être justifié par les travaux de Thomann [25]: dans le calcul, la résistance d'une interface soumise à une contrainte de traction est admise égale à 0. Il n'y a donc aucun intérêt à concevoir un connecteur dont la hauteur est supérieure à la hauteur de la zone comprimée du béton. La partie se trouvant au-dessus de l'axe neutre dans la zone tendue de la section ne fournit aucune résistance. Ce qui le conduit à affirmer que la hauteur utile ou efficace du connecteur est donc limitée par la hauteur de la zone comprimée du béton.

IV.5 – Conclusion :

Partant de l'expression de la résistance à l'effort de cisaillement des connecteurs en cornière soudée, nous avons tirés quelques paramètres à étudier tels que : la résistance caractéristique du béton, les dimensions de la cornière (largeur et hauteur de l'aile) ainsi que l'existence du filant.

L'étude paramétrique a été réalisée par simulation numérique de modèles tridimensionnels avec le code de calcul ANSYS Version 12. Elle a permis de quantifier l'influence des différents paramètres du modèle sur la résistance et notamment le glissement des connecteurs types cornières. Elle a mis en évidence les principaux éléments suivants :

– le fait d'ajouter un dispositif d'attache réduit légèrement le glissement à l'interface acier/béton, même si son principal rôle est d'empêcher le soulèvement de la dalle de béton. Le filant augmente donc la résistance à l'effort de cisaillement du connecteur ; M.Rabih [15] affirme que dans le cas d'une cornière renforcée par un

filant, on augmente la résistance à l'effort de cisaillement $\boldsymbol{P_{RD}}$ du connecteur de 10% environ.

– L'influence sur le glissement, donc sur la résistance à l'effort rasant, de la résistance caractéristique du béton à la compression est généralement favorable. Ce qui revient à dire que la résistance au cisaillement d'un connecteur dépend de la résistance caractéristique du béton.

– Il existe une dépendance entre la résistance $\boldsymbol{P_{RD}}$ (sous forme de glissement) et les dimensions de la cornière : la hauteur de l'aile et surtout la largeur. Cette dépendance est due au fait que le connecteur en cornière reprend l'effort de cisaillement sous forme de butée.

On remarque aussi à travers les valeurs du glissement qu'elles atteignent une valeur de 0,4mm environ, on estime alors qu'on peut classer ce connecteur en cornière comme étant un **connecteur rigide.**

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de recherche avait pour objectif de présenter l'essai « Push-Out » effectué sur les connecteurs en cornière soudée afin de déterminer leur résistance au cisaillement, leurs modes de ruines et leurs lois de comportement (cisaillement-glissement). Le but était de proposer un modèle d'éléments finis tridimensionnel pour la simulation du comportement au cisaillement d'un connecteur type « cornière soudée » dans un spécimen d'essai « *Push-Out* ».

Pour cela, comme point de départ, une large recherche bibliographique a été réalisée, se référant au sujet en question, visant à étudier la connexion acier-béton dans les poutres mixtes à travers les essais standard de cisaillement « *Push-Out Tests*».

Grâce à cette recherche bibliographique, nous avons pu comprendre que :

- les connecteurs, dont leur rôle est primordial car sans eux il n'y a pas de collaboration entre la section en acier et la dalle de béton, il peuvent être qualifiés par leur degré de connexion et d'interaction. Cela implique que le calcul de la connexion dans les poutres mixtes de bâtiment et de pont doit être réalisé avec soin (type, nombre et espacement des connecteurs) ;
- ces connecteurs peuvent être ductiles ou rigides selon la capacité de glissement du connecteur concerné ;
- dans le but d'évaluer la résistance ultime au cisaillement, le mode de ruine et la courbe cisaillement-glissement un essai dit « *Push-Out* » peut être envisagé.

Ensuite, un modèle numérique a été proposé afin de simuler l'essai « *Push-Out* » sur des connecteurs en cornière soudée. La simulation a été effectuée, par le moyen du code de calcul ANSYS version 12, de manière à reproduire le plus fidèlement possible cet essai (géométrie, types d'éléments finis, maillage, conditions aux limites, lois de comportement des matériaux et mode de chargement). Une courbe cisaillement/glissement a été tracée par la suite et le modèle proposé a été validé en comparant cette courbe aux résultats expérimentaux.

Notre travail s'est poursuivi en faisant une étude paramétrique du comportement de ces connecteurs toujours par le moyen de simulation avec le logiciel ANSYS et cela a montré l'influence de plusieurs paramètres :

- la présence de filant augmente légèrement la résistance au cisaillement du connecteur ;
- cette résistance à l'effort rasant varie proportionnellement avec la résistance caractéristique du béton à la compression ;
- cette même résistance augmente aussi avec la largeur de la cornière et cela s'explique par le fait qu'elle reprend l'effort de cisaillement sous forme de butée ;
- l'augmentation de la hauteur de l'aile de la cornière n'influe pas trop sur la résistance au cisaillement ; dans le calcul, la résistance d'une interface soumise à une contrainte de traction est admise égale à zéro. Il n'y a donc aucun intérêt à concevoir un connecteur dont la hauteur est supérieure à la hauteur de la zone comprimée du béton. La partie se trouvant au dessus de l'axe neutre dans la zone tendue de la section ne fournit aucune résistance. Ce qui le conduit à affirmer que la hauteur utile ou efficace du connecteur est donc limitée par la hauteur de la zone comprimée du béton.

- La simulation par éléments finis montre que les glissements sont toujours faibles et par conséquent le connecteur en cornière soudée peut être classé comme un connecteur **rigide**.

Perspectives

Les recherches présentées dans cette étude touchent à une problématique vaste :

- la réalisation des essais expérimentaux de type « Push-Out » sur d'autres connecteurs ;
- la modélisation d'une poutre mixte de pont dont la connexion est assurée par des cornières soudées afin d'observer son comportement global.
- le béton utilisé dans les poutres mixtes est hétérogène et sa fissuration est souvent inévitable. Donc, au lieu d'utiliser un béton ordinaire, on utilise un béton de fibre, il permet de réduire davantage la fissuration du béton. Actuellement, il n'y a pas assez de recherches menées dans cette direction, cette voie reste à explorer.

Certes, le connecteur idéal n'est pas encore connu à l'heure actuelle. Nos études seront poursuivies dans la perspective de trouver un connecteur caractérisé par une géométrie simple, facile à poser et possédant un comportement parfaitement ductile traduite par une capacité de glissement importante induite par une charge élevée.

Si l'objectif de la construction mixte est d'économiser les matériaux utilisés sans modifier la résistance, il faut avoir à l'esprit que le connecteur recherché doit être aussi économique.

Références bibliographiques

[1] - AMIRAOUI Akram (Caractérisation de la connexion acier béton dans les structures mixtes) mémoire de magister.2004, pp. 9-10.

[9] - ARIBERT J-M., ALEXANDRE J., BARAKA S., 1996- Construction métallique et mixte acier-béton-calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4, Eyrolles – APK Acier (développement bâtiment et travaux publiques), Eyrolles – Paris, pp. 414-472.

[16] - Aribert J. -M., : Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. p. 39-55, Revue Construction Métallique n°3-1997.

[3] - ARIBERT J-M., - Enseignement de construction mixte acier-béton (en conformité avec l'EUROCODE 4, partie 1-1), 91 p.

[4] - ARIBERT Jean-Marie. « Constructions mixtes acier-béton » Technique de l'ingénieur, Vol.6, Euroles 2003.

[8] - BAUAZAOUI L., 2005 – construction à l'étude expérimentale et théorique de structure mixte acier-béton assemblées par collage, thèse de doctorat à génie civil, Université de Reims Champagne Ardenne, pp. 23-37.

[20] - CCM 97. 1998. D.T.R.-B.C.-2.44 :≪Règles de Conception et de Calcul des Structures Métalliques≫, Ministère de l'habitat Algérie. Editions O.P.U, Algérie.

[27] - CETE.- Ponts mixtes « Approche d'une modélisation du comportement statique de connecteurs en cornière », Rapport Interne LRPC de Nancy, 1988.

[7] - Delincé D: La construction mixte acier-béton 2e partie : Vérification des états limites de service selon l'Eurocode 4. Les Dossiers du CSTC – Cahier n° 7 – 4e trimestre 2004 – p1-11
www.staalplaatbetonvloeren.be

[21] - Eurocode3. 1992. Calcul des structures en acier, partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. ENV 1993-1-1.

[12] - ENV 94-1-1 Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.

[24] - GIRISHKUMAR SINGH , FINITE ELEMENT ANALYSIS OF A PRESTRESSED CONCRETE BEAM USING FRP TENDON(APRIL, 2014)

[25] - KOTINDA, T. I. « Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga ». Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 116 p., São Carlos, 2006.

[26] - K.long Jacques TRINH« Connexion acier-béton. Inluence de force transversale,1993»

[23] - Mahmoud RABIH comportement et modélisation d'un connecteur en (corniere) d'une construction acier-béton

[5] - Manfred A. Hirt et Rolf Bez. « Construction Métallique – Vol.10 : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement ». E. P. F. L. de Lausanne, 1994.

[2] - MANFRED A-H. et CRISINEL M., 2001 –Charpentes métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments, volume 11, école polytechnique fédérale de Lausanne, 714 p.

[11] - MARCELA DE ARRUDA FABRIZZI Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço – concreto

[19] - Nethercot D. A.;Kemp A. R.;Wright H. D.; Graham H. Couchman ; Yong C. Wang: Fundamentals ; Instability and Ductility ;Composite Beams; Composite Columns; Composite Frames;. Document - Internet.

[28] - P.TROUILLET.- « Fatigue des connecteurs en cornière pour ossature mixte », Rapport Interne LRPC de Nancy, 1990.

[6] - Rachid-h« étude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations». Magister 2008 université mntouri constantine.

[13] - RankovićS., DrenićD.,: Static Strength of the shear connectors in steel- concrete composite beams - Regulations and research analysis - Series: Architecture and Civil Engineering Vol.2, n°4, 2002, p.251-259.

[15] - Siouane S.,: Etude de la connexion dans les poutres mixtes avec ou sans tôle –Analyse du glissement à l'interface acier-béton. Magister. Université de Sétif. Sous la direction de Mimoune M.

[17] - Slimani Rachid, «Etude et caracterisation des Assemblages mixtes de type poutre-poteau selon l'EUROCODE4-2007»

[14] - Thomann M.,: Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton .Thèse N° 3381 (2005) Lausanne, Suisse.

[29] - TITOUM M., TEHAMI M., ACHOUR B., ET JASPART J.:≪Analysis of semis-continuous composite beams with partial shear connection using 2-D Finite Element Approosh≫. Asian Journal of Applied Sciences, 2008.

ملخص:

في هذه الدراسة ، يتم تقديم نموذج عنصر محدود ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج ANSYS لمحاكاة اختبار القص (essai push-out) مع موصل "زاوية ملحومة"، والهدف هو تقييم قوة وليونة موصل "زاوية ملحومة" .
و لقد تم التحقق من النموذج العددي بمقارنته مع الاختبارات التجريبية التي أجريت بعدما أجرينا دراسة لعدة متغيرات (تأثير الغزل ,اختلاف مقاومة الخرسانة و عرض الرابط) لتسليط الضوء على مدى تأثيريهم على مقاومة الرابط.
نتائج هذه الدراسة تبين أن الرابط "زاوية ملحومة" يظهر سلوك جامد $(\delta_u < 2\ mm)$
كلمات مفتحيه: الصلب، الخرسانة، الروافد المختلطة، الروابط ، تجارب القص، وطريقة العناصر المحدودة

Résumé :

Dans cette étude, un modèle d'élément finis tridimensionnel est présenté en utilisant le logiciel ANSYS pour simuler l'essai de cisaillement avec un connecteur en ≪ **cornière soudé** ≫.
L' objectif est l'evaluation de la résistance et la ductilité d'un connecteur en ≪ **cornière soudé** ≫ ancré dans une dalle en béton armé soumis à un chargement statique. Le modèle numérique a été vérifié par comparaison avec des essais expérimentaux **tirées de la littérature**. Une étude paramétrique est effectué pour mettre en évidence l'influence du filant, de la variation de la résistance du béton $\mathbf{f_{ck}}$ et la largeur ***l*** du connecteur.
Les résultats de cette étude montre que le connecteur en ≪ cornière soudé ≫ présente un comportement **rigide** $(\delta_u < 2\ mm)$ et il peut être utilisé dans le calcul élastique dans les ponts mixtes.
Mots clés : acier –béton –connecteur –connexion –poutre mixte –essais –push out –Méthode des Elements Finis –connecteurs souples et rigides –glissements.

Abstract:

In this study, a three-dimensional finite element model is presented by using the ANSYS software to simulate the shear test with the " angle shear " connector.
The objective is the evaluation of the strength and ductility of the " angle shear " connector anchored in a reinforced concrete slab subjected to a static loading .The numerical model was verified by comparison with experimental tests taken from **the literature**. A parametric study is done to highlight the influence of the thready, changes in the strength of concrete $\mathbf{f_{ck}}$ and width of the connector ***L***.
The results show that the ≪ shear angle ≫ connector has a **rigid** behavior $(\delta_u < 2\ mm)$ and it can be used in the elastic design of bridges.
Key words : steel-concert, composite beams, shear connectors, push-out tests, Finite element method.