



Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
En vue de l'obtention du diplôme de :
MASTER en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

**Analyse expérimentale et modélisation par
éléments finis des essais de push-out sur les
connecteurs**

Présenté par :

Mr. MEHANNECHE Abderazak

Mr. IKHLAWI Ismail Omar Ismail

- **Devant le jury :**
- **Président : Dr. BOUGUERRA Kheireddine**
- **Encadrants : Prof. TITOU MESSAOUD & Dr. MAZOZ AIDA**
- **Examineur : Dr. MENASRI Youcef**

Année Universitaire : 2021 / 2022

N° d'ordre : GC/...../2022

شكر و عرفان

الشكر الاول و الاخير لله القدير الذي أعطانا العقل والقوة للقيام بهذا العمل البحثي
كما نتوجه بالشكر الجزيل للذين لم و لن نفيهم حقهم - والدينا الاكرمين - الذين ضحوا بالكثير

وجادوا علينا بزهرة أعمارهم و اوقاتهم

لنقول رضاكم من رضا الله الذي من علينا بالنجاح .

كما نتقدم بالشكر الوافرو الجزيل لكل من

الاستاذ الدكتور/ تيتوم مسعود والدكتورة / مازوز عايدة

الذين لم يبخلوا علينا باسداء الارشادات و تقديم يد العون و الكثير من النصائح طيلة انجاز هذه الرسالة

ونحن نشهد انهم قد قدموا كل ما امكن لنتميز ونكون من الطامحين لنجاحات اكبر

فكل الحب والاحترام والشكر لكما اساتذتنا الكرام .

كما نود أن نشكر كل اساتذتنا الافاضل كل باسمه و شخصه

على ما بذلوه من جهد طيلة سنوات التكوين و التدريس .

دون ان ننسى اعضاء دفعة (ماستر هندسة مدنية - تخصص هياكل -)

كل باسمه و شخصه و ما تميزوا به من رفعة في الاخلاق

و التعامل و المثابرة في التحصيل العلمي .

كما نود أن نقدم تشكراتنا لادارة الجامعة بكل افرادها و مسؤولي هياكلها و اقسامها

على ما وفروه لنا من ظروف مادية و معنوية طيلة سنوات التكوين .

وشكر وامتنان باسم الطالب إسماعيل اخلاوي للأرض الطيب أهلها

ارض المليون والنصف مليون شهيد

الجزائر العظيمة حفظ الله اهلها من كل سوء لتبقى مع ارض المسرى ظالمة او مظلومة

REMERCIEMENTS

- Le premier et le dernier merci à **Dieu** Tout-Puissant, qui nous a donné la force de faire ce travail de recherche, et nous remercions également **nos honorables parents et tous ceux qui nous ont appris un lettre** et tous ceux qui nous ont aidés à atteindre ce stade d'apprentissage.

- Nous adressons également nos sincères remerciements au **Prof. Titoum Messaoud** et au **Dr : Mazoz Aida**, qui ont été avares de nous donner des instructions, un coup de main et beaucoup de conseils tout au long de la réalisation de cette thèse.

- Nous tenons également à remercier tous **nos distingués professeurs**, chacun en son nom et en sa personne, qui ont supervisé la graduation de cette promotion et pour leurs efforts tout au long des années d'enseignement.

- Sans oublier les membres **du groupe**

(Master Génie Civil - Spécialité Structures -)

Chacun en son nom et sa personnalité, et ce qui le distinguait en termes de morale, de relations et de persévérance dans le niveau d'instruction.

- Nous tenons également à adresser nos remerciements à **l'administration universitaire** avec tous ses membres et responsables de ses structures et départements pour les conditions matérielles et morales qu'ils nous ont procurées durant les années de formation.

ملخص

- تعتمد سلامة الروافد المختلطة بشكل أساسي على كفاءة نظام التوصيل (الاتصال) لأن معظم حالات التشوهات و الانهيارات الملاحظة تحدث في واجهة عناصر الاتصال بين العنصر الخرساني و عنصر الفولاذ المتصل به .
- لذلك من الضروري التعرف بدقة على كافة الخصائص التي تؤثر على سلوك الموصلات تحت تأثير قوى القص والشد الناتجة عن التحميل الخارجي للروافد المختلطة .
- في هذا المشروع البحثي ، أجرينا دراستنا على نوع جديد من الموصلات ، يسمى "الزاوية الملحومة المدعمة بقضيب مانع للانفصال" والتي يمكن استخدامها في الجسور المختلطة (الفولاذ - الخرسانة) المصنوعة في الجزائر.
- ينقسم هذا العمل إلى قسمين:
- الدراسة البيليوغرافية التي تم تطويرها في الجزء الأول من أجل إجراء مقارنة بين البحث التجريبي والبحث النظري على الروافد المختلطة من خلال الربط بين العنصر القولاذي و العنصر الخرساني باختبارات الدفع الى الخارج التي يتم إجراؤها على أنواع مختلفة من الموصلات من أجل ضمان الاتصال بين بلاطة الخرسانة و الرافدة المعدنية .
- في الجزء الثاني ، أجرينا نمذجة عددية بواسطة طريقة العناصر المحدودة لعينة اختبار "Push-Out" "الدفع الى الخارج" باستخدام نوع جديد من الموصلات " الزاوية الملحومة المدعمة بقضيب مانع للانفصال" .
- حيث يتم التحقق من صحة النموذج المقترح من خلال مقارنة النتائج العددية مع البيانات التجريبية المأخوذة من الدراسات السابقة.
- الكلمات المفتاحية :
- فولاذ - خرسانة - موصل - اتصال - اختبارات - دفع للخارج - رافدة مختلطة - موصلات مرنة وصلبة - انزلاق - زاوية ملحومة مدعمة بقضيب -

Résumé

- La sécurité d'une poutre mixte dépend essentiellement de l'efficacité de la connexion car la plupart des ruptures observées se produisent à l'interface de liaison. Il est donc nécessaire de connaître avec suffisamment de précision les paramètres qui influencent le comportement des connecteurs sous l'action des efforts de cisaillement et de traction engendrés par le chargement extérieur de la poutre mixte. Dans ce projet de recherche, nous avons mené notre étude sur un nouveau type de connecteurs, appelé « cornière soudée avec filant » qui peut être utilisé dans les ponts mixtes acier-béton réalisés en Algérie.
- Ce travail est divisé en deux parties :
- L'étude bibliographique développé dans la première partie consiste à faire une synthèse des recherches expérimentales et théoriques sur les poutres mixtes en s'attachant plus particulièrement aux essais Push-Out effectués sur les différents types de connecteurs afin d'assurer la connexion entre la dalle de béton et le profilé métallique.
- Dans la deuxième partie, nous avons effectué une modélisation numérique par la méthode des éléments finis de l'éprouvette d'essai « Push-Out » en utilisant un nouveau type de connecteurs, « la cornière soudée avec filant ». La validation du modèle proposé se fait par comparaison des résultats numériques aux données expérimentales tirées de la littérature.
- **Les mots clés :**
 - Acier - Béton - Conducteur - Raccordement - Essais - Poussée - Poutre mixte - Connecteurs souples et rigides - Coulissant - Cornière soudée avec filant -

Abstract

- The safety of a composite beam depends mainly on the efficiency of the connection because most of the failures observed occur at the connection (steel-concrete) interface. It is therefore necessary to know with sufficient precision the parameters, which influence the behavior of the connectors under the action of the shear and tensile forces generated by the external loading of the composite beam.

- In this research project, we conducted our study on a new type of connectors, called "welded angle with string" which can be used in composite steel-concrete bridges made in Algeria.

- This work is divided into two parts:
 - The bibliographical study developed in the first part consists in making a synthesis of the experimental and theoretical research on the composite beams by attaching more particularly to the Push-Out tests carried out on the different types of connectors in order to ensure the connection between the slab of concrete and the metal profile.

 - In the second part, we performed a numerical modeling by the finite element method of the "Push-Out" test specimen using a new type of connectors, "welded angle with string". The validation of the proposed model is done by comparing the numerical results with the experimental data taken from the literature.

- **Keywords :**
 - Steel - Concrete - Conductor - Connection - Tests - Push out - Mixed girder - Flexible and rigid connectors - Sliding - Welded angle rod reinforced -

Sommaire

Titre	Page
- Remerciements	I
- ملخص	II
- Résumé	III
- Abstract	IV
- Sommaire	V
- Liste de figures	VII
- Liste de tableaux	IX
- Notations	IX

Titre	Page
- <u>Introduction générale</u>	1
- Organisation de la thèse	2

Titre	Page
- <u>Chapitre 01</u> –	
- Etude bibliographique sur la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes.	3
1.1 - Introduction	4
1.2 - Historique de conception des poutres mixtes	6
1.3 - Dimensionnement des poutres mixtes (acier-béton)	9
1.3.1 - Armatures de la dalle en béton	10
1.3.2- Largeur participante beff	11
1.3.3- Analyse élastique des poutres mixtes	14
1.4 – Connexion (acier-béton)	23
1.4.1- Définition et rôle des connecteurs	23
1.4.2 - Evolution des systèmes de connexion	23
1.4.3- Degré de connexion et degré d'interaction	30
1.4.4 – Calcul élastique de la connexion	32
1.5 – Conclusion	35

Titre	Page
- Chapitre 02 -	
- Essais de cisaillement (push-out tests) appliqués sur les connecteurs	37
2.1 - Introduction	38
2.2 - L'essai de push-out est-il représentatif ?	38
2.3 - Description de l'essai standard de cisaillement- (Push-out test)	42
2.4 - Interprétation des résultats	45
2.5 - Classification des connecteurs	47
2.6 - Résistance des connecteurs au cisaillement	48
2.7 - Modes de rupture de la connexion	53
2.8 - Mise en place des connecteurs	55
2.9 - Conclusion	57

Titre	Page
- Chapitre 03 –	
- Modélisation par éléments finis de l'essai Push-Out avec un connecteur en cornière soudé	58
3.1 – Introduction	59
3.2 - Etapes de la modélisation numérique	60
3.3 - Présentation du modèle	60
3.3.1 – Symétrie	61
3.3.2 – Eléments finis utilisés	61
3.3.3 – Lois de comportement des matériaux	62
3.3.4- Définition du maillage	64
3.3.5 – Conditions aux limites	66
3.3.6 - Application des charges	67
3.4- Validation du modèle proposé	67
3.5 – Conclusion	71

Titre	Page
- Conclusion générale et perspectives	72
- Références bibliographiques	73

- Liste de figures

Titre	Page
Chapitre 01	
Fig. 1.1 - Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion	5
Fig.1.2 - Types usuels de poutres mixtes	6
Fig.1.3 - Largeur participante de dalle pour une poutre	12
Fig.1.4 - Travées équivalentes pour la détermination de la largeur participante de dalle	13
Fig.1.5 - Largeur efficace de dalle dans une section de poutre principale du pont bipoutre	13
Fig.1.6 - Largeur efficace de la dalle dans une section du pont caisson	14
Fig.1.7 - Notations et conventions adoptées pour une section mixte en travée et Sur appui	18
Fig.1.8 - Répartition élastique des contraintes de flexion dans une section mixte	22
Fig.1.9 - Connecteur en forme d'hélice soudé au profil en acier	24
Fig.1.10 - Connecteurs en forme de crochet soudés sur la semelle supérieure De la poutrelle métallique	24
Fig.1.11 - Connecteurs de hauteurs réduites et à bases larges leur permettant une fixation rigide avec le profilé métallique	25
Fig.1.12 - Connecteurs composés d'une butée à la base et renforcés par une barre d'acier lui Permettant de résister à un effort de soulèvement	25
Fig.1.13 - Connecteurs continus à haute résistance autorisant une adhérence Continue entre l'acier et la dalle de béton	26
Fig.1.14- Différents types de goujons – avec ou sans tête, lisses ou renforcés-soudés sur la semelle supérieure de la poutrelle métallique	27
Fig.1.15 - Connecteurs en cornières cloués. [28]	28
Fig.1.16 - Connecteur perfobond	29
Fig.1.17 - Connecteur perfobond muni de barres additionnelles dans les trous	30
Fig.1.18 - Interaction entre acier et béton dans le comportement de la poutre mixte.[28]	32
Fig.1.19 - Transmission de l'effort rasant	33

Titre	Page
Chapitre 02	
Fig.2.1 – Principe de l'essai push-out	40
Fig.2.2– Principe de l'essai Double Push-Out	40
Fig.2.3 – Principe de l'essai de Push-In	41
Fig.2.4 – Comparaison entre le comportement d'un connecteur en place dans la Poutre et son comportement au cours d'un essai Push-Out . (Aribert, 1988)	42
Fig. 2.5 : Dispositif d'essai de push-out sur des goujons à tête	44
Fig. 2.6 : Dispositif d'essai de (push-out) pour un type quelconque de connecteur	46
Fig.2.7 – Détermination de la capacité de glissement d_u correspondant à P_{Rk} . [6]	48
Fig.2.8 – Comportement des connecteurs	49

Fig. 2.9 : Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB	51
Fig. 2.10 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant	52
Fig. 2.11 : Plaque perforée	53
Fig. 2.12 : Dimensions d'un connecteur en U	54
Fig. 2.13 : Modes de ruine de la connexion	55
Fig. 2.14 : Répartition des contraintes le long de la tige du goujon	55
Fig. 2.15 : Types de fissures produites par la poussée du connecteur	56
Fig.2.16 – Soudure des connecteurs goujons à tête. [10]	57
Fig.2.17 – Résultat final de la mise en place des goujons à tête	57
Fig.2.18 – Soudure d'un connecteur en U . [21]	58

Titre	Page
Chapitre 03	
Fig.3.1 – Corps d'essai Push-Out sur un connecteur type cornière avec filant [7]	60
Fig.3.2 – Etapes pour l'élaboration d'un modèle numérique	61
Fig.3.3 – Eprouvette d'essai Push-Out à modéliser	61
Fig.3.4 – Modèle proposé	62
Fig.3.5 – Élément plan quadrilatéral « PLANE 42 »	63
Fig.3.6 – Élément « LINK 1 »	63
Fig.3.7 – Diagramme contrainte-déformation du béton	64
Fig.3.8 – Diagramme bilinéaire de contrainte déformation de l'acier	65
Fig.3.9 – Maillage de l'acier de construction	66
Fig.3.10- Maillage du bloc de béton avec le filant	66
Fig.3.11- Maillage du connecteur en cornière	66
Fig.3.12 – Maillage complet du modèle d'essai Push-Out	67
Fig.3.13 – Maillage du modèle avec conditions aux limites	67
Fig. 3.14 – Glissement à l'interface acier-béton	69
Fig.3.15 – Courbe charge/glissement donnée par un capteur de déplacement placé À l'extrémité inférieure du profilé	69
Fig.3.16 – Contraintes de Von Mises : Pyramide de diffusion des efforts	70
Fig.3.17- Déplacement et déformation réel des connecteurs en cornière	71
Fig.3.18 – Forme de la déformée : Décollement entre le béton et la cornière dans Le modèle numérique.	71

- **Liste de tableaux**

Titre	Page
Tableau 1.1 – Caractéristiques élastiques d’une section mixte homogénéisée [14]	22

— **Notations et Symboles**

- **LETTRES LATINES**

A: section du filant.

A_a : aire de la section du profilé métallique.

A_c : aire de la section du béton.

A_{cx} : aire de la partie comprimée du béton.

A_m : aire de la section mixte homogénéisée.

A_s : aire de la section des armatures tendues.

b_0 : entraxe des connecteurs en saillie.

b_{eff}^+ : largeur participante de la dalle de béton.

b_{ei} : largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l’âme.

b_i : moitié de l’espace entre deux poutres métalliques.

d : diamètre du goujon à tête.

e : espacement des connecteurs ou épaisseur d’un élément.

e_1 : épaisseur de la base du connecteur.

e_s : épaisseur de l’aile du connecteur.

E : module d’élasticité.

E_a : module d’élasticité longitudinale de l’acier de construction.

E_c : module d’élasticité longitudinale du béton.

E_{cm} : valeur moyenne du module sécant d’élasticité du béton.

E_h : module d’élasticité caractérisant la considération de l’écrouissage de l’acier.

f_{ck} : résistance caractéristique du béton à la compression.

f_{ct} : résistance du béton à la traction.

f_u : résistance ultime en traction et en compression minimale spécifiée pour l'acier des connecteurs.

f_{ut} : résistance ultime réelle de l'acier des connecteurs utilisés dans l'éprouvette.

f_y : limite d'élasticité de l'acier.

G_a : centre de gravité de la poutre métallique.

h_a : hauteur de la poutre métallique.

h_c : hauteur de la dalle de béton située au-dessus des nervures de la tôle.

h_p : hauteur des nervures de la tôle.

h : hauteur du goujon à tête, hauteur de l'aile de la cornière et hauteur totale de la section mixte.

H_1 : hauteur de l'aile de la cornière par rapport à la semelle du profil d'acier (poutre).

H_2 : longueur de la base du connecteur.

H_F : hauteur de l'axe du filant par rapport à la semelle du profil d'acier (poutre).

I_a : moment d'inertie de la poutre métallique par rapport à son centre de gravité.

I_m : moment d'inertie de la section mixte homogénéisée par rapport à l'axe neutre élastique.

l : longueur de répartition des connecteurs .

l_0 : distance entre deux sections de moments nul.

L : largeur du connecteur.

$M_{pl.Rd}^+, M_{pl.Rd}^-$: moments de résistance plastique respectivement sous flexion positive et sous flexion négative.

M_{sd} : moment de flexion.

n : coefficient d'équivalence.

N : nombre de connecteurs utilisés.

N_f : nombre de connecteurs nécessaires pour une connexion complète.

P_{RD} : résistance à l'effort de cisaillement d'un connecteur.

P_{Rk} : résistance caractéristique à l'effort de cisaillement d'un connecteur.

P_u : résistance ultime au cisaillement de chaque connecteur.

Q : charge appliquée.

Q_u : charge ultime.

S_a : moment statique de la poutre métallique par rapport à sa base.

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

S_{cx} : moment statique de la partie comprimée du béton par rapport à la base de la poutre métallique.

S_m : moment statique de la section mixte homogénéisée par rapport à la base de la poutre métallique.

S_s : moment statique des armatures par rapport à la base de la poutre métallique.

V : glissement relatif à l'interface acier béton.

V' : effort tranchant dans la section considérée.

V_{el} : effort rasant par unité de longueur.

Z_a : position du centre de gravité de la poutre métallique par rapport à la fibre inférieure.

Z_c : position du centre de gravité de la dalle de béton par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

Z_{cx} : position du centre de gravité de la partie comprimée du béton par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

Z_m : position de l'axe neutre de la section mixte homogénéisée par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

Z_s : position du centre de gravité des armatures par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

x : hauteur comprimée de la dalle de béton .

– LETTRES GRECQUES :

α : facteur correctif pour le calcul de la résistance à l'effort de cisaillement des goujons à tête.

β_i : coefficient de sécurité pour le calcul de la largeur participante.

$\gamma_a, \gamma_c, \gamma_s$: coefficients partiels des matériaux pour la contrainte limite de flexion.

γ_V : coefficient partiel pour la connexion à l'état limite ultime.

δ_u : glissement relatif à l'interface acier béton.

ϵ_c : déformation correspondant à la résistance maximale f_{ck} .

ϵ_{cu} : déformation ultime correspondant à la rupture du béton comprimé.

ϵ_u : déformation ultime en traction et en compression.

ϵ_y : déformation élastique.

η : degré de connexion.

ν : coefficient de Poisson.

σ_a : Contrainte normale de flexion dans l'acier (fibre inférieure).

σ_c : Contrainte normale de flexion dans le béton (fibre supérieure).

σ_s : Contrainte normale de flexion dans l'armature (traction).

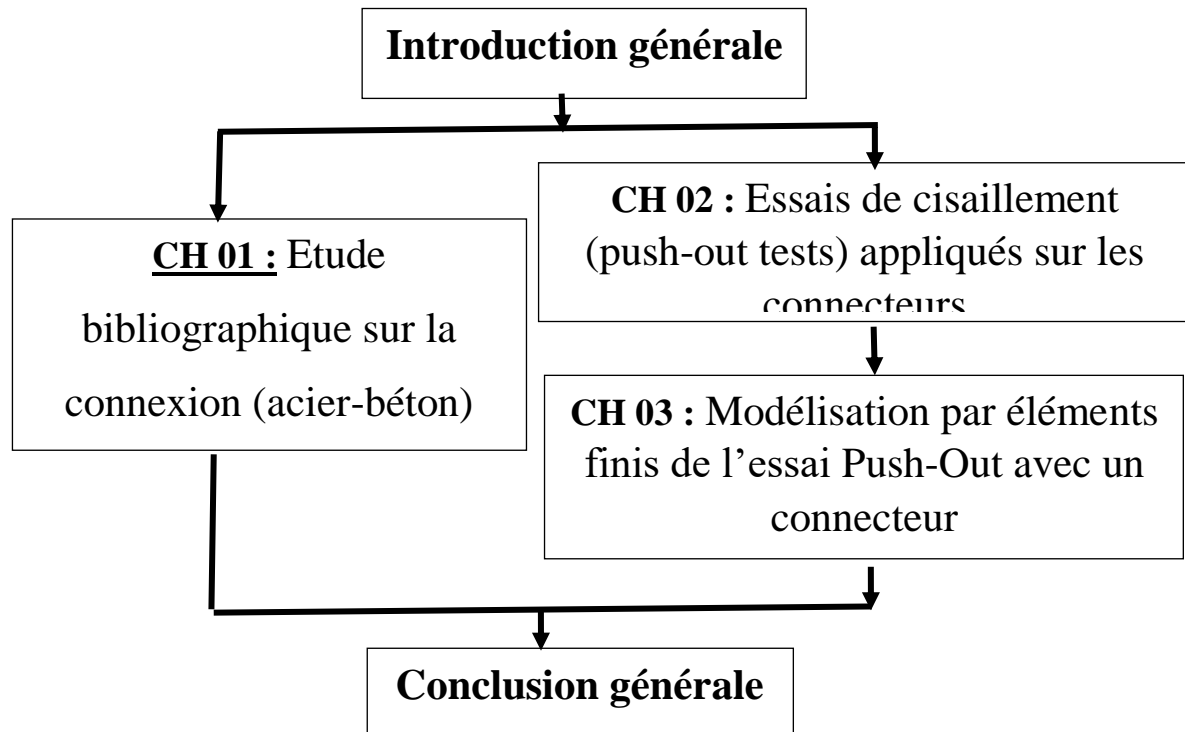
ϕ : diamètre de filant.

Introduction générale

Introduction générale

- 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 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 pour la simulation du comportement au cisaillement d'un connecteur de type « cornière soudée » dans une éprouvette d'essai « **Push-Out** ».
- Notre travail de recherche est constitué de trois chapitres et une conclusion générale :
- Nous présentons dans le premier chapitre une étude bibliographique sur les poutres mixtes acier-béton en s'intéressant plus particulièrement aux problèmes de connexion.
- 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 une éprouvette 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.
- Et pour terminer, nous présentons une conclusion générale pour ressortir tous les points importants de cette recherche.

Organisation de la thèse



Chapitre 1 :
Etude bibliographique sur la connexion (acier-béton)
Dans les poutres mixtes

1.1 – Introduction

- Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis constituées d'une poutre en acier supportant une dalle de béton. Il est souhaitable de faire participer chacun de ces matériaux de façon optimale, compte tenu leur comportement physique. Rappelons que le béton a une bonne résistance à la compression, mais que sa participation à la traction doit en général être négligée. L'acier se comporte bien à la compression qu'à la traction, mais l'élançement souvent élevé des éléments le rend sensible à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées [14].
- Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface [14]. Sans liaison les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts et la résistance de la poutre sera probablement déterminée par un phénomène d'instabilité (déversement, voilement de l'âme, ...). Par contre, si une connexion est mise en place, on crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité ont sensiblement accrues. Dans les poutres mixtes de bâtiments et de ponts, cette connexion est assurée par des éléments métalliques appelés connecteurs de cisaillement.

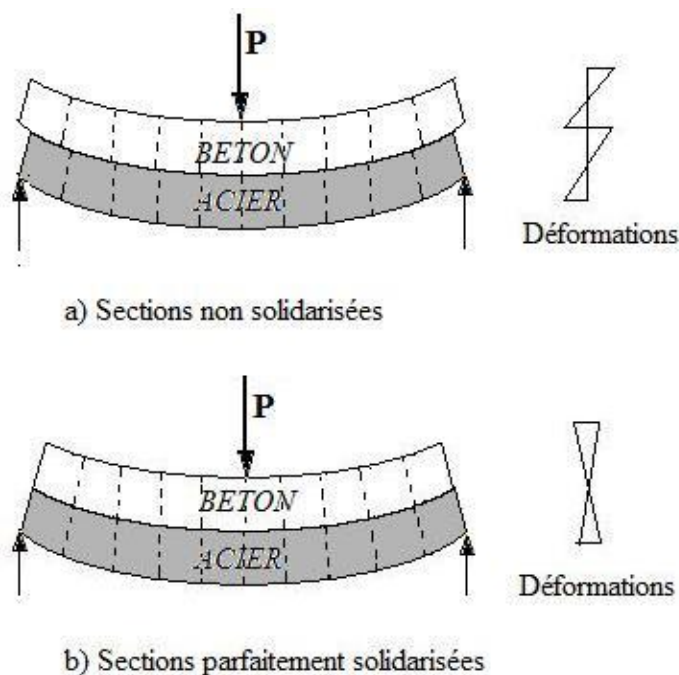


Fig. 1.1 - Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion

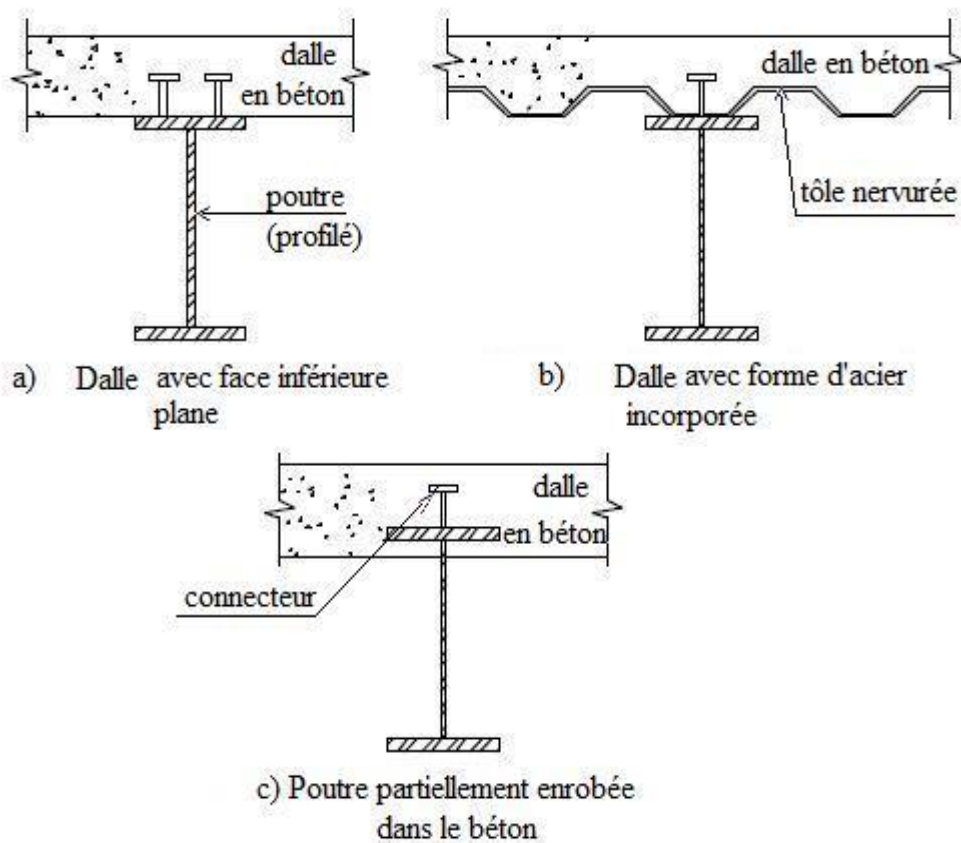
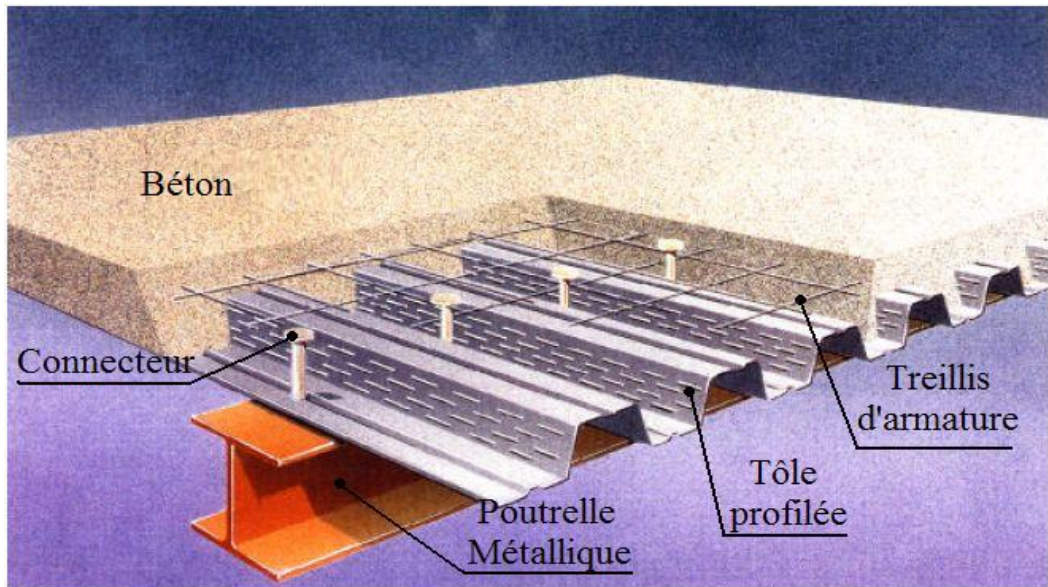


Fig.1.2 – Types usuels de poutres mixtes

1.2 – Historique de conception des poutres mixtes :

- De prime abord, c'est en 1914 en Angleterre que les premières études se référant aux systèmes mixtes ont vu le jour, quand l'entreprise « Redpath Brow & Company » a commencé une série d'essais concernant les systèmes mixtes pour bâtiments.

- Dans les années trente, selon Viest, Fountain et Singleton, plusieurs ponts mixtes ont été construits et en 1944 ce système mixte a été introduit dans les normes américaines [10].

- Dans une première approche, Andrews (1912) a considéré que l'acier et le béton restaient liés par adhérence. De ce fait, les sollicitations internes étaient calculées avec des hypothèses classiques de la résistance des matériaux :

- Béton tendu considéré fissuré, de résistance à la traction nulle,
- Planéité des sections déformées,
- Glissement nul à l'interface acier/béton.

- Jusqu'à la rupture de l'adhérence, cette première approche s'avérait expérimentalement suffisante. Ultérieurement, des connecteurs ont été utilisés pour reprendre les sollicitations au-delà de cette rupture. Plusieurs théories ont été proposées dans le domaine de l'élasticité linéaire :

- Stüssi (1947) suppose que dans les poutres mixtes à connexion partielle, le connecteur se comporte d'une manière élastique linéaire et que le soulèvement à l'interface acier/béton n'existe pas. La méthode de calcul est fondée sur la répartition des efforts de cisaillement et la résolution est celle d'un système d'équations linéaires obtenu par la méthode des différences finies.
- Grahlm (1949), en travaillant sur les poutres composites en bois symétriques par rapport au plan médian, suppose que la connexion est continue. Il conclut que le glissement est proportionnel à la contrainte de cisaillement et que le décollement entre les couches de la poutre est négligeable. La méthode de résolution est la même que celle de Stüssi mais appliquée à des systèmes isostatiques.

- La théorie la plus connue est celle de Newmark (1951) dont les principales hypothèses sont les suivantes :

- Continuité de la liaison acier-béton.
- Glissement à l'interface acier/béton, en un point donné, proportionnel à l'effort de Cisaillement en ce point.
 - Pas de décollement à l'interface acier/béton,
 - Loi de comportement des matériaux de type élastique linéaire (Hooke).

- Ces hypothèses sont valables pour les charges de service, mais se révèlent trop approximatives pour les charges élevées en raison de l'hypothèse de linéarité de la courbe charge/glissement relative aux connecteurs.
- La solution est basée sur une équation différentielle du 2nd ordre dont l'effort de cisaillement et sa répartition sont les inconnues. La résolution s'opère par la méthode des différences finies.
- Newmark a aussi proposé les notions d'interaction et degré d'interaction.
- Une contribution déterminante dans le domaine des poutres mixtes à connexion partielle, de 1964 à 1972, revient à Chapman. Ses recherches ont débuté par une série de 17 essais de poutres mixtes isostatiques, avec divers types de connecteurs en faisant varier l'intensité de la connexion et le mode de chargement. Les résultats de ces travaux, publiés en 1964, ont conduit Bernard et Johnson (1965) à définir une méthode de calcul analytique de la résistance ultime des poutres isostatiques.
- Cette première tentative de calcul plastique en poutres mixtes supposait une connexion complète et un module d'élasticité constant du béton jusqu'à ce que l'acier atteigne sa limite d'élasticité. Quelques essais sur des poutres hyperstatiques amenèrent ces mêmes auteurs à conclure que leur méthode de calcul est valable en particulier pour le calcul de la résistance ultime en section, sous moment négatif.
- De 1968 à 1972 Chapman (Chapman, 1972) réalise le premier modèle de calcul de poutres à connexion partielle dont les hypothèses sont les suivantes :
 - La loi de connexion est représentée par une fonction continue le long de l'interface acier/béton.
 - La force d'interaction acier/béton est nulle au droit des appuis simples d'une poutre isostatique,
 - La loi de comportement de l'acier et du béton est de type élasto-plastique parfait.
 - Dans les poutres hyperstatiques, l'influence du glissement à l'interface sur la distribution du moment de flexion est supposée négligeable.
- Chapman et Yam (1968) proposent un modèle analytique en élasto-plasticité prenant en compte une relation logarithmique entre l'effort appliqué et le glissement. Cette analyse a été utilisée partiellement dans le code anglais CP 117.
- Hope-Gill et Johnson (1976) ont repris divers résultats de travaux théoriques et expérimentaux sur des poutres mixtes hyperstatiques, dans le but de préciser un domaine

de validité pour lequel la théorie plastique donne une bonne évaluation de la charge de ruine réelle. Après sélection de 72 cas de poutres à connexion partielle, ils aboutissent aux conclusions suivantes :

- La résistance caractéristique du béton doit être comprise entre 18 et 36 Mpa,
 - L'axe neutre plastique doit se situer dans la dalle ou dans la semelle supérieure du profilé métallique,
 - Le chargement ne doit pas être concentré vers les appuis, (50% maximum sur la cinquième de la travée à partir de l'appui),
 - La longueur d'une travée d'extrémité ne doit pas dépasser celle de la travée adjacente de plus de 15%,
 - Dans la zone soumise à un moment négatif, le profilé doit être de type compact, sinon la pose d'un raidisseur est nécessaire au droit de la charge.
- Ces exigences ont été reprises en grande partie dans le projet d'Eurocode 4, sans distinction d'ailleurs entre le cas de la connexion complète et de connexion partielle.
 - En reprenant les travaux de Chapman, Johnson et May (1975) ont déduit une méthode pratique de calcul des poutres à connexion partielle réalisée à l'aide de connecteurs souples. Cette méthode reprend comme référence le nombre de connecteurs de la connexion complète nécessaire au développement du moment ultime maximum de la section mixte, ceci pour chaque portée de cisaillement.
 - Hallam (1978) a développé un modèle prenant en compte une loi de comportement du connecteur intégrant l'histoire du chargement, avec des caractéristiques de matériaux élastiques linéaires et une résistance nulle du béton en traction.
 - Au début des années 1980, Seddik et Behr développent au laboratoire Central des Ponts et Chaussées un modèle pour le cas des matériaux elasto-plastiques dont les hypothèses sont les suivantes :
 - Le mode de chargement est monotone croissant, le béton tendu n'est pas pris en compte,
 - La connexion est discrète mais le décollement entre l'acier et le béton est considéré comme nul,
 - Les matériaux sont parfaitement élastiques puis parfaitement plastiques d'où un glissement non linéaire après la zone élastique.
 - Le dernier modèle de calcul développé est celui de Aribert-Labib (1982), repris ensuite par Aribert-Abdel-Aziz (1985). L'étude porte sur des poutres mixtes à connexion partielle en calcul à l'état ultime. Ce modèle prend en compte les lois de comportement

des matériaux très fines (élasto-plastique à écrouissage positif pour l'acier, loi non linéaire pour le béton) avec les hypothèses suivantes :

- Le mode de chargement est monotone croissant,
- Les déformées longitudinales de la fibre moyenne de la dalle de béton et celle du profilé sont identiques en négligeant la déformation due à l'effort tranchant, ainsi que le fluage,
- L'hypothèse de Bernouilli est supposée valable pour la flexion de chaque matériau,
- La liaison à l'interface acier/béton s'effectue de manière discontinue uniquement au droit de chaque connecteur, avec la possibilité de décollement à l'interface acier/béton.
- La loi de comportement d'un connecteur est une fonction de charge/glisserment non linéaire,
- L'acier du profil métallique a un comportement élasto-plastique parfait,
- En compression, le béton de la dalle relève du diagramme de comportement en parabole-rectangle,
- Les armatures de la dalle du béton ont un comportement élastique linéaire,
- La loi de comportement d'un connecteur est valable dans les zones où la dalle de béton pourrait être totalement fissurée.

1.3 - Dimensionnement des poutres mixtes (acier-béton) :

- Actuellement les méthodes de dimensionnement des poutres mixtes sont fondées essentiellement sur deux types de vérification :

A- Une vérification aux états limites de service, où le degré de connexion, sous réserve de n'être

Pas trop faible, n'as pas véritablement d'influence, dans la mesure où le glissement à l'interface

Acier/béton reste limité.

B- Une vérification aux états limites ultimes qui nécessitent un degré de connexion élevé car le glissement peut devenir très important dans le cas d'une connexion partielle, et peut même être accompagné d'un soulèvement en certains endroits de l'interface acier/béton. Il faut également souligner qu'une connexion complète n'empêche pas la présence de glissement au voisinage de la ruine d'une poutre mixte.

- La prise en compte correcte du déplacement relatif à l'interface exige de disposer de modèles de calcul complexes, si la poutre est hyperstatique.
- Toute approche règlementaire dans le domaine du dimensionnement de la connexion de poutres mixtes se trouve inévitablement confrontée à deux types de problèmes :
 - D'une part, des problèmes pratiques relatifs aux formules de résistance et dispositions constructives des connecteurs, au dimensionnement et à l'emplacement des armatures transversales, aux aspects de fatigue. Ces problèmes doivent tenir compte de la grande variété des connecteurs qui sont en général calculés de façon empirique et peu précise,
 - D'autre part, des problèmes d'ordre théorique dus en partie au fait que, quelle que soit l'efficacité des connecteurs adoptés, on ne peut pas éviter la présence de certaines déformations à l'interface acier/béton au stade limite d'une poutre. Même lorsque les connecteurs ne sont pas sollicités qu'au cisaillement on ne peut pas définir une évaluation simple du glissement maximal susceptible de se produire entre l'acier et le béton. En pratique, cette difficulté est contournée en opérant une distinction brutale entre les connecteurs dits « ductiles » et ceux dits « rigides ».

1.3.1 - Armatures de la dalle en béton :

- La dalle doit être armée de façon à pouvoir résister à toutes les charges prévues et à éviter les fissurations transversales et parallèles à la portée de la poutre mixte. Les armatures parallèles à la poutre dans les zones de moment de flexion de la poutre mixte doivent être ancrées en les noyant dans le béton comprimé. On doit accorder une attention particulière aux armatures de la dalle posée en continu par-dessus les appuis situés aux extrémités des sections ou des poutrelles en acier et munis de liaisons flexibles.
- L'éventualité d'une fissuration longitudinale doit être évitée par la mise en place d'une armature transversale supplémentaire ou par d'autres moyens appropriés à moins que l'on sache par expérience que les fissures dues à l'action solidaire ne se produisent que très rarement.
- Cette armature supplémentaire doit être située dans la partie inférieure de la dalle et ancrée de façon à développer une résistance à la déformation plastique. L'aire de l'armature ne doit pas être inférieure à 5‰ de l'aire du béton.

- 1.3.2- Largeur participante b_{eff} :

- Dans un plancher mixte, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pleinement celle-ci que si l'espacement ($2b_i$) entre les 2 poutres métalliques n'est pas trop grand (voir fig.1.3). Cela signifie en particulier que les contraintes normales dans la dalle ne sont pas distribuées uniformément : elles sont manifestement plus élevées au droit des poutres métalliques et plus faibles à mi-distance entre ces poutres (effet de trainage par cisaillement).

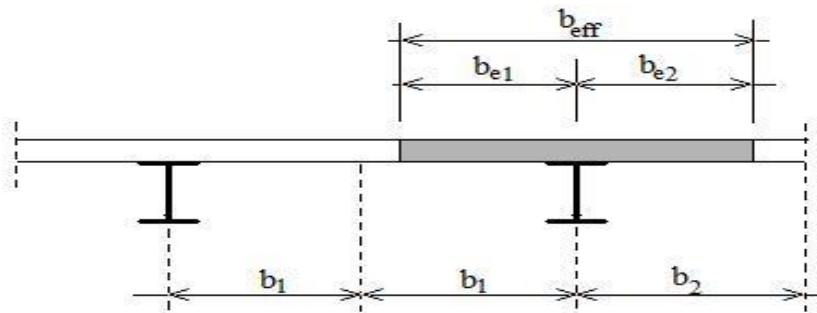


Fig.1.3 – Largeur participante de dalle pour une poutre.

- Aussi, afin de pouvoir étudier le plancher comme un ensemble de poutres en té indépendantes, il est pratique d'introduire le concept de largeur participante b_{eff} de dalle. Ceci revient à fixer, pour chaque poutre métallique, la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher, avec l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur. L'Eurocode 4 [6] propose l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (1.1)$$

Avec :

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right) \quad (1.2)$$

- Dans le cas d'une poutre sur deux appuis, la longueur l_0 est prise égale à la portée L de la poutre.
- Dans le cas d'une poutre continue, l_0 peut être choisi selon les indications données à la figure 1.4. On distingue une largeur participante de la dalle sous moments de flexion positifs (l_0 : distance entre sections de moment nul) et une largeur participante sous moments de flexion négatifs au voisinage des appuis intermédiaires. Il convient de souligner que les deux types de largeur participante sont utiles à la vérification des sections transversales,

mais également à la détermination de leurs propriétés élastiques (par exemple : la rigidité de flexion) [6].

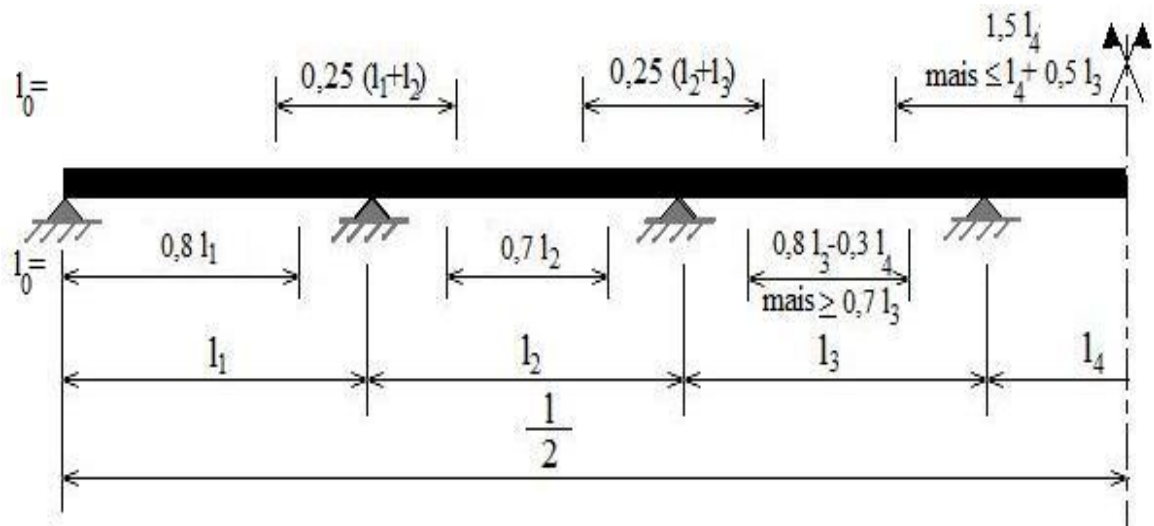


Fig.1.4 - Travées équivalentes pour la détermination de la largeur participante de dalle.

- La largeur efficace au niveau d'un appui d'extrémité peut être déterminée par :

$$b_{\text{eff}} = \beta_i b_{\text{ei}} \quad (1.3)$$

Avec

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{l_0}{b_{\text{ei}}} \right) \leq 1,0 \quad (1.4)$$

- En ce qui concerne les poutres mixtes de pont, les règles sont légèrement différentes. En première approximation, on peut admettre une largeur participante constante, telle qu'elle est donnée sur les figures 1.5 et 1.6 pour toutes les formes de section. Cependant dans certaines situations, notamment si les charges ne peuvent être admises uniformément réparties, une analyse élastique plus approfondie est nécessaire [14].

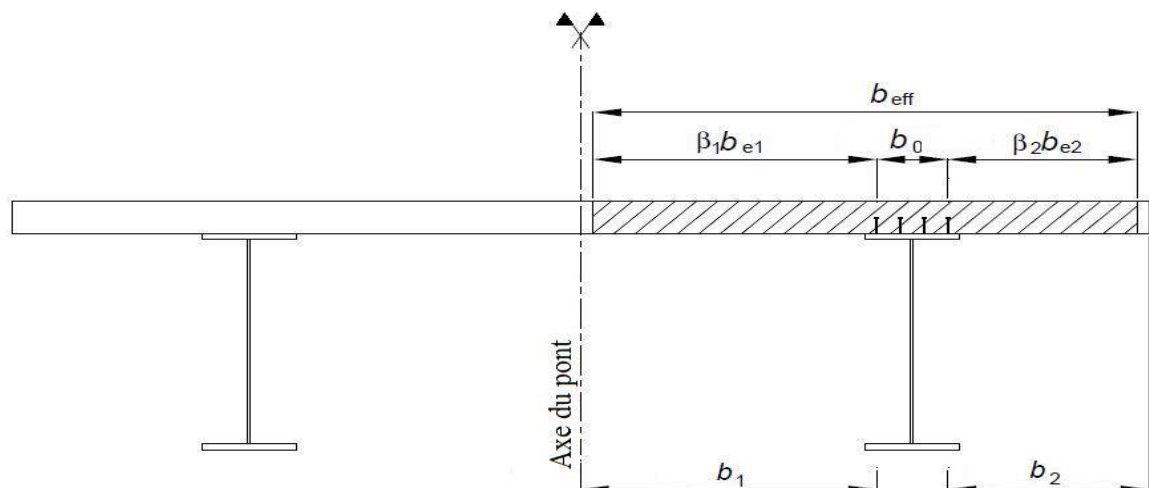


Fig.1.5 – Largeur efficace de dalle dans une section de poutre principale du pont bipoutre

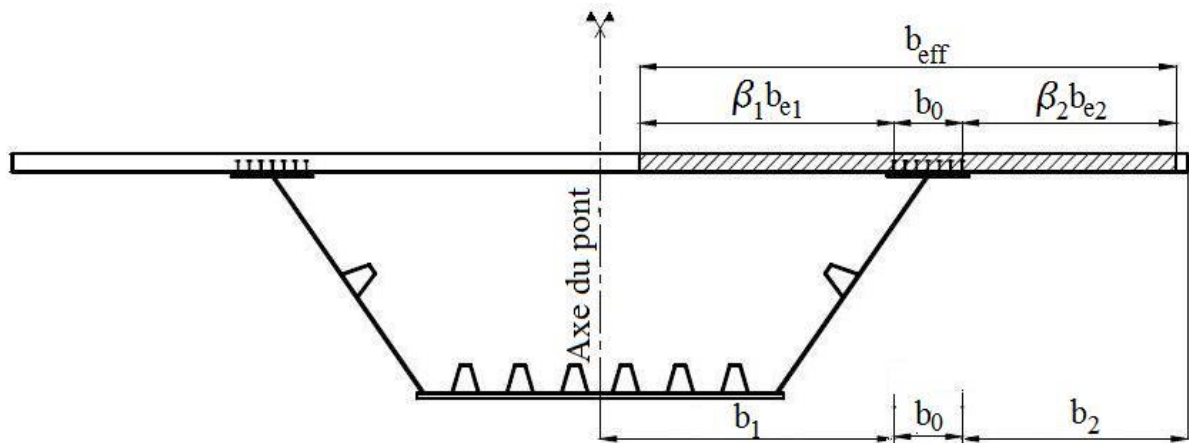


Fig.1.6 - Largeur efficace de la dalle dans une section du pont caisson.

- Dans ces cas, la largeur efficace :

$$\mathbf{b_{eff} = b_0 + \beta_i b_{ei}} \quad (1.5)$$

$\mathbf{b_0}$: Est l'entraxe des connecteurs en saillie ; cette valeur apparait dans l'expression de la largeur efficace si on a plusieurs files de connecteurs sur la poutre, elle est valable aussi pour les poutres mixtes de bâtiment.

$\mathbf{b_{ei}}$: si on a plusieurs files de connecteurs, est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme, prise égale à $\mathbf{l_0/8}$ sans être toutefois supérieure à la largeur géométrique $\mathbf{b_i}$. Il convient de prendre pour valeur $\mathbf{b_i}$ la distance entre le connecteur en saillie et le point situé à mi-distance entre les âmes adjacentes, mesurée à mi-hauteur de la semelle en béton, sauf pour un bord libre où $\mathbf{b_i}$ est la distance au bord libre [5].

1.3.3- Analyse élastique des poutres mixtes :

- Un des avantages de l'analyse élastique des poutres mixtes est de pouvoir être utilisée pour toutes les poutres mixtes, quelle que soit la classe des sections. [6]
- Rappelons que ces classes de sections ont été définies dans l'Eurocode 4 [6] de la façon suivante :

- **Classe 1** : Sections transversales capables de développer le moment de résistance plastique ($M_{pl.Rd}^+$ sous flexion positive ou $M_{pl.Rd}^-$ sous flexion négative)

pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour un calcul plastique des efforts intérieurs.

- **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer leur moment plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment plastique.

- **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance à la flexion ou à la compression est déterminée obligatoirement en tenant compte explicitement du voilement local.

- Le dimensionnement des ponts mixtes acier - béton est habituellement effectué à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs. La résistance en section est calculée élastiquement sur appui et plastiquement en travée si certaines conditions sont satisfaites [Lääne 2003]. Ces limitations sur la méthode de calcul sont dues à l'éclatement généralement important des poutres en acier, dont l'état limite ultime est conditionné par des phénomènes d'instabilités qui empêchent la formation de rotules plastiques, en particulier sur appui, ainsi que la redistribution des efforts intérieurs.
- Pour les ponts, une connexion totale est normalement requise. La connexion à l'aide de goujons est admise infiniment rigide parfaitement plastique, ce qui permet un calcul plastique de la connexion puisque les efforts peuvent être redistribués entre les goujons. Les normes en vigueur [6] prescrivent une capacité de déformation minimale de 6 mm pour effectuer un calcul plastique de la connexion.
- Lorsque les connecteurs possèdent une ductilité inférieure à 6 mm, la ductilité de la connexion peut être insuffisante pour permettre à tous les connecteurs le long de l'axe de la poutre de résister simultanément, ou la connexion peut être le siège d'une rupture locale prématurée. Comme cette condition est nécessaire pour effectuer un calcul plastique classique, une faible ductilité peut avoir pour conséquence que seul un calcul élastique de la connexion est envisageable. Quelques rares études [Burnet 2001, Bärtschi 2005] abordent ce problème avec une approche scientifique et systématique. Burnet fait l'hypothèse d'un comportement rigide parfaitement plastique et calcule la ductilité requise en fonction des caractéristiques du système, en particulier lors de la formation d'une rotule plastique. Bärtschi tient explicitement compte de la courbe caractéristique effort rasant - glissement des connecteurs pour déterminer un degré de

connexion partielle minimal. Sa méthode n'est toutefois pas applicable aux connecteurs très peu ductiles [24].

a) Hypothèses de calcul :

- L'analyse élastique des poutres mixtes est basée sur les hypothèses suivantes :
 - La connexion acier-béton est complète (il n'y a pas de glissement) ;
 - On admet que les matériaux acier et béton ont un comportement élastique linéaire (loi de Hooke, $\mathbf{S} = \mathbf{E} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}$). Cela est vrai pour autant que les contraintes de flexion ne dépassent pas les contraintes limites élastiques;
 - La loi de conservation des sections planes (hypothèse de Navier-Bernoulli) ;
 - On néglige le béton tendu, admis fissuré ;
 - La contribution des armatures longitudinales peut être négligée lorsque la dalle de béton est comprimée [14].

b) Coefficient d'équivalence :

- Pour déterminer les caractéristiques géométriques de la section transversale d'une poutre mixte, on utilise la théorie des sections homogénéisées qui permet de remplacer la section de béton par une section équivalente en acier à l'aide d'un coefficient d'équivalence (n) défini par [14]:

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{E}_a}{\mathbf{E}_c} \quad (1.6)$$

Où :

\mathbf{E}_a : est le module d'élasticité longitudinale de l'acier de construction ;

\mathbf{E}_c : est le module d'élasticité longitudinale du béton.

- Selon l'Eurocode 4 (§3.1.4.2) [6] propose d'adopter les valeurs suivantes pour le module d'élasticité du béton :

➤ $\mathbf{E}_c = \mathbf{E}_{cm}$, pour les actions de courtes durée ;

➤ $\mathbf{E}_c = \mathbf{E}_{cm}/3$, pour les actions de longue durée (fluage et retrait) ;

➤ $\mathbf{E}_c = \mathbf{E}_{cm}/2$, pour les cas intermédiaires.

Avec E_{cm} : valeur moyenne du module sécant d'élasticité [KN/mm²].

– L'Eurocode 2 (§3.1.2.5), E_{cm} peut être calculé par l'expression suivante :

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (1.7)$$

Avec f_{ck} : résistance caractéristique à la compression sur cylindre de béton [N/mm²].

c) Caractéristiques géométriques de la section mixte homogénéisée

- Pour déterminer les contraintes de flexion agissant sur les différents éléments de la section mixte, il est nécessaire de connaître la position de l'axe neutre Z_m et le moment d'inertie I_m de la section mixte homogénéisée [14].

▪ **Notations et conventions:**

- Une convention importante est la référence à la fibre inférieure de la poutre métallique pour positionner les axes neutres possibles. Voici quelques notations adoptées pour les sections mixtes fléchis :

A_a : aire de la section du profilé métallique.

A_c : aire de la section du béton ($A_c = h_c b_{eff}^+$).

A_s : aire de la section des armatures tendues.

A_m : aire de la section mixte homogénéisée ($A_m = A_a + A_c/n$).

b_{eff}^+ : largeur participante de la dalle de béton.

h_a : hauteur de la poutre métallique.

h_c : hauteur de la dalle de béton située au dessus des nervures de la tôle.

x : hauteur comprimée de la dalle de béton .

h_p : hauteur des nervures de la tôle.

h : hauteur totale de la section mixte ($h = h_a + h_p + h_c$).

Z_a : position du centre de gravité de la poutre métallique par rapport à la fibre inférieure.

Z_c : position du centre de gravité de la dalle de béton par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique;

Z_s : position du centre de gravité des armatures par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique;

Z_m : position de l'axe neutre de la section mixte homogénéisée par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique;

I_m : moment d'inertie de la section mixte homogénéisée par rapport à l'axe neutre élastique ;

I_a : moment d'inertie de la poutre métallique par rapport à son centre de gravité.

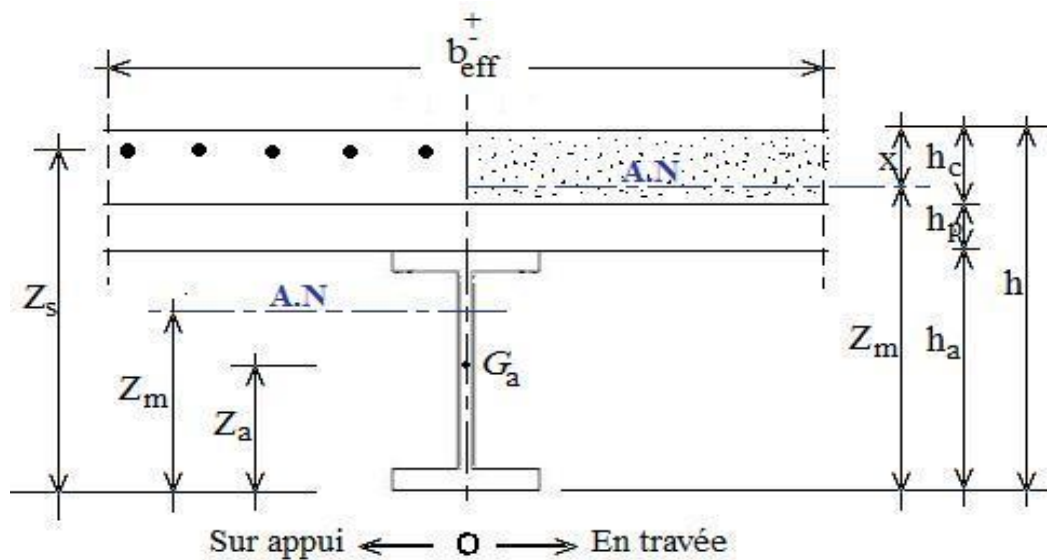


Fig.1.7 – Notations et conventions adoptées pour une section mixte en travée et sur appui.

▪ Section en travée (sous moment positif)

- Position de l'axe neutre de la section mixte (Z_m) :

La position de l'axe neutre élastique sera déterminée par équilibre des moments statiques par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique. On suppose par ailleurs que l'axe neutre est situé dans l'épaisseur de la dalle en béton ($x \leq h_c$).

Soit les moments statiques :

$$S_a = A_a \cdot Z_a$$

$$S_{cx} = A_{cx} \cdot Z_{cx} = b_{eff}^+ \cdot x \left(h - \frac{x}{2} \right)$$

Avec A_{cx} : aire de la partie comprimée du béton ;

Z_{cx} : position du centre de gravité de la partie comprimée du béton par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

$$S_m = A_m \cdot Z_m = \left(A_a + \frac{b_{eff}^+ x}{n} \right) (h - x)$$

- L'équilibre des moments statique s'écrit :

$$S_m = S_a + \frac{S_{cx}}{n} \quad (1.8)$$

Soit : $\left(A_a + \frac{b_{eff}^+ x}{n} \right) (h - x) = A_a \cdot Z_a + b_{eff}^+ \cdot x \left(h - \frac{x}{2} \right)$

- Après résolution, on obtient :

$$\frac{b_{eff}^+}{2n} x^2 + A_a \cdot x - A_a (h - Z_a) = 0$$

- La racine de cette équation est donnée par :

$$x = \frac{n A_a}{b_{eff}^+} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{eff}^+}{n A_a} (h - Z_a)} \right]$$

- Soit la position de l'axe neutre élastique par rapport à la fibre inférieure :

$$Z_m = h - x = h - \frac{n A_a}{b_{eff}^+} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{eff}^+}{n A_a} (h - Z_a)} \right] \quad (1.9)$$

– **Moment d'inertie de la section mixte homogénéisée (I_m) :**

- Le calcul de la position de l'axe neutre Z_m permet de calculer le moment d'inertie I_m de la section mixte homogénéisée :

$$I_m = I_a + A_a (Z_m - Z_a)^2 + \frac{I_{cx}}{n} + \frac{A_{cx}}{n} \left(\frac{x}{2} \right)^2$$

$$I_m = I_a + A_a (Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot x^3}{12 n} + \frac{b_{eff}^+ \cdot x}{n} \left(\frac{x}{2} \right)^2$$

Soit :

$$I_m = I_a + A_a(Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+}{3n} (h - Z_m)^3 \quad (1.10)$$

N.B : Lorsque l'axe neutre est situé dans le profilé métallique, les caractéristiques géométriques de la section mixte peuvent être calculées exactement selon la même procédure précédente.

▪ **Section sur appui (sous moment négatif) :**

- Position de l'axe neutre de la section mixte (Z_m) :
- Le béton tendu (admis fissuré) est négligé. On suppose que l'axe neutre élastique se trouve dans le profilé ($Z_m < h_a$).
- Soit les moments statiques :

$$S_a = A_a Z_a \quad (\text{Pour la poutre métallique})$$

$$S_s = A_s Z_s \quad (\text{Pour les armatures})$$

$$S_m = A_m Z_m = (A_a + A_s) Z_m \quad (\text{Pour la section mixte})$$

- L'équilibre des moments statique donne :

$$S_m = S_a + S_s \quad (1.11)$$

D'où :

$$Z_m = \frac{A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s}{A_a + A_s} \quad (1.12)$$

- **Moment d'inertie de la section mixte homogénéisée (I_m) :**

- En utilisant le théorème d'Huygens, le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre est donné par l'expression ci-dessous :

$$I_m = I_a + A_a(Z_a - Z_m)^2 + I_s + A_s(Z_s - Z_m)^2$$

I_s : étant négligeable, d'où :

$$I_m = I_a + A_a(Z_a - Z_m)^2 + A_s(Z_s - Z_m)^2 \quad (1.13)$$

- Les caractéristiques élastiques de la section mixte homogénéisée sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 – Caractéristiques élastiques d'une section mixte homogénéisée [14].

Section	Axe neutre	Position de l'axe neutre et Inertie de la section
En travée	Dans la dalle $A_a(h - Z_a - h_c)$ $< \frac{A_c h_c}{n \cdot 2}$	$Z_m = h - \frac{n A_a}{b_{eff}^+} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{eff}^+}{n A_a} (h - Z_a)} \right]$ $I_m = I_a + A_a(Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+}{3n} (h - Z_m)^3$
	Dans le profilé $A_a(h - Z_a - h_c)$ $\geq \frac{A_c h_c}{n \cdot 2}$	$Z_m = \frac{1}{A_a + A_c} \left(A_a Z_a + \frac{A_c}{n} \left(h - \frac{h_c}{2} \right) \right)$ $I_m = I_a + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{1}{3} \frac{A_c}{n} h_c^2 - A_m(h - Z_m)^2$
Sur appui	Dans le profilé	$Z_m = \frac{A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s}{A_a + A_s}$ $I_m = I_a + A_a(Z_a - Z_m)^2 + A_s(Z_s - Z_m)^2$

d) Vérification des contraintes normales de flexion :

–Les contraintes normales agissant sur les différents éléments de la section mixte soumise à un moment de flexion M_{sd} peuvent être déterminées à l'aide des relations suivantes :

- Contrainte normale de flexion dans l'acier (fibre inférieure) :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd}}{I_m} Z_m \quad (1.14)$$

- Contrainte normale de flexion dans le béton (fibre supérieure) :

$$\sigma_c = \frac{1}{n} \frac{M_{sd}}{I_m} (h - Z_m) \quad (1.15)$$

- Contrainte normale de flexion dans l'armature (traction) :

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{I_m} (Z_s - Z_m) \quad (1.16)$$

– La vérification de la résistance à la flexion consiste à limiter les contraintes dans l'acier à une certaine valeur de la limite élastique et celles du béton à une certaine valeur de la résistance à la compression, comme illustré sur la figure suivante :

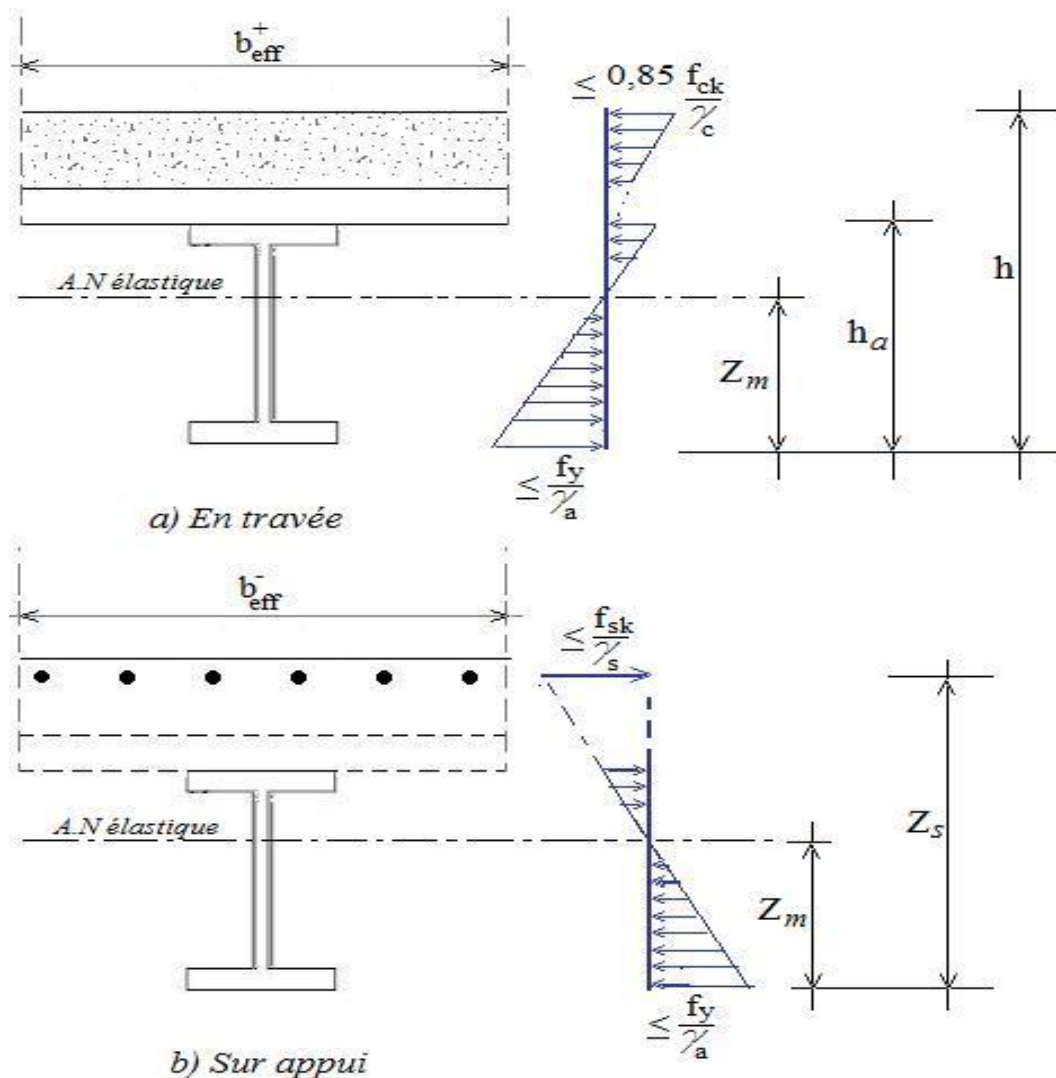


Fig.1.8 – Répartition élastique des contraintes de flexion dans une section mixte.

- Ce qui revient à dire que, la contrainte limite :
 - Dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd}}{I_m} Z_m \leq \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (1.17)$$

- Dans le béton :

$$\sigma_c = \frac{1}{n} \frac{M_{sd}}{I_m} (h - Z_m) \leq 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1.18)$$

- Dans l'armature :

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{I_m} (Z_s - Z_m) \leq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (1.19)$$

Avec : g_a , g_c et g_s sont des coefficients partiels des matériaux :

$$g_a = 1,1 ; g_c = 1,5 ; g_s = 1,15 \text{ [6]}$$

1.4 – Connexion (acier-béton) :

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte, et cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs.

1.4.1- Définition et rôle des connecteurs

- Les connecteurs de cisaillement sont des pièces métalliques fixées à l'aile supérieure du profilé métallique (goujons soudés, cornières soudées ou clouées, butées, etc.). Pour assurer la liaison acier-béton, les connecteurs ont pour rôles de :

- Transmettre les efforts de cisaillement du béton à l'acier, au niveau de l'interface de la poutre mixte,
- Empêcher, ou du moins limiter le glissement relatif pouvant se produire le long de l'interface des deux éléments à assembler c'est-à-dire le déplacement relatif entre les deux matériaux parallèlement à leur interface,
- Empêcher leur séparation verticale entre la dalle et le profilé (le soulèvement de la dalle), connue sous le nom de « up lift » ; 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).

1.4.2 - Evolution des systèmes de connexion

- En 1922, la « Dominion Bridge Company of Canada » réalise des essais d'éléments de plancher composés de poutres métalliques en I enrobées de béton, à cette occasion apparaissent pour la première fois les termes d'interaction et de connexion entre l'acier et le béton.

- Ce type d'essai, réalisé jusqu'en 1930, a permis de montrer que l'adhérence existant entre les deux matériaux ne pouvait être prise en compte que dans le cas des poutres enrobées soumises à des sollicitations statiques et munies de dispositifs d'ancrage à leurs extrémités.
- En fait, les chercheurs portent sur l'élaboration d'un système de liaison plus performant et les premiers essais sur les connecteurs sont entrepris.
- En 1933, Voellmy commence, à l'Institut fédéral Suisse pour l'Essai des Matériaux, des recherches systématiques en utilisant un connecteur en forme d'hélice.



Fig. 1.9 - Connecteur en forme d'hélice soudé au profil en acier.

- Sur la base des essais « Push-Out » réalisés, Voellmy conclut que ce connecteur spiral est sollicité globalement et après rupture de l'adhérence béton/acier par des contraintes de cisaillement globales de l'ordre de 1,2 à 3 Mpa. La résistance du connecteur ne dépend que du diamètre de la barre et de la résistance du béton. L'effort de cisaillement est transmis directement par la partie inférieure soudée et par flexion de la barre formant la spirale.
- Après les études effectuées sur des spirales, de 1940 à 1950 des laboratoires européens et américains ont essayé de trouver de connecteurs plus efficaces. Dans cette optique, plusieurs types de connecteurs ont été étudiés :

- **Des barres d'acier en forme de crochet,**

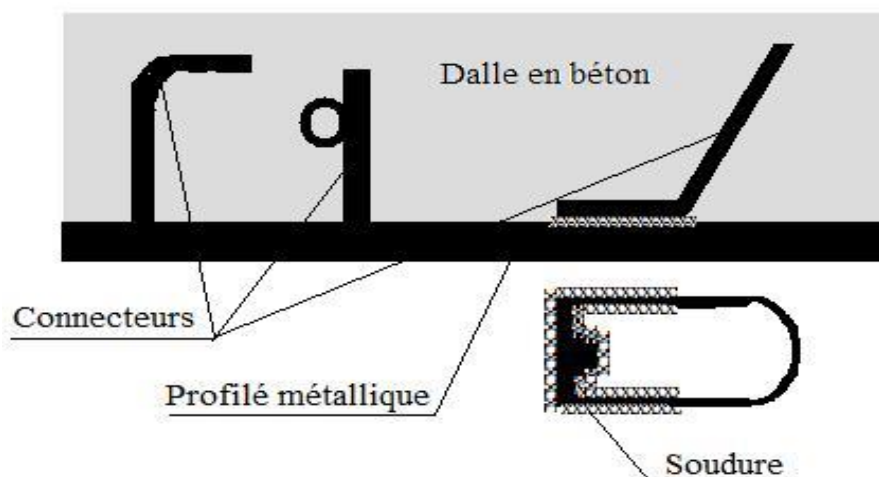


Fig.1.10 – Connecteurs en forme de crochet soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique.

- **Des butées réalisées à partir de profils divers, carrés, T ou U,**

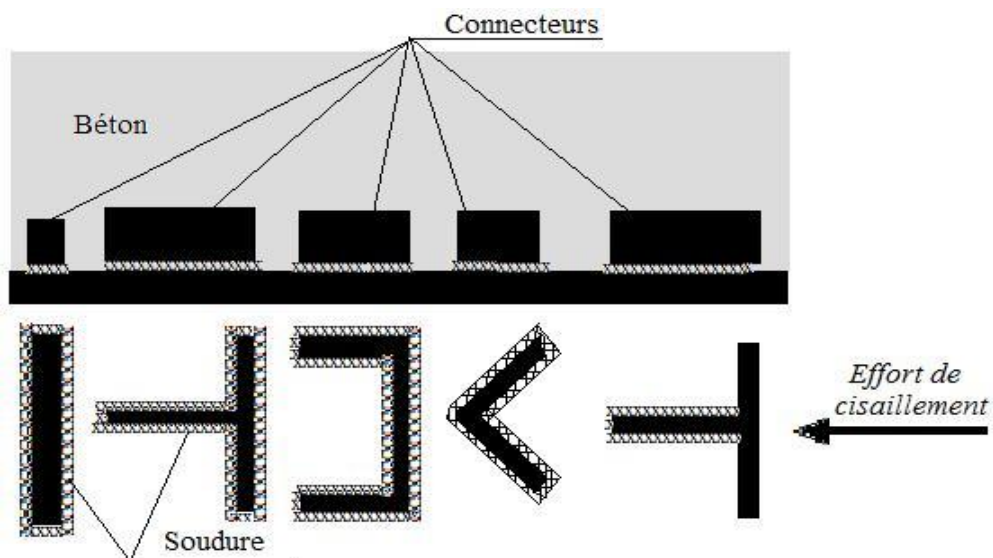


Fig.1.11 – Connecteurs de hauteurs réduites et à bases larges leur permettant une fixation rigide avec le profilé métallique.

- Des systèmes combinés à haute résistance (butées-arceaux) réalisés à partir de divers profilés et de barres d'acier,

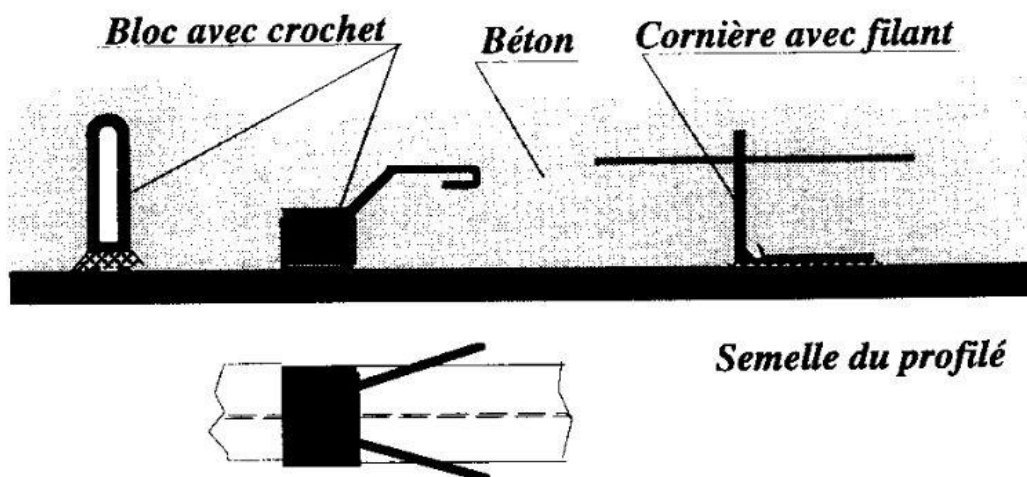


Fig.1.12 – Connecteurs composés d'une butée à la base et renforcés par une barre d'acier lui permettant de résister à un effort de soulèvement.

- Des systèmes de connecteurs continus à adhérence renforcée,

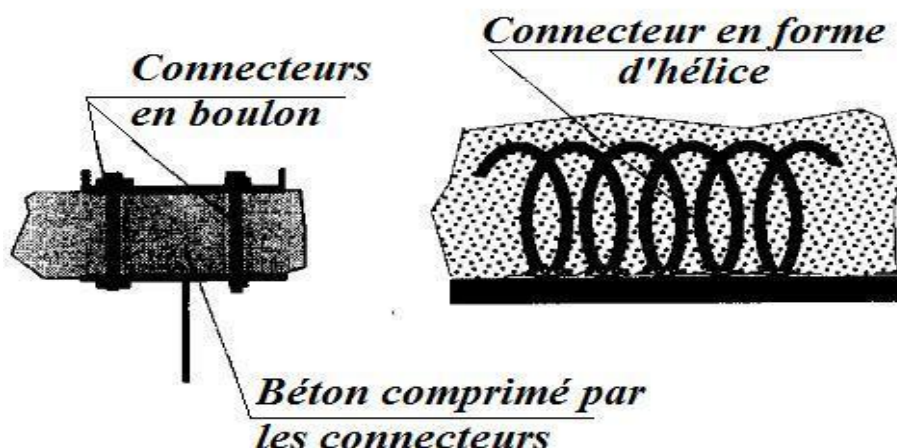


Fig.1.13 – Connecteurs continus à haute résistance autorisant une adhérence continue entre l’acier et la dalle de béton.

Les essais de Rös (1944), portant sur un système combiné cornière/arceau, ont montré que :

- La ruine se produit dans les essais statiques sur les poutres, analogues aux essais « Push-out », par la rupture de béton pour des contraintes environ 3,5 fois plus élevées que la résistance conventionnelle à la compression sur cube. En fatigue, la rupture se produit dans les cordons de soudure,

- Les fortes contraintes dans le béton sont possibles du fait de l’état d’étreinte latérale.

En supposant une distribution uniforme de la contrainte dans le béton, il est recommandé de la limiter à la fraction suivante de la résistance conventionnelle :

- 0,55 pour les ponts,
- 0,75 pour les bâtiments.

Graf (1950) trouve des ratios similaires (contraintes de ruptures égales à 1,7 à 3,2 fois la résistance conventionnelle sur cube) et propose une limitation des sollicitations à 0,50 pour toutes sortes de constructions. Il conclut que l’arceau ne participe pas à la résistance du système combiné que pour autant qu’il y ait une déformation suffisante du béton.

Rös et Graf (1951) ont étudié les possibilités de redistribution entre les systèmes combinés pour analyser l’effet de groupe. Le premier avec trois niveaux de connexion, le second avec deux niveaux de connecteurs disposés dans le même corps d’épreuve.

Leurs conclusions sont les suivantes :

- Même en l’absence de dispositif anti-soulèvement, la contrainte à la rupture augmente dans les mêmes proportions,

- La raideur et la résistance moyenne par connecteur diminuent avec l’augmentation du nombre de celui-ci.

Compte tenu de la difficulté de réalisation et du prix du connecteur, les laboratoires américains ont cherché à mettre au point un connecteur flexible plus économique en matière de main d'œuvre.

L'étude a porté sur différents types de connecteurs flexibles. Viest, Siess et Newmark (1951) ont fourni une comparaison entre différents types de connecteurs. La recherche s'est axée sur l'utilisation de goujons soudés au départ manuellement jusqu'à l'apparition du procédé industriel trouvé et commercialisé par « Nelson Stud Welding » (NSW).

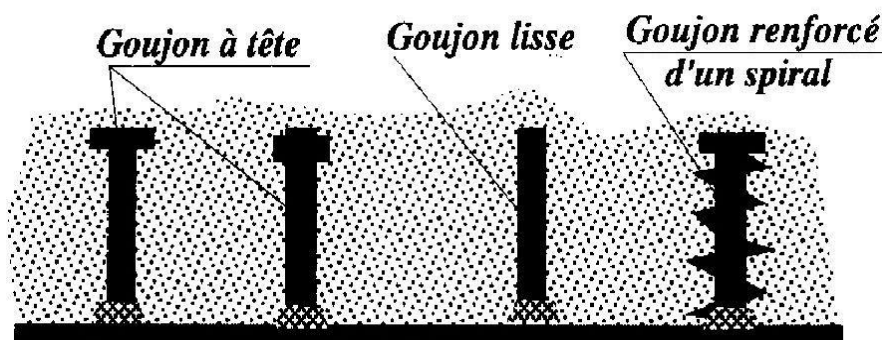


Fig.1.14- Différents types de goujons – avec ou sans tête, lisses ou renforcés- soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique.

- Les études de comparaison de différents connecteurs ont montré que :
 - Dans le cas où la poutre est dimensionnée en traction pure, les différences de raideur entre les différents types de connecteurs apparaissent plus réduites au niveau du comportement d'ensemble de la poutre. On note que la réduction de raideur, en groupe, a plus d'incidence que son augmentation.
 - Les glissements relevés lors des essais « *Push-out* » n'étaient réversibles que pour une partie (strictement élastique). Pour certains connecteurs comme le « U », la partie irréversible s'accroît fortement à partir d'une certaine charge appelée par Viest (1960) « charge critique », qui correspond à la plastification du métal du connecteur. La charge critique se produit pour un glissement résiduel de 0,003 pouces (80 micromètres) pour les goujons de petit diamètre. Pour les goujons de grands diamètres, cette charge n'est pas bien définie et l'on a conservé la référence au glissement de 80 micromètres.
 - Pour le connecteur en U, la majeure partie de la charge transite par la soudure.
 - La durée de vie en fatigue d'une poutre isostatique est augmentée si l'adhérence béton/profilé n'est pas empêchée (graisse) et elle est une fonction de la résistance des connecteurs d'extrémité (les premiers rompus).

– Le comportement du connecteur est affecté par des dimensions géométriques et ses caractéristiques mécaniques ainsi que par la résistance du béton.

En 1954, dans les universités américaines de l'Illinois et de Lehigh, des essais systématiques ont débuté sur des corps d'épreuve « Push-out » sollicités en statique et en fatigue. La capacité de charge du goujon est évaluée comme étant celle pour laquelle il y a accroissement net des glissements résiduels et quand celle-ci ne peut-être repérée avec suffisamment de clarté. Cette charge est fonction des dimensions du goujon (diamètre, hauteur) et de la résistance du béton.

Depuis 1980, des recherches se développent dans plusieurs pays, en vue de diminuer les inconvénients des connecteurs :

– Au Canada, plusieurs laboratoires et universités étudient le connecteur en goujon utilisé en bâtiment administratif et industriel,

– Hilti Corporation située en Liechtenstein, a développé un connecteur de cisaillement, qui peut être cloué à la semelle de la poutre au moyen d'un dispositif d'attache spécial.

L'avantage principal est qu'aucune électricité n'est nécessaire pour l'installation. Le fabricant a effectué une certaine classe des propriétaires investigations pour s'assurer la résistance de ces connecteurs ; quelques essais Push-Out ont été également effectués en Europe (Crisinel 1987). Une extrême précaution doit être prise car les ongles (voir figure) peuvent causer des dommages aux personnes travaillant au-dessus du plancher durant le stade de construction.

[21]

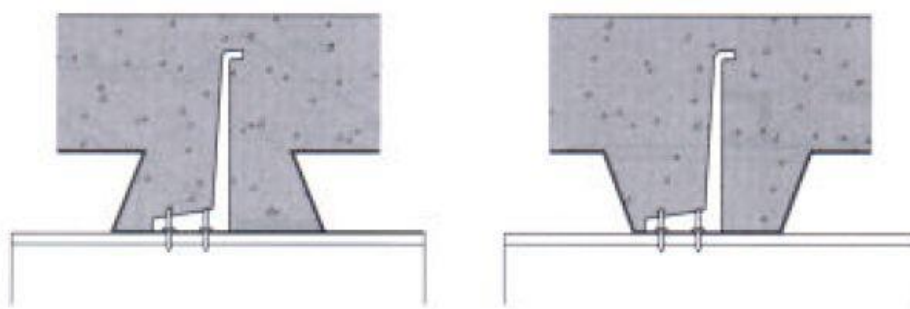


Fig.1.15 – Connecteurs en cornières cloués. [28]

– Au Japon, l'Université de Kobé et Lamineur étudient un profilé à membrure embossée et le couplage ferrailage transversale/connecteur,

– En Italie, l'Université de Trieste s'intéresse à la découpe et au pliage de l'âme du profilé pour réaliser la connexion,

– Aux Etats-Unis, des goujons sont étudiés et mis en place au travers des bacs d'acier en vue de réaliser des poutres à âme discontinue permettant une réduction des hauteurs de plancher par intégration des tuyauteries dans l'âme,

– Dans les pays de l'Est, apparaissent sur de nouveaux ponts des groupes discrets de connecteurs réalisés à partir d'arceaux et constituant des éléments de forte puissance,

– En Allemagne, la connexion est réalisée par boulons à haute résistance (HR),

– Enfin en France, des études sur la compréhension de fonctionnement des connecteurs et plus particulièrement le connecteur type 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 dans le but de l'utiliser dans le bâtiment.

Pendant la conception du 3ème pont de Caroni au Venezuela, le connecteur perfobond montré dans la figure 1.16 a été développé par la société *German Consulting Engineering*, Leonhardt, Andra, et ses associés de Stuttgart, comme solution au problème de fatigue rencontré dans les connecteurs goujons à tête (Zellner 1987) [28].

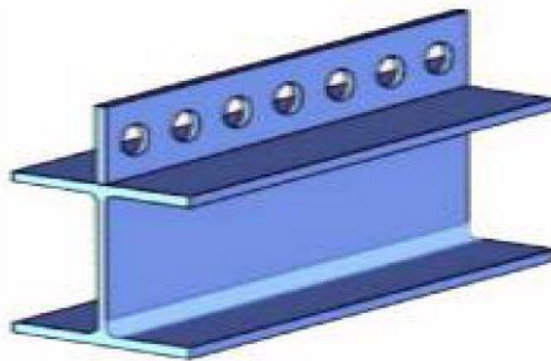


Fig.1.16- Connecteur perfobond.

- Afin d'étudier la possibilité d'utiliser le connecteur perfobond dans les systèmes de plancher mixte des bâtiments, un programme expérimental a été conduit à l'université de Saskatchewan par Veldanda et Hosain (1992). Les résultats d'essai ont indiqué que le connecteur de cisaillement perfobond était une alternative viable aux connecteurs goujons à tête. On a observé une amélioration appréciable de la capacité de cisaillement de la connexion quand des barres d'armature additionnelles ont été mises en place à travers les trous dudit connecteur. [21]

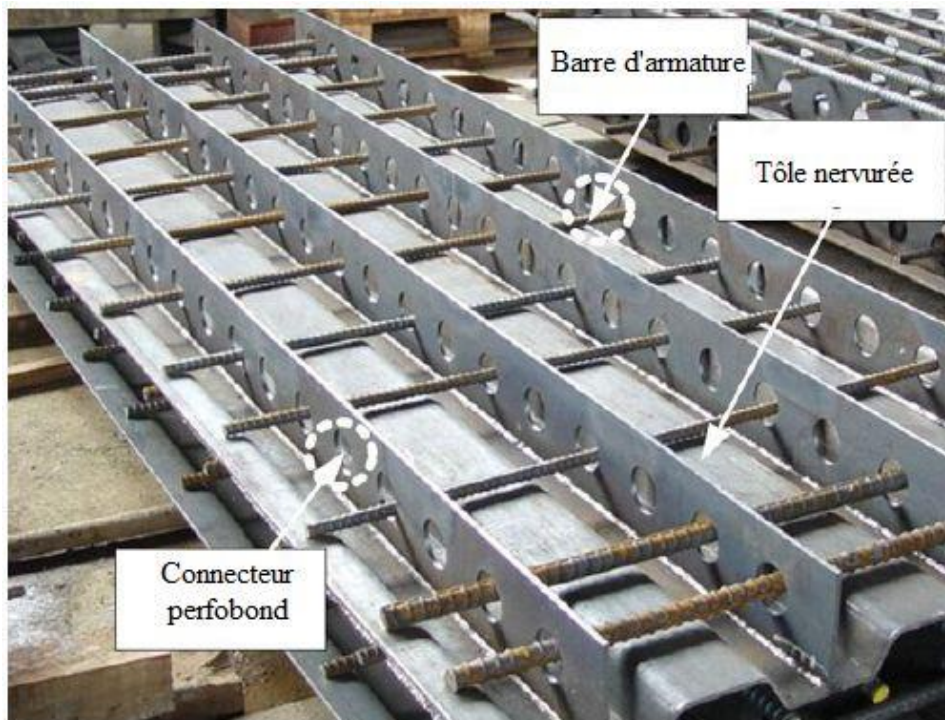


Fig.1.17 – Connecteur perfobond muni de barres additionnelles dans les trous.

I.4.3- Degré de connexion et degré d'interaction

- Le comportement d'une poutre mixte est assez complexe, il faut comprendre deux concepts qui apparaissent du fait que les deux matériaux travaillent ensemble : degré de connexion et degré d'interaction.

a) Degré de connexion :

La densité variable des connecteurs conduit à distinguer, le cas dit de « *connexion totale* » de celui dit de « *connexion partielle* » : plus précisément, une connexion d'une poutre mixte est totale lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'entraîne plus d'augmentation de la résistance à la flexion de cette poutre ; dans le cas contraire, la connexion est partielle [6].

Le degré de connexion de cisaillement est déterminé par l'expression :

$$\eta = \frac{N}{N_f} \quad (1.20)$$

Où :

η : est le degré de connexion.

N : nombre de connecteurs utilisés.

N_f : nombre de connecteurs nécessaires à une connexion complète.

Selon l'expression précédente, quand $\eta = 1$ on a une connexion totale.

D'autre part, pour $0,5 \leq \eta < 1,0$ on a une connexion partielle.

- Le choix des concepteurs entre la connexion partielle ou totale peut être justifié par d'autres aspects non seulement économique, mais aussi constructifs par exemple.
- On peut citer le cas des bâtiments commerciaux et résidentiels, où l'option pour la connexion partielle ($\eta = 0,5$) qui est le plus économique peut, éventuellement, compromettre des aspects comme l'espacement maximal entre les connecteurs établi par des normes. Dans ce cas, le nombre de connecteurs qui apparaît dans la réponse dans un état d'espacement maximal peut avoir comme conséquence une situation où η est très proche de **1** et à cause de cela, on choisit une connexion totale qui donne une meilleure efficacité en matière de résistance à la flexion de la poutre.
- Dans le cas des ponts, même s'il est souhaitable d'adopter une connexion partielle en vue d'une meilleure considération économique lors de l'exécution, comme les actions dynamiques (véhicules) sont élevées en général, le phénomène de fatigue doit être considéré, ayant pour résultat une augmentation du nombre de connecteurs et, par conséquent, l'adoption de la connexion totale. [28]

b) Degré d'interaction :

- L'influence du nombre et du comportement des connecteurs sur le comportement général d'une poutre peut se traduire par le « degré d'interaction », paramètre adimensionnel qui permet de juger si le comportement général de la poutre se rapproche d'un comportement monolithique, d'après Newmark (1947).
- On distingue trois types de comportement liés directement au degré d'interaction :
 - *L'interaction nulle* entre le béton et l'acier : le glissement global à l'interface acier/béton n'est pas limité et le transfert de l'effort de cisaillement horizontal est nul. La charge ultime **Qu** est minimale. L'effet de la structure mixte est faible. La rupture est progressive.
 - *L'interaction totale* entre le béton et l'acier : le glissement global à l'interface acier/béton est nul, le transfert de l'effort de cisaillement horizontal est complet et la charge ultime **Qu** est maximale. L'effet de la structure mixte est total. La rupture peut être fragile, si elle arrive brusquement, ou ductile si elle se produit progressivement.
 - *L'interaction partielle* entre le béton et l'acier : le glissement global à l'interface acier/béton n'est pas nul mais limité, le transfert de l'effort de cisaillement horizontal est partiel et la charge ultime **Qu** est intermédiaire. La rupture peut être fragile ou ductile.

La figure ci-dessous illustre ces trois types d'interaction.

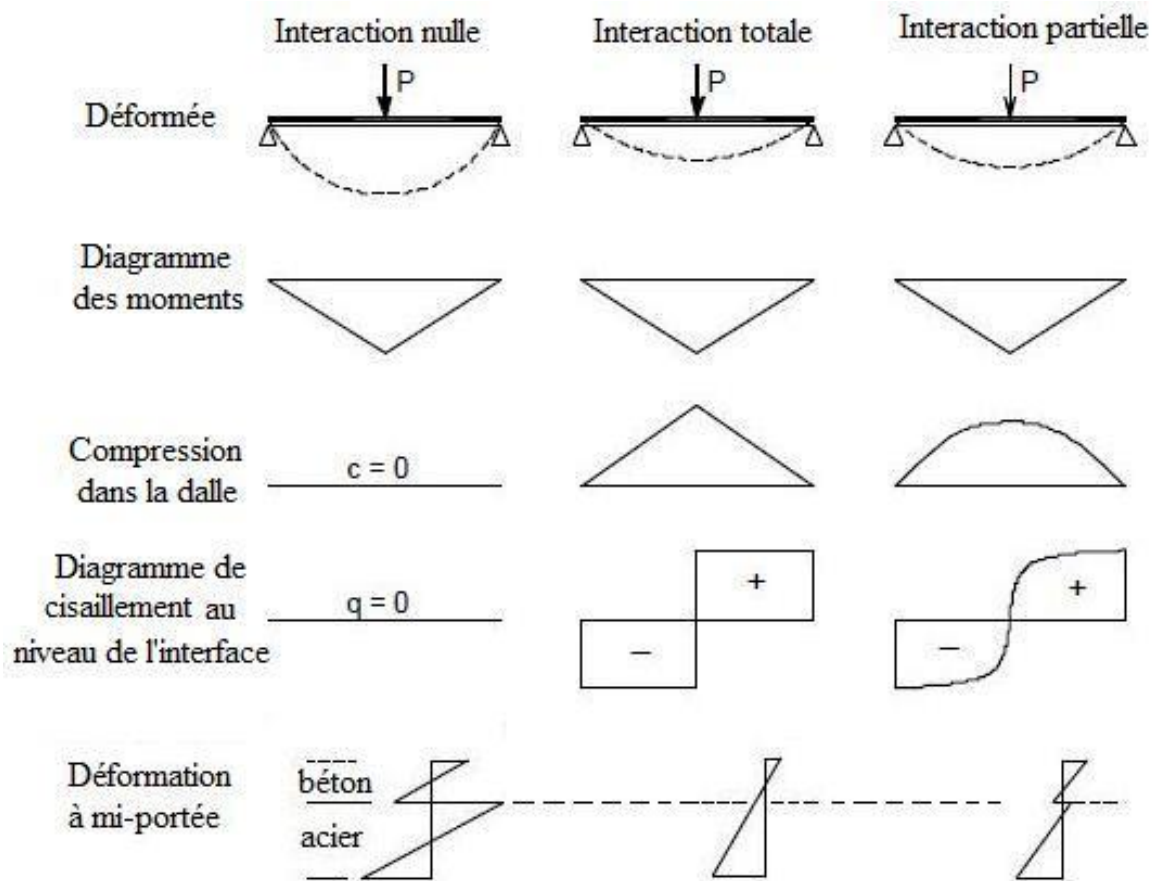


Fig.1.18 - Interaction entre acier et béton dans le comportement de la poutre mixte.[28]

- En réalité, c'est l'interaction partielle qui est la seule interaction existante. Elle donne une bonne prévision du comportement des poutres mixtes en phase élastique, c'est-à-dire jusqu'à l'état limite de service, mais elle pose des problèmes pour le calcul à l'état limite ultime.

I.4.4 – Calcul élastique de la connexion

- Lorsque la résistance des sections mixtes est établie avec un calcul élastique, l'effort de cisaillement V_{el} : dépend directement de l'effort tranchant :

$$V_{el} = \frac{V' S_c}{n I_m} \quad (1.21)$$

V' : effort tranchant dans la section considérée ;

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

I_m : inertie de la section mixte homogénéisée ;

n : coefficient d'équivalence.

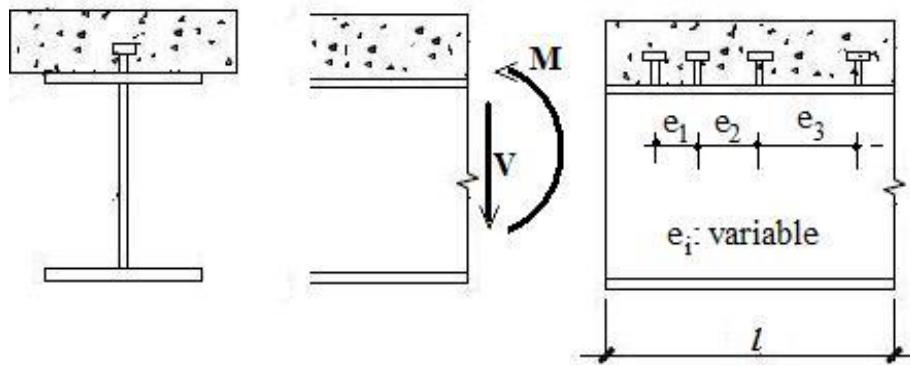


Fig.1.19 – Transmission de l'effort rasant.

- La connaissance de l'effort rasant que peut prendre une connexion permet de déterminer le nombre et l'espacement des connecteurs à partir de la répartition de l'effort rasant qui suit la répartition des efforts tranchants dans le stade élastique.

a) Nombre de connecteurs (N)

- Le nombre de connecteurs sur la longueur examinée (l) est donné par la formule :

$$N = \frac{V_{el} l}{P_u} \quad (1.22)$$

V_{el} : effort rasant par unité de longueur.

l : longueur de répartition des connecteurs .

P_u : résistance ultime au cisaillement de chaque connecteur.

b) Espacement des connecteurs (e)

- Les connecteurs doivent être espacés le long de la poutre de manière à transmettre le cisaillement longitudinal et à empêcher toute séparation entre la dalle et la poutre en acier, en considérant une distribution appropriée du cisaillement longitudinal [6].
- Pour des raisons pratiques de construction, on choisit des connecteurs identiques sur toute la longueur de la poutre.
- On fait donc varier leur écartement (e) de façon à s'adapter à la variation de l'effort rasant V_{el} qui suit la variation de l'effort tranchant.
- Le pas (**e**) entre **2** connecteurs est donné par la relation :

$$e = \frac{P_u \cdot N}{V_{el}} \quad (1.23)$$

P_u : résistance ultime au cisaillement de chaque connecteur ;

N : nombre de connecteurs ;

V_{el} : effort rasant par unité de longueur.

- Davis (1967) appuyé par Houssain (1988) ont démontré au moyen de plusieurs essais Push-Out que la position et l'espacement des connecteurs influent dans la résistance au cisaillement du connecteur. Par exemple, la diminution de l'espacement entre les connecteurs provoque une réduction de la résistance à la rupture, due à la superposition des zones de compression triaxiales successives.
- Dans ce sens, diverses normes comme la Norme Brésilienne (NBR), la norme canadienne (CAN/CSA-S16), la norme européenne Eurocode4 et tant d'autres présentent des recommandations quant à la position et l'espacement des connecteurs. Prenons le cas de l'Eurocode4 [6] qui préconise des limites suivantes pour cet espacement :
 - Lorsqu'une semelle en acier comprimée, qui serait autrement de classe plus défavorable, est supposée être de Classe 1 ou de Classe 2 (cf. §II.3) en raison de son maintien par les connecteurs, il convient de ne pas dépasser les limites suivantes pour l'entraxe des connecteurs dans la direction de la compression :

- Lorsque la dalle est en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle pleine) :

$$22t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- Lorsque la dalle n'est pas en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle à

$$\text{nervures disposées transversalement à la poutre) : } 15t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Où :

t : est l'épaisseur de la semelle;

f_y : est la limite d'élasticité nominale de la semelle en N/mm^2 .

- En outre, il convient que la distance nette entre le bord d'une semelle comprimée et la

$$\text{file de connecteurs la plus proche n'excède pas } 9t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- Dans les bâtiments, il convient que l'entraxe longitudinal maximal des connecteurs, ne dépasse pas 6 fois l'épaisseur totale de la dalle, ni 800 mm.

Il est à signaler que des connecteurs ductiles peuvent être espacés uniformément dans les poutres mixtes de bâtiment, selon l'Eurocode 4 [6], sur la longueur comprise entre sections critiques adjacentes à condition que :

- Toutes les sections critiques de la travée considérée soient de Classe 1 ou de Classe 2.
- Le degré de connexion η satisfasse la limite donnée à la section 6.6.1.2 de l'Eurocode 4.
- Le moment résistant plastique de la section mixte n'excède pas 2,5 fois le moment Résistant plastique de l'élément en acier seul.

1.5 – CONCLUSION :

- Vu ce qui précède, nous pouvons dire que 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. Depuis 1914, de nombreux auteurs ont cherché à développer les systèmes de connexion dans les poutres mixtes. L'ampleur et la diversité des recherches réalisées montrent qu'il n'existe pas un type de connecteur idéal et qu'il subsiste un besoin profond de compréhension du fonctionnement des différents connecteurs recensés.

- Le dimensionnement des poutres mixtes se fait de façon à ce que le béton résiste aux efforts de compression et l'acier aux efforts de traction. Selon la classe des sections mixtes, deux types d'analyse globale sont envisageables : l'analyse rigide plastique et l'analyse élastique. Cette dernière est applicable à toutes les poutres mixtes quelle que soit la classe de la section. Elle est basée sur la théorie élastique classique des poutres sous réserve d'avoir homogénéisé au préalable les sections par le biais du coefficient d'équivalence acier-béton.

- La connexion est la raison même de la poutre mixte. En effet, les fonctions des connecteurs, répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, sont de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé et la dalle ainsi que limiter le glissement et la séparation verticale de la dalle.

- Pour assurer ces fonctions, plusieurs types de connecteurs ont été créés : des connecteurs en spiral aux connecteurs perf bonds et tant d'autres. Ces connecteurs se qualifient par leur degré de connexion et leur degré d'interaction. Il est important de souligner la différence entre ces deux termes : le premier se rapporte à la résistance du connecteur de cisaillement de la poutre mixte, tandis que l'autre se base sur le glissement relatif des éléments qui le composent, la poutre en acier et la dalle de béton.

- L'évaluation du nombre nécessaire et de l'espacement des connecteurs est alors indispensable pour que la poutre puisse développer pleinement la résistance ultime de ses sections. L'Eurocode 4 a fourni une expression, pour chaque connecteur, dans le souci d'estimer sa résistance à l'effort de cisaillement.

- En se basant sur la relation cisaillement-glissement d'un connecteur on peut le classer soit parmi les connecteurs ductiles, soit parmi les connecteurs rigides et de cela on peut juger plus ou moins sa destination (bâtiment ou pont).

Chapitre 2 :

Essais de cisaillement (push-out tests) Appliqués sur les connecteurs

Chapitre 2 : **Essais de cisaillement (push-out tests) appliqués sur les connecteurs**

2.1 – Introduction

- Dans la littérature, les essais de push-out sur les connecteurs - dans le but de dégager leur comportement au cisaillement - 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 de type goujon à tête. Quelques chercheurs se sont penchés sur le domaine des connecteurs de type cornière, parmi lesquels nous pouvons citer J. Trinh en 1993 [27] ainsi que M. Rabih et M. Gueury et M. Rabih [7] en 1995.

2.2 – L'essai de push-out est-il représentatif ?

- En vue de représenter le comportement des connecteurs au cisaillement, plusieurs essais sont envisageables :

- L'essai « *Push-Out* » (fig. 2.1);
- L'essai « *Double Push-Out* » (fig.2.2);
- L'essai « *Push-Off* » ;
- L'essai « *Push-Around* » ;
- L'essai « *Push- in* » (fig.2.3).

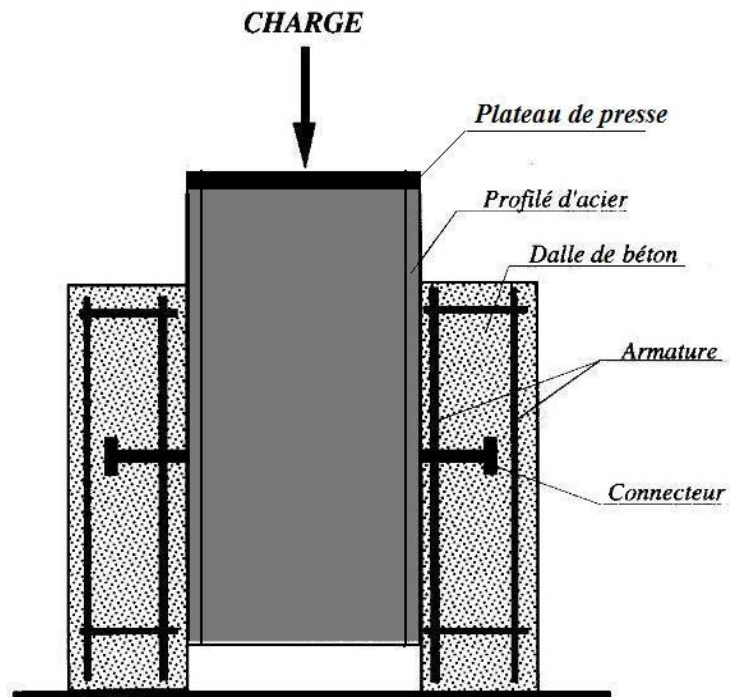


Fig.2.1 – Principe de l'essai push-out

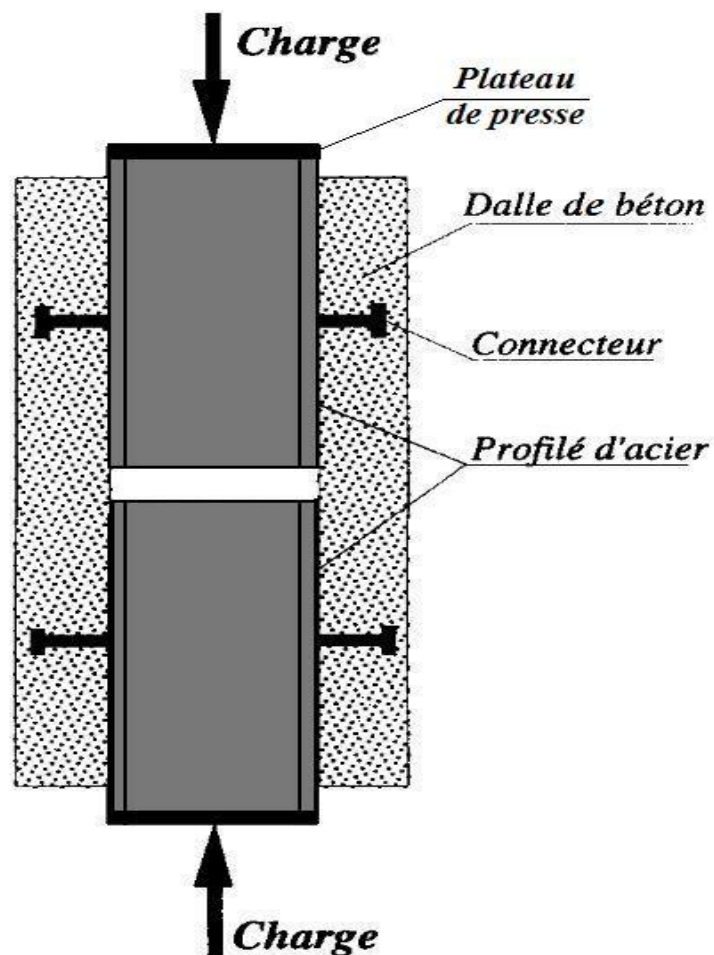


Fig.2.2– Principe de l'essai Double Push-Out.

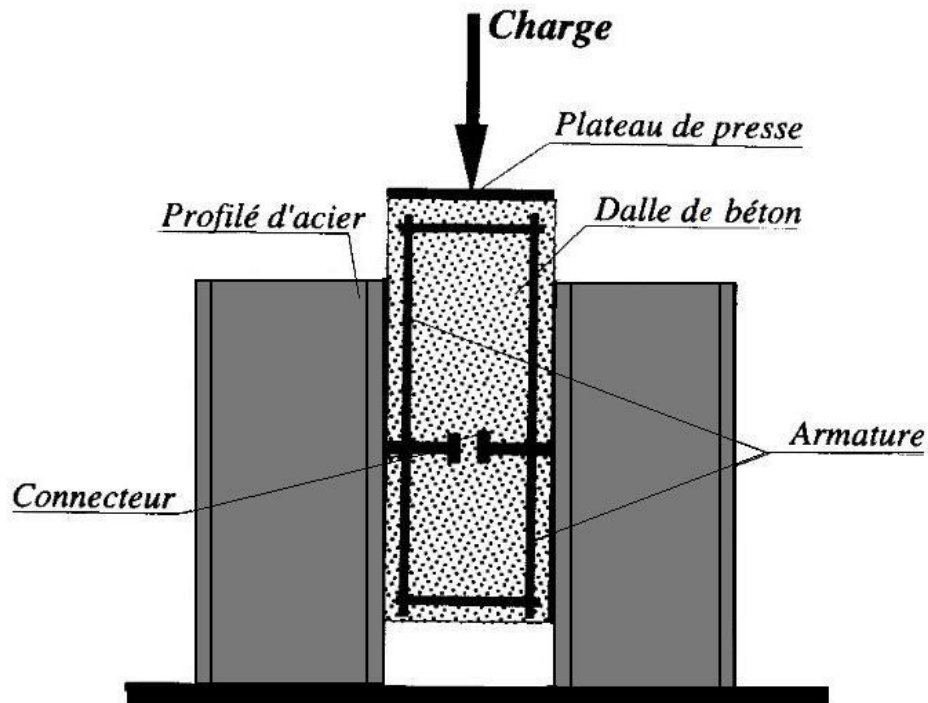


Fig.2.3 – Principe de l'essai de Push-In.

- Dans le présent travail, parmi les essais cités précédemment, nous avons choisi l'essai de « *Push-out* » afin d'étudier le comportement au cisaillement des connecteurs dans une poutre mixte pour les raisons suivantes :

- Dans l'essai **Push-Out**, le plateau de la presse limite les possibilités de soulèvement au moins à son voisinage, ce qui n'est pas le cas dans l'essai **Double Push-Out**. Ces deux types d'essais ne diffèrent que par la longueur de la dalle et le type de sollicitation. Terasz et Kiewicz (1965) constatent que pour une charge très faible, environ la moitié de la charge ultime, les glissements et les soulèvements sont beaucoup plus importants dans l'essai **Double Push-Out** que dans l'essai **Push-Out**.

Canciani et Puhnalie (1981) indiquent que le mécanisme de ruine, lors de l'essai **Double Push-Out**, n'est pas conforme à celui observé sur les poutres.

Compte tenu de sa faible crédibilité, l'essai **Double Push-Out** n'est plus réalisé actuellement.

- Terasz et Kiewicz (1965) comparent les essais **Push-Out/Push-Off** à l'aide de l'indicateur charge/glissement. On constate que la réponse de deux types de corps d'épreuves est identique pour une charge de l'ordre de 0,6 fois la charge ultime Q_u . Au-delà de cette charge, le glissement croît de façon très importante dans l'essai **Push-Off**. En vertu de cette dernière observation et en raison de sa complexité, ce dernier n'est plus réalisé.

- La difficulté d'obtenir deux dalles de béton présentant des résistances quasi identiques avait amené, entre autres, à la réalisation d'essai **Push-In**. En fait, dans ces essais, deux

connecteurs sont testés simultanément dans la même masse de béton, ce qui pose des problèmes de fonctionnement et d'interprétation. Ces essais présentés à titre indicatif, n'ont été réalisés que rarement.

- Sur les dalles mixtes ou poutres mixtes, l'effort de cisaillement varie en intensité mais aussi en direction selon la proximité du point d'impact de la charge par rapport au connecteur. De ce fait, l'essai de cisaillement giratoire, appelé aussi *Push-Around*, n'est pas représentatif de la réalité des sollicitations d'un connecteur.

- En 1988, après multiples essais entre *Push-Out* et une poutre mixte grandeur nature, ARIBERT affirme que l'essai *Push-out* est le plus représentatif de la réalité physique. On conclut que le comportement général des connecteurs ainsi que celui de la dalle en béton et du profilé sont presque identiques, comme représenté sur la figure 2.4, ce qui revient à dire le comportement en charge/glissement, la charge de ruine et les déformations des connecteurs.

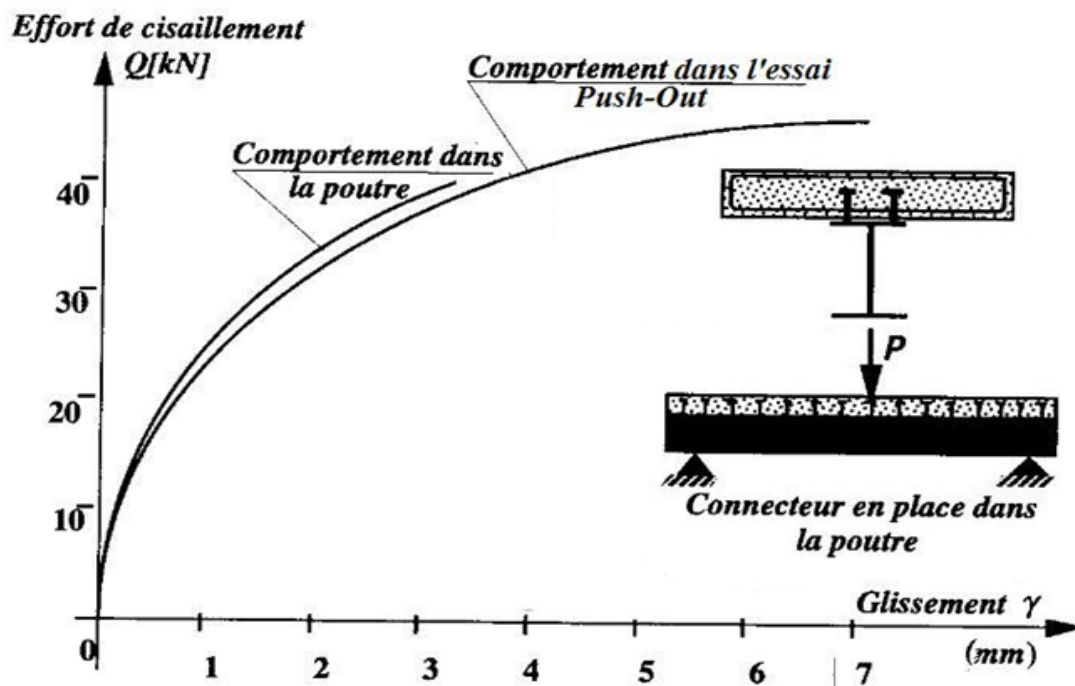


Fig.2.4 – Comparaison entre le comportement d'un connecteur en place dans la poutre et son comportement au cours d'un essai **Push-Out**. (Aribert, 1988)

- Par ailleurs, quatre points faibles peuvent être notés :

A- La dalle est soumise à une contrainte sur toute sa largeur, ce qui n'est pas le cas dans l'essai *Push-Out* pour lequel une concentration de contrainte est observée à l'endroit du connecteur.

B- La taille de la dalle et la densité de ferrailage peuvent être différents dans l'essai Push-out et dans la réalité.

C- Le nombre de sections connectées est différent : une seule dans le cas de l'essai Push-Out, Plusieurs dans le cas de la poutre. Ceci pose alors la question de l'effet de groupe.

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

- Il est maintenant admis communément que l'essai Push-Out est le plus représentatif parmi les catégories d'essais envisagés ainsi qu'en matière de réalité physique.

2.3 – Description de l'essai standard de cisaillement- (Push-out test)

- Dans une poutre mixte, les connecteurs sont soumis principalement à des efforts de cisaillement, les efforts d'arrachement sont très faibles et peuvent être négligeables ; on se contente le plus souvent d'effectuer des essais de cisaillement appelés « push-out tests ».

- L'essai de « **push-out** » est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement, le mode de rupture et la courbe de comportement (cisaillement - glissement) d'un connecteur donné. Ce type d'essai a été normalisé à l'article 10-2 de l'Eurocode 4 [14].

- Le dispositif d'essai pour des connecteurs de type goujon à tête en présence d'une dalle pleine est représenté sur la figure 1.4. Chaque spécimen comporte deux blocs en béton connectés à un tronçon de profilé métallique intercalé entre les deux blocs par une liaison à deux ou quatre goujons sur chaque semelle du profilé.

- La procédure expérimentale consiste à exercer sur le profilé métallique un chargement par paliers successifs jusqu'à la rupture du spécimen. Lors de chaque palier, outre la valeur de la charge, on mesure le glissement entre l'acier et le béton au moyen de capteurs de déplacement situés au droit des goujons. Cet essai tend à représenter le fonctionnement de la connexion dans une poutre mixte, les blocs en béton simulent la dalle, et le profilé, la poutre métallique.

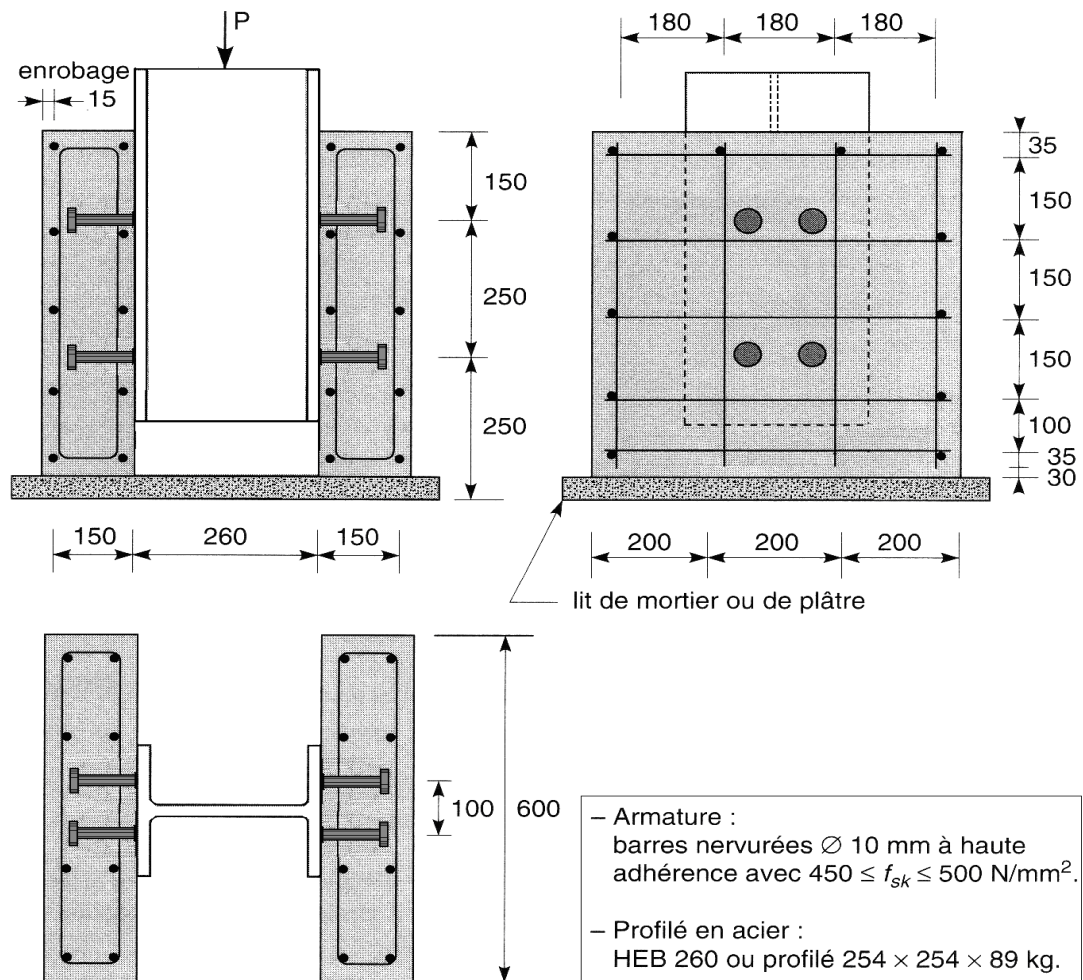


Figure 2.5 : Dispositif d'essai de **push-out** sur des goujons à tête

- Le dispositif d'essai de push-out destiné aux goujons à tête, peut être généralisé à un type quelconque de connecteur. L'éprouvette se présente comme celle schématisée à la figure 1.5 et les conditions suivantes sont à respecter :

a) - les connecteurs doivent être placés dans une situation aussi proche que possible de celle qu'ils occupent dans la poutre mixte réelle.

b) - la longueur « **L** » des blocs de béton doit être proche de l'espacement réel des connecteurs dans la poutre mixte.

c) - la largeur « **b** » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à la largeur efficace de la dalle de la poutre mixte.

d) - l'épaisseur « **h** » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à l'épaisseur de la dalle de poutre mixte ;

e) - l'épaisseur « t » des semelles du profilé métallique de l'éprouvette doit être proche de celle des semelles de la poutre métallique réelle.

f) - Pour la préparation des spécimens, il convient de couler chaque dalle de béton en position horizontale, comme c'est le cas en pratique pour les poutres mixtes.

g) - il convient d'éliminer l'adhérence à l'interface acier-béton, par exemple, par graissage de la semelle métallique.

h) - Pour chaque gâchée, il convient de confectionner au moment de la coulée au moins quatre éprouvettes de béton (cylindres ou cubes) pour la détermination de la résistance sur cylindre. Il convient que le durcissement de ces éprouvettes s'effectue à proximité de celles destinées aux essais de **push-out**. Il convient de prendre comme résistance du béton **f_{ck}** la valeur moyenne des résistances.

i) - il convient de déterminer la limite d'élasticité, la résistance à la traction et l'allongement maximal d'une éprouvette représentative de l'acier des connecteurs ;

j) - il convient d'assurer le bon contact des faces inférieures des blocs de béton avec le plateau d'appui, en rectifiant si nécessaire les défauts de contact à l'aide d'une couche de mortier ;

k)- la vitesse d'application de la charge doit être uniforme et la durée d'essai avant la rupture doit être au moins de 15 minutes ;

l)- Il convient de mesurer le glissement longitudinal entre chaque dalle en béton et le profilé en acier de manière continue au cours du chargement ou à chaque accroissement de charge. Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20 % en dessous de la charge maximale ;

m)- Il convient de mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton aussi près que possible de chaque connecteur.

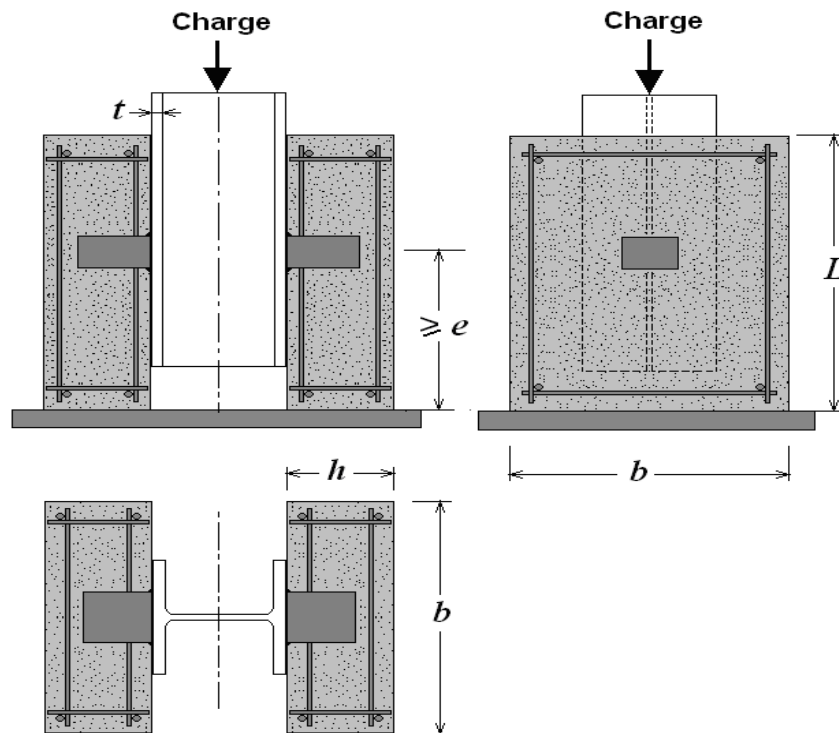


Figure 2.6 : Dispositif d'essai de (**push-out**) pour un type quelconque de connecteur

- Sur la base des recommandations de l'Eurocode 4 :
 - Il convient d'appliquer la charge d'abord par accroissements jusqu'à une valeur de 40 % de la charge de ruine supposée, puis d'effectuer 25 cycles entre 5 % et 40 % de la charge de ruine supposée.
 - Il convient d'appliquer ensuite des accroissements de charge de sorte que la ruine ne survienne pas avant 15 minutes.
 - Il convient de mesurer le glissement longitudinal entre chaque dalle en béton et le profilé en acier de manière continue au cours du chargement ou à chaque accroissement de charge (voir § II.6.2). Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20 % en dessous de la charge maximale.
 - Il convient de mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton aussi près que possible de chaque groupe de connecteurs (voir §II.6.2).

2.4 - Interprétation des résultats

- Lorsque trois essais sont réalisés sur des éprouvettes théoriquement identiques et lorsque l'écart de chaque résultat d'essai individuel ne diffère pas de plus de **10 %** par rapport à la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des essais, la résistance de calcul peut être déterminée de la façon suivante [6]:

- Il convient de prendre la résistance caractéristique P_{Rk} égale à la charge de ruine minimale (divisée par le nombre de connecteurs) réduite de **10 %**.
- Il convient de calculer la résistance de calcul P_{Rd} au moyen de l'expression :

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}$$

Où :

f_u : est la résistance ultime minimale spécifiée pour l'acier des connecteurs ;

f_{ut} : est la résistance ultime réelle de l'acier des connecteurs utilisés dans l'éprouvette ;

γ_V : est le coefficient partiel pour la connexion à l'état limite ultime.

- La valeur recommandée pour γ_V est **1,25**.
 - A partir de ces résultats on peut déterminer la charge ultime, la charge de plastification et tracer la courbe cisaillement/glissement d'un connecteur dans une poutre mixte acier-béton.
- Lorsque l'écart par rapport à la moyenne dépasse **10 %**, il convient d'effectuer au moins trois essais supplémentaires du même type. Il convient de procéder ensuite à l'interprétation des résultats conformément à l'EN 1990, Annexe D [6].
- Lorsque le connecteur est composé de deux éléments distincts, l'un destiné à reprendre le cisaillement longitudinal et l'autre à résister aux efforts tendant à séparer la dalle de la poutre en acier, les dispositifs d'attache s'opposant à la séparation doivent posséder une rigidité et une résistance suffisantes pour que la séparation, mesurée lors des essais **Push-Out** 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[6].
- Il convient d'adopter comme capacité de glissement δ_u d'une éprouvette, le glissement maximal mesuré au niveau de charge caractéristique, comme indiqué sur la figure 2.15. Il convient d'adopter comme capacité de glissement caractéristique δ_{uk} , la valeur minimale δ_u des essais réduits de **10%** ou la valeur déterminée par évaluation statistique à partir de l'ensemble des résultats d'essais [6].

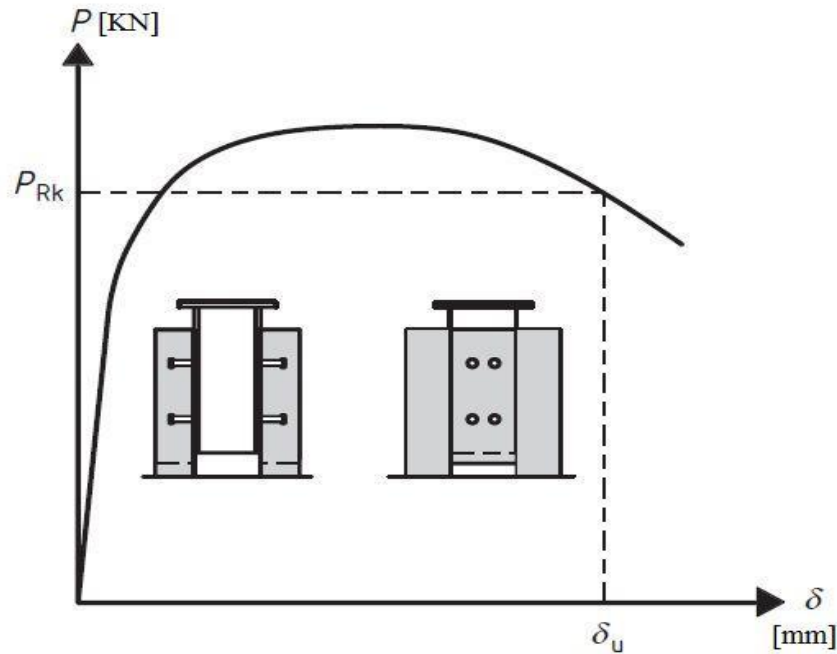


Fig.2.7 – Détermination de la capacité de glissement δ_u correspondant à P_{Rk} . [6].

2.5 – Classification des connecteurs

- Les connecteurs sont classés selon leur capacité de glissement en *ductiles* et *rigides*, étant donné que les deux types sont définis au moyen de la relation entre la force dans le connecteur et le glissement relatif acier-béton, qui apparaît en réponse au flux du cisaillement longitudinal produit par le transfert de la force entre la dalle en béton et le profil d'acier, comme illustré sur la figure 1.21. Le comportement ductile, par exemple, peut être identifié par la ductilité de la relation entre la force et le déplacement.
- Un connecteur est ainsi considéré comme ductile, pour une construction mixte et pour une sollicitation déterminée, lorsqu'il offre une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion ; par exemple pour les goujons à tête, d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins quatre fois le diamètre peuvent être considérés comme ductiles
- Un connecteur peut être considéré comme ductile si sa capacité de glissement Est d'au moins 6 mm.
- Un connecteur est dit rigide, pour une construction et pour une sollicitation déterminée, s'il peut adopter un comportement idéalement élastique. Dans ce cas, il ne peut y avoir de déformation résiduelle pour une charge inférieure à la charge de rupture du connecteur. [6]

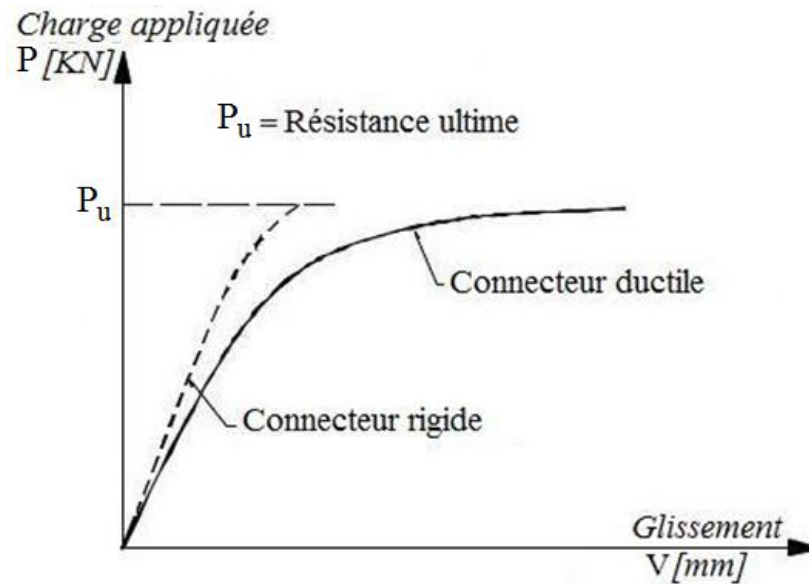


Fig.2.8 – Comportement des connecteurs.

Remarque :

- a) Lorsque les connecteurs sont rigides et que les glissements sont faibles et peuvent être négligés, on parle d'interaction totale entre la dalle en béton et la poutre en acier ;
- b) Lorsque les connecteurs sont flexibles et que les glissements se produisant à l'interface ne peuvent pas être négligés dans les calculs car ils influencent la déformation et la résistance de la poutre mixte, on parle d'interaction partielle.

2.6- Résistance des connecteurs au cisaillement

Par définition, la résistance ultime d'un connecteur est l'effort maximal de cisaillement que peut supporter ce connecteur avant la rupture.

a) Goujons à tête

La meilleure approximation de la résistance ultime au cisaillement d'un goujon à tête soudé en présence d'une dalle pleine a été obtenue par Ollgaard, Slutter et Fisher [27] à partir des essais de push-out en considérant deux types de béton, un béton normal et un béton léger :

$$P_u = 0.5A_s \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_s \cdot f_u \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec :

A_s : est l'aire de la section transversale du goujon

f_{ck} : est la résistance caractéristique en compression du béton

E_c : est le module d'élasticité du béton

f_u : est la résistance ultime en traction de l'acier du goujon.

Cette formule empirique a été adoptée par l'Eurocode 4 [14] sous la forme de résistance de calcul (P_{Rd}) obtenue en divisant la valeur de la résistance ultime (P_u) par un facteur partiel de sécurité (γ_v) sur les deux matériaux acier et béton.

$$P_{Rd} = \min(P_1, P_2) \dots\dots\dots (2.2)$$

Où :

$$P_1 = 0,8 \cdot \pi \frac{d^2}{4} \frac{f_u}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.3)$$

P_1 : Correspond à une rupture par cisaillement du goujon ;

$$P_2 = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2.4)$$

P_2 : Correspond à une rupture par écrasement du béton autour du goujon.

Dans ces formules, on désigne par :

d et h : le diamètre et la hauteur du goujon ;

f_u : la résistance ultime en traction de l'acier du goujon (sans dépasser 500N/mm²) ;

f_{ck} : la résistance caractéristique du béton à la compression (sur éprouvette cylindrique) ;

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton ;

α : un facteur correctif, $\alpha = 0,2[(h/d) + 1]$ pour $3 \leq \frac{h}{d} < 4$ et $\alpha = 1$ pour $\frac{h}{d} \geq 4$

γ_v : facteur partiel de sécurité sur les deux matériaux acier et béton, $\gamma_v = 1.25$.

b) Equerres clouées

- Les équerres clouées ne sont pas mentionnées dans l'Eurocode 4, mais elles ont fait l'objet, à partir des années 1980, de plusieurs études expérimentales, parmi lesquelles on doit citer les essais de push-out effectués en Suisse [12] sur les équerres clouées (**HILTI-HVB**) et on peut trouver toutes les caractéristiques utiles de ce type de connecteur dans la référence [29].
- Les essais de push-out réalisés sur les équerres clouées en présence d'une dalle pleine [11] ont montré que leur résistance ultime au cisaillement est toujours dictée par la rupture du connecteur lui-même ou de sa fixation par clous. Il n'existe pas des formules donnant la

résistance au cisaillement, mais seulement des valeurs fixes expérimentales dépendant de la taille du connecteur (Figure 1.6) :

$$\left. \begin{aligned} - \text{Pour : HVB50 - à - 80} &\rightarrow P_u = 23 \text{ KN} \\ - \text{Pour : HVB95 - à - 110} &\rightarrow P_u = 28 \text{ KN} \\ - \text{Pour : HVB125 - à - 140} &\rightarrow P_u = 31 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

À condition que la résistance du béton sur cylindre à 28 jours :

$$17 \text{ N / mm}^2 \leq f_{ck} \leq 30 \text{ N / mm}^2$$

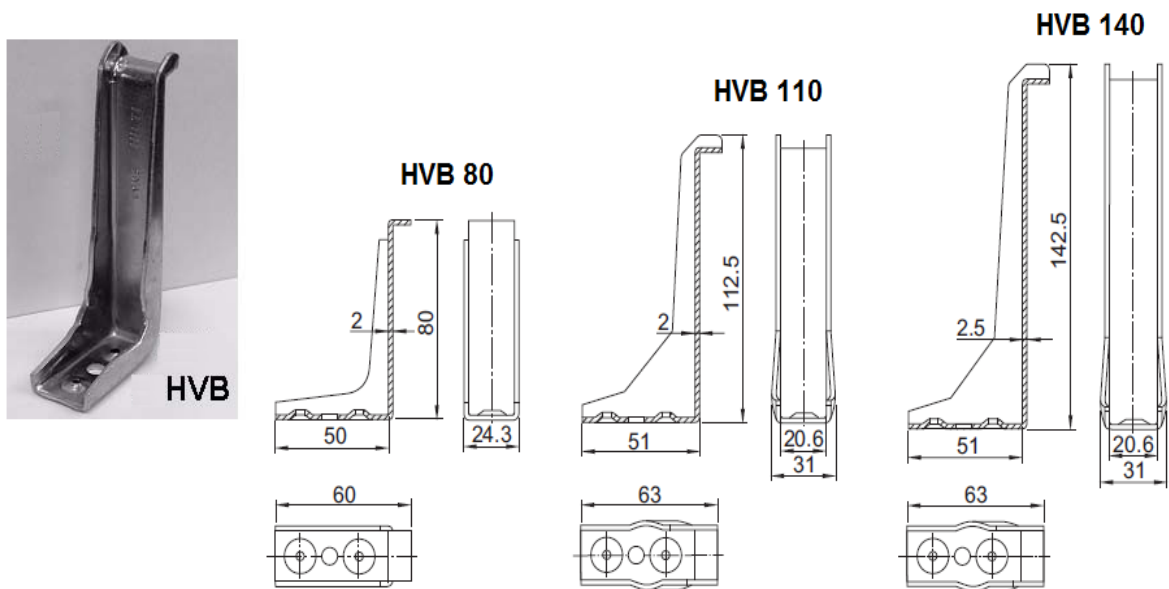


Figure 2.9 : Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB

c) Cornières soudées

- Les connecteurs en cornières soudées sont utilisés exclusivement dans les ponts mixtes. A l'aide des essais de push-out réalisés sur ce type de connecteurs (Figure 1.7), la résistance ultime au cisaillement est évaluée par la formule empirique suivante [15], [32] :

$$P_u = 10 \cdot b \cdot h^{3/4} f_{cK}^{2/3} \dots\dots\dots (2.6)$$

Où :

P_u : est la résistance ultime au cisaillement en (N),

b : est la largeur de la cornière en (mm)

h : est la hauteur de l'aile verticale de la cornière en (mm)

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

- La formule (1.6) est mise au point en France vers 1992 et adoptée par l'Eurocode 4 [14] sous forme de résistance de calcul P_{Rd} à savoir :

$$P_{Rd} = 10 \cdot b \cdot h^{3/4} f_{cK}^{2/3} / \gamma_V \dots\dots\dots (2.7)$$

Avec :

$\gamma_V = 1.25$: coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime

$b \leq 300mm$

$h \leq \min(10t, 150mm)$ et t : est l'épaisseur de la cornière.

- Pour s'opposer au soulèvement, un filant doit traverser l'aile de la cornière, le diamètre minimal (ϕ) du filant est donné par la condition suivante :

$$\pi \frac{\phi^2}{4} f_{sk} / \gamma_s \geq 0.1 P_{Rd} \dots\dots\dots (2.8)$$

Avec :

f_{sk} : la limite d'élasticité caractéristique de l'armature ;

γ_s : coefficient partiel de sécurité pour l'armature, $\gamma_s = 1.15$

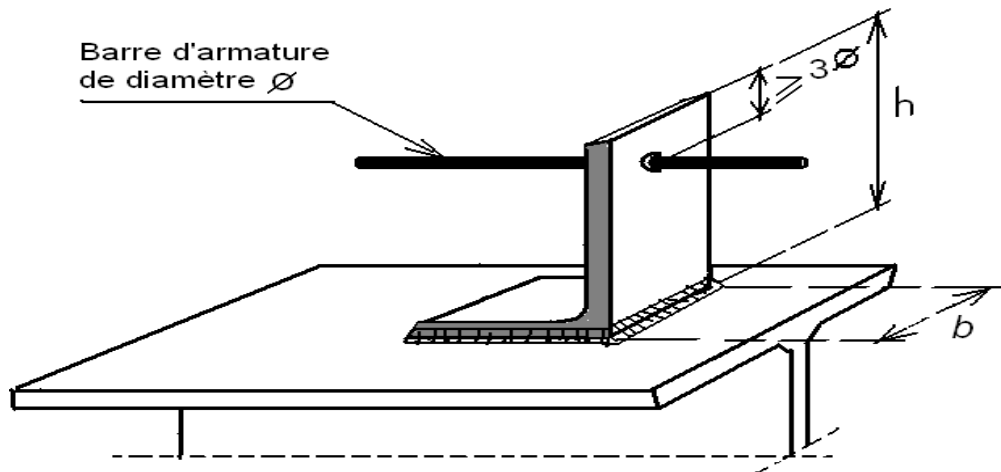


Figure 2.10 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant

d) Plaques perforées

- De façon générale, le comportement mécanique de ce type de connecteur dépend du matériau et des dimensions de la dalle de béton, de la section de ferrailage et du diamètre des ouvertures dans la plaque (Figure 1.18). En partant de ces trois paramètres, Oguejiofor et Hosain [26] ont proposé une formulation analytique de la résistance au cisaillement d'une plaque perforée sous la forme suivante :

$$P_u = 4.5h_{sc}t_{sc}f_{ck} + 0.91A_{tr}f_y + 3.31nd^2\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (2.9)$$

Avec :

P_u : résistance ultime au cisaillement de la plaque perforée en (N),

h_{sc} : hauteur de la plaque perforée en (mm),

t_{sc} : épaisseur la plaque perforée en (mm),

n : nombre d'ouvertures dans la plaque perforée,

d : diamètre des ouvertures dans la plaque en (mm),

A_{tr} : section des barres traversant les ouvertures de la plaque perforée en (mm²),

f_{ck} : résistance du béton à la compression sur cylindres en (MPa),

f_y : limite élastique en traction de l'acier des armatures en (MPa).

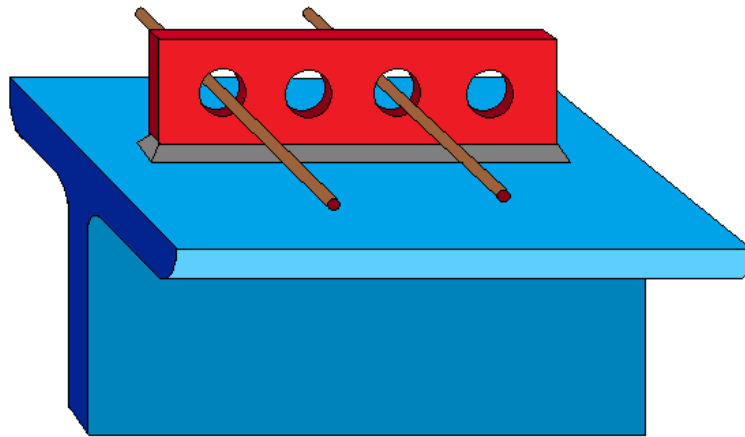


Figure 2.11 : Plaque perforée

e) Connecteurs « U »

- En se basant sur les résultats des essais effectués par Viest et al. [34], Slutter et Driscoll [30] ont proposé une équation empirique pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton. Cette équation a été modifiée pour pouvoir l'employer avec un béton léger et présentée dans le règlement américain AISC (American Institute of Steel Construction spécification) [2] sous la forme suivante :

$$P_u = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}E_c} \dots\dots\dots (2.10)$$

Avec :

P_u : résistance ultime au cisaillement du connecteur en U, en (N),

t_f : épaisseur de la semelle du connecteur en U, en (mm),

t_w : épaisseur de l'âme du connecteur en U, en (mm),

L_c : longueur du connecteur en U, en (mm),

f_{ck} : résistance du béton à la compression sur cylindres, en (MPa),

E_c : module d'élasticité du béton, en (MPa).

- Le règlement canadien CAN [10] donne également une équation semblable pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (2.11)$$

- Pashan [28] a conclu que l'équation (1.11) du règlement canadien CAN est trop conservatrice. En incluant la hauteur H_c du connecteur comme paramètre, il a développé l'équation empirique suivante pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ayant une hauteur de 100 mm :

$$P_u = (336t_w^2 + 5.24L_cH_c)\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots (2.12)$$

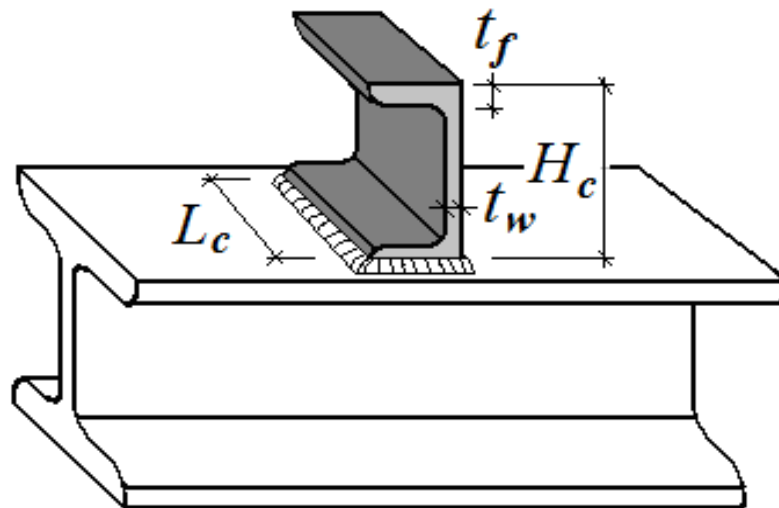


Figure 2.12 : Dimensions d'un connecteur en U

2.7- Modes de rupture de la connexion

- A partir des essais de push-out sur des goujons à tête, on peut distinguer trois modes de rupture de la connexion (Figure 1.10) :

- rupture par cisaillement du connecteur juste au-dessus du bourrelet de la soudure ;
- rupture par écrasement local du béton vers la base du connecteur ;
- rupture par arrachement conique du béton.

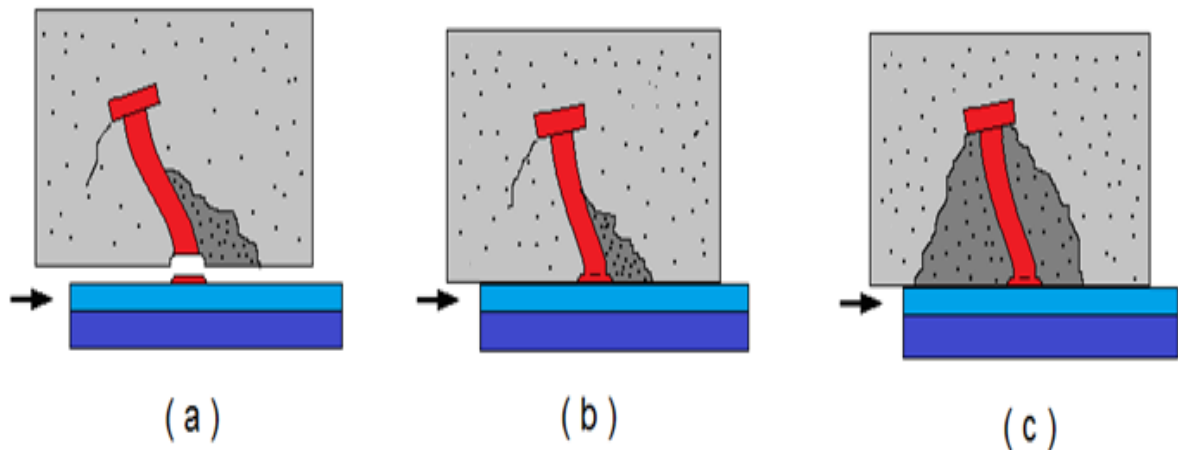


Figure 2.13 : Modes de ruine de la connexion

- D'après Oehelers [25], la déformation maximale du connecteur goujon à tête est obtenue à sa base par flexion de la tige entraînant ainsi une rupture locale du béton en contact de l'extrémité chargée du goujon. La figure 1.11 montre la distribution des contraintes de pression suivant la hauteur du connecteur avec une concentration des contraintes les plus élevées à la base et à la tête du goujon.

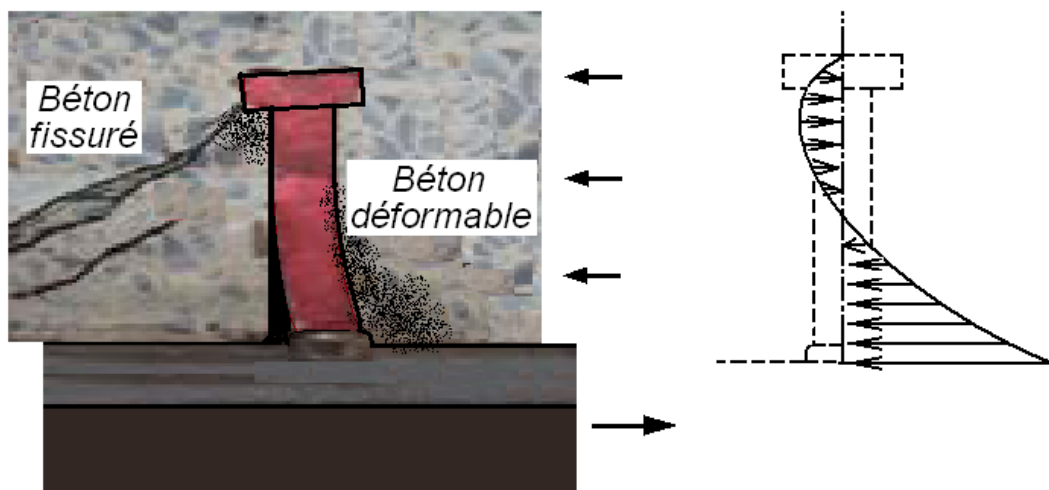


Figure 2.14 : Répartition des contraintes le long de la tige du goujon

- La charge concentrée appliquée par le connecteur peut produire trois types de fissures (Figure 1.12) :
 - **Fissures latérales** : développées perpendiculairement au sens d'application de la charge, produites par le déplacement du connecteur. Ce type de fissure n'affecte pas la résistance ultime du connecteur.

- **Fissures diagonales** : se développant près de la zone de compression. Elles pourraient affecter la restriction triaxiale mais elles sont gênées par les armatures transversales.
- **Fissures longitudinales** : lorsque l'effort concentré est dispersé vers des régions de contraintes longitudinales uniformes, il engendre une zone de contraintes transversales de traction très élevées se trouvant directement en face de support du connecteur. Cela produit l'endommagement et la fissuration longitudinale du béton.

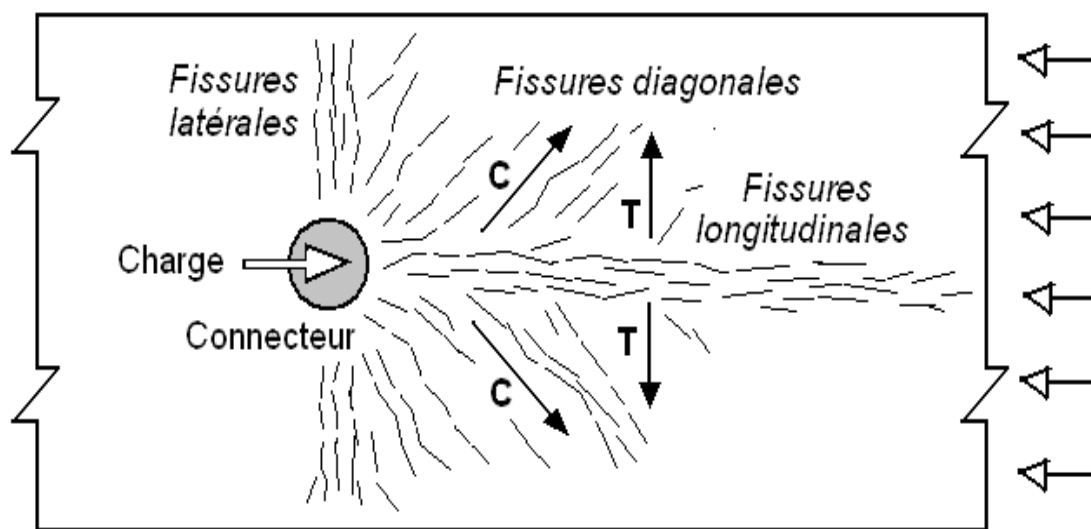


Figure 2.15 : Types de fissures produites par la poussée du connecteur

2.8- Mise en place des connecteurs :

- Les connecteurs peuvent être soudés, cloués ou bien vissés selon leur forme géométrique et la forme de la dalle de béton.
- Actuellement, le goujon à tête est le connecteur de cisaillement le plus courant dans la construction mixte. Sa popularité provient de la facilité de l'exécution et de l'installation en utilisant un pistolet à souder, suivant les indications de la figure 1.22. Cependant, quelques inquiétudes ont été exprimées quant à la fiabilité de la technique d'installation. À moins que des dispositions spéciales soient prises, la résistance de la soudure peut être compromise par l'humidité du temps [21].



Fig.2.16 – Soudure des connecteurs goujons à tête.[10]



Fig.2.17 – Résultat final de la mise en place des goujons à tête.

- Le connecteur en U doit être soudé avec une semelle posée sur la poutre en acier de manière à ce que le plan de l'âme du connecteur soit perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre. [Tristao]

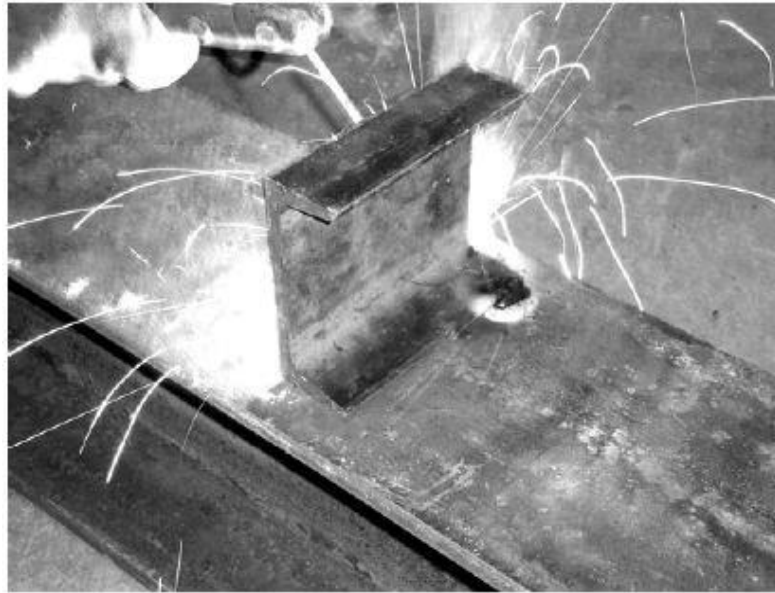


Fig.2.18 – Soudure d'un connecteur en U. [21]

- Parmi les connecteurs cloués, nous pouvons citer le connecteur Hilti HVB en cornière clouée. Queiroz affirme que ce type de liaison a pour avantage de ne pas nécessiter d'énergie pour son installation [28].

2.9 – Conclusion

- Ce chapitre avait pour but de développer une synthèse bibliographique d'un essai qui consiste à évaluer la résistance ultime au cisaillement, le mode de ruine et la courbe cisaillement/glissement d'un connecteur dans une poutre mixte acier-béton.
- Plusieurs essais permettent d'évaluer ces paramètres mais le plus représentatif est l'essai Push-Out, malgré ses limites.

Chapitre 3 :
Modélisation par éléments finis de l'essai Push-Out
Avec un connecteur en cornière soudé

Chapitre 3 : Modélisation par éléments finis de l'essai Push-Out Avec un connecteur en cornière soudé

3.1 – Introduction :

- Après avoir développé l'essai *Push-Out* dans le chapitre précédent, 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, (linéaire et non linéaire), transfert de chaleur, et 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 des essais *Push-out* en comparant les courbes charge-glissement.
- Les figures 3.1 illustre le principe de l'essai *push-out*. L'éprouvette est constituée de deux blocs en béton liés à un profilé métallique au moyen de la connexion à tester (cornière avec filant). Lors de la mise en charge, une force est appliquée sur une plaque d'acier indéformable qui surmonte le profilé métallique, force qui doit être transmise par cisaillement à-travers la connexion aux deux blocs de béton qui prennent appui au sol. [24].

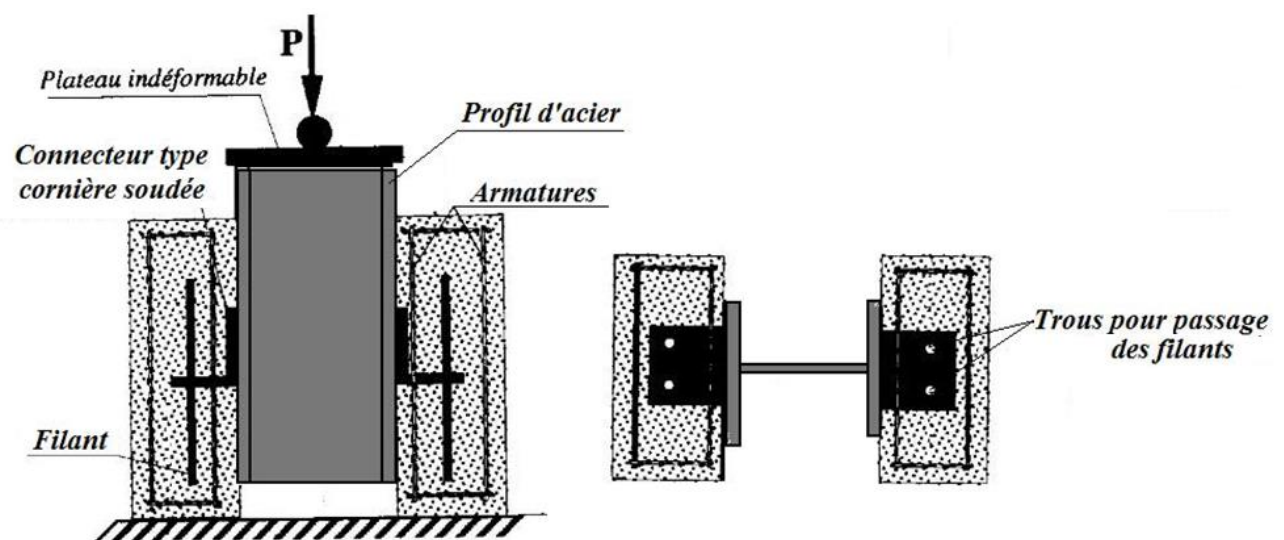


Fig.3.1 – Corps d'essai Push-Out sur un connecteur type cornière avec filant [7]

3.2 - Etapes de la modélisation numérique

- D'une manière générale, la modélisation par éléments finis comporte les étapes qui seront citées ci-dessous. Il est à noter que chaque étape dépend de celui qui le précède.

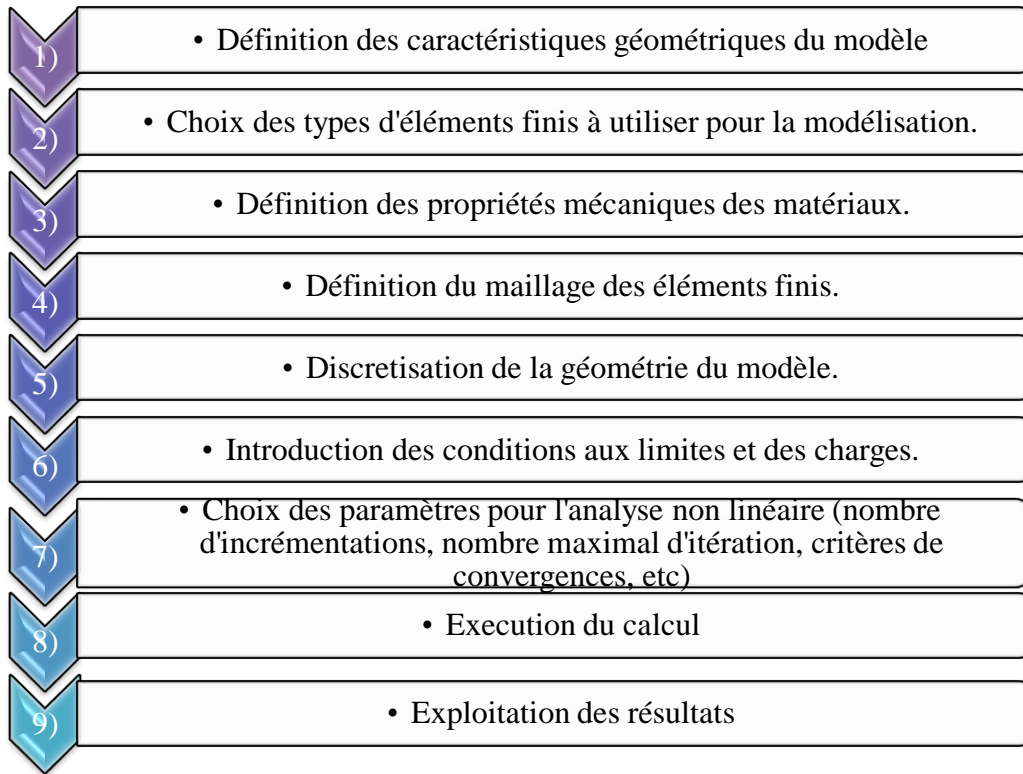


Fig.3.2 – Etapes pour l'élaboration d'un modèle numérique.

3.3 - Présentation du modèle

La structure à modéliser est l'éprouvette de l'essai Push-Out réalisé par J. Trinh (1993) [27].

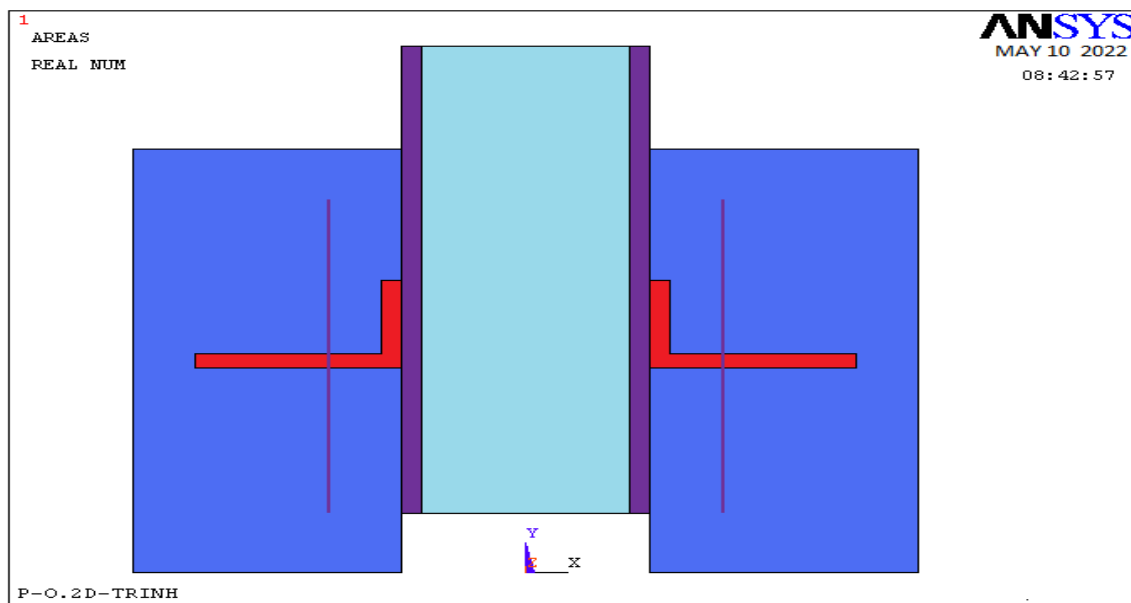


Fig.3.3 – Eprouvette d'essai Push-Out à modéliser.

3.3.1 – Symétrie

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

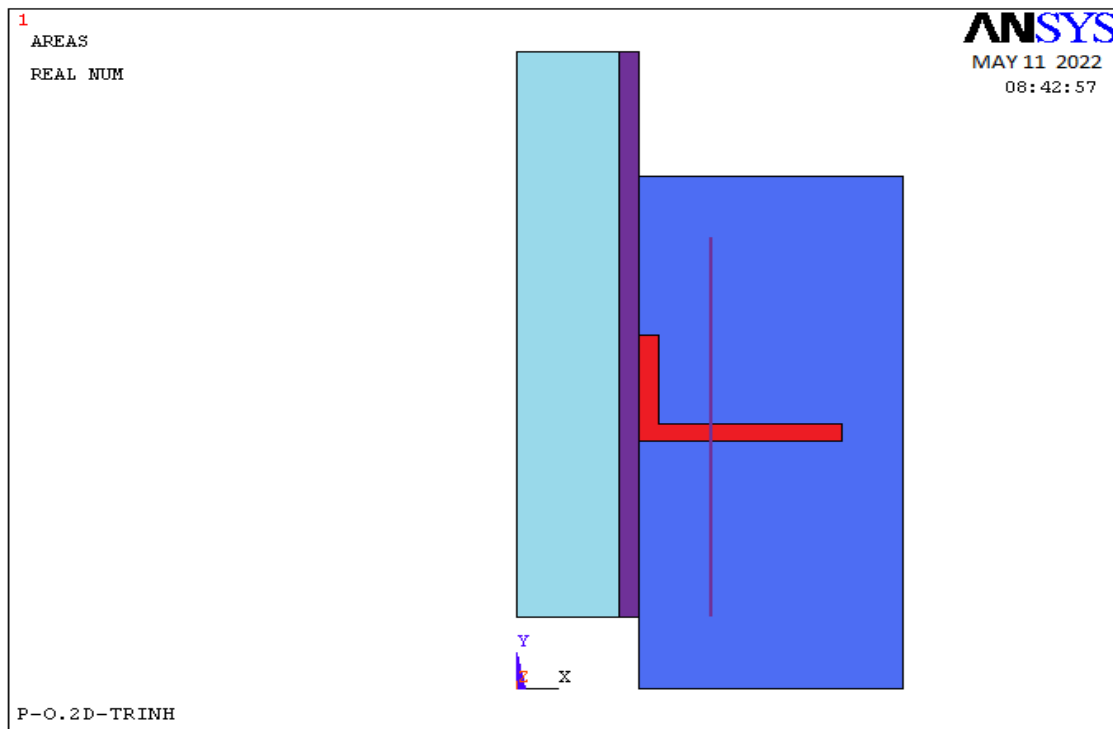


Fig. 3.4 – Modèle proposé.

3.3.2 – Eléments finis utilisés

- La modélisation bidimensionnelle est aujourd'hui la plus simple et la plus efficace pour modéliser les poutres mixtes. Les maillages sont faciles à effectuer et les calculs sont rapides car le nombre d'éléments est restreint.

a) Élément plan quadrilatéral « PLANE 42 » :

- Dans la modélisation, les blocs de béton, le profil d'acier et la cornière soudée sont discrétisés en éléments plans quadrilatéraux appelés « PLANE 42 », dans le logiciel ANSYS, avec une épaisseur qui correspond à la largeur effective de la dalle pour le béton, ainsi que la largeur et l'épaisseur des pièces métalliques.
- L'élément « PLANE 42 » est employé pour la modélisation bidimensionnelle des structures planes. Il est défini par quatre nœuds ayant deux degrés de liberté chacun: translation dans les directions x et y. Etant donné le fait qu'il ne possède que quatre nœuds, il emploie moins de mémoire donc moins de temps pour l'analyser. [8]

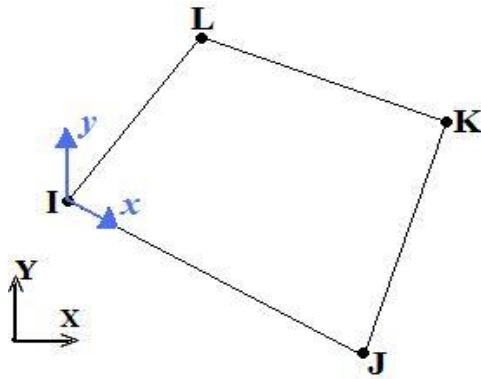


Fig.3.5 – Élément plan quadrilatéral « PLANE 42 ».

b) Élément barre « LINK 1 » :

- Le filant ainsi que les barres d'armatures sont discrétisés en éléments barres nommés « LINK 1 ».

Cet élément est employé pour la modélisation bidimensionnelle des éléments barres dans le logiciel ANSYS. C'est un élément uni axial de traction-compression comportant deux nœuds avec deux degré de liberté au niveau de chaque nœud : translation suivant la direction des axes x et y

[Help de ANSYS v 11].

- Comme il est utilisé pour modéliser les armatures et le filant, dans ce cas, son nœud et le nœud du PLANE 42 qui lui est adjacent sont connectés.

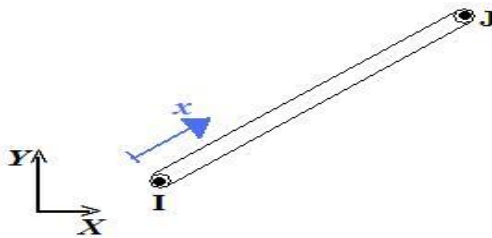


Fig.3.6 – Élément « LINK 1 ».

3.3.3 – 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. [23]

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 figure 3.6 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} .

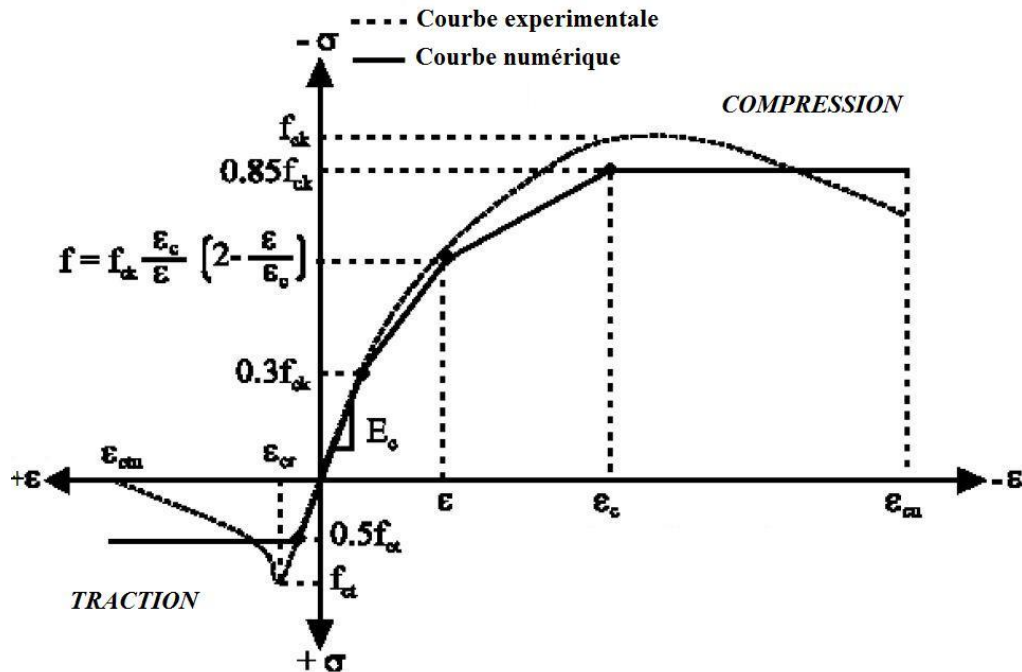


Fig.3.7 – Diagramme contrainte-déformation du béton

ϵ_c : déformation correspondant à la résistance maximale f_{ck} .

ϵ_{cu} : déformation ultime correspondant à la rupture du béton comprimé.

E_c : module d'élasticité.

Vu 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 :

$$E_{cm} = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (3.1)$$

(E_{cm} en KN/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 figure 3.7.

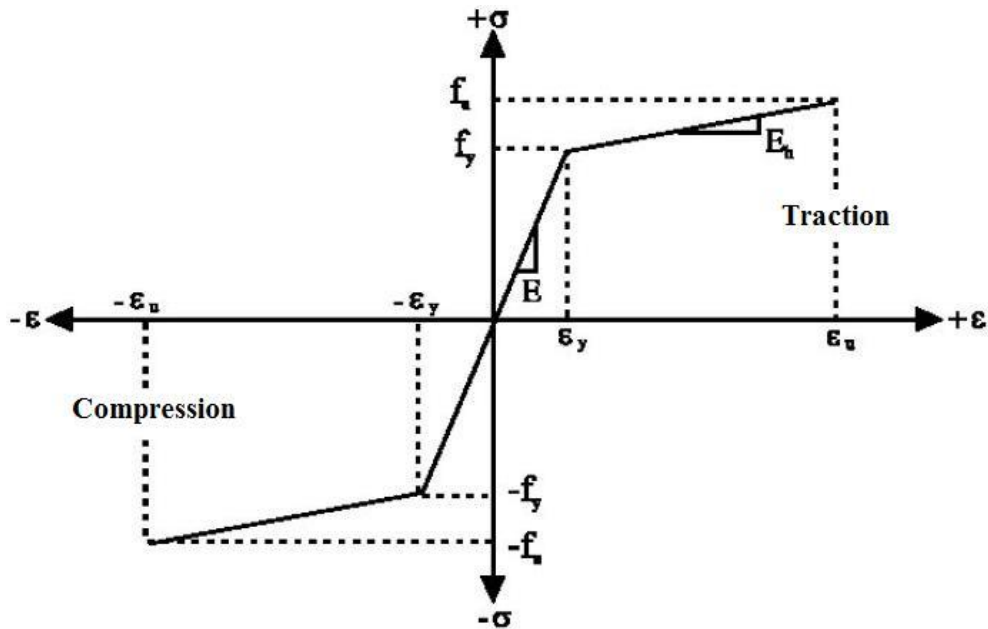


Fig.3.8 – Diagramme bilinéaire de contrainte déformation de l'acier.

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_h : module d'élasticité caractérisant la considération de l'écrouissage de l'acier.

3.3.4- Définition du maillage

- Le modèle est constitué par quatre ensembles d'éléments tels que : les blocs de béton, l'acier de construction, le connecteur et le filant. 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 et la fidélité du résultat.

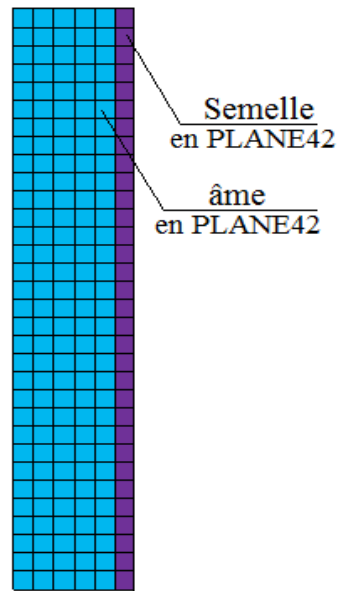


Fig.3.9 – Maillage de l'acier de construction.

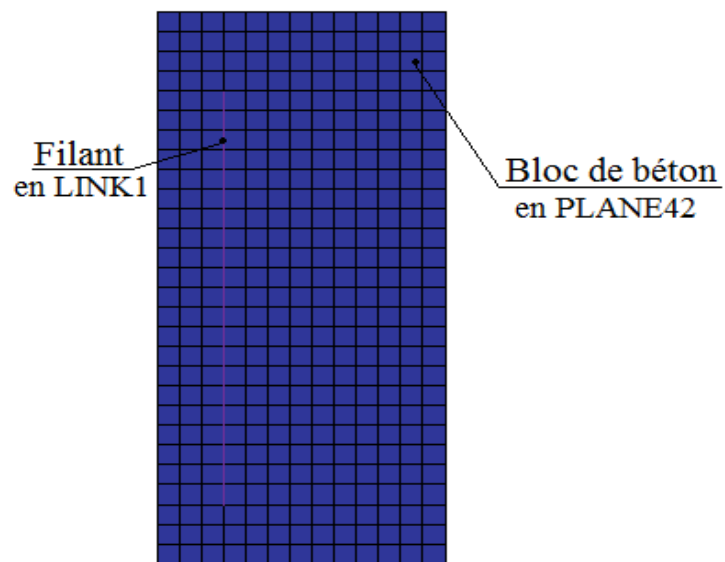


Fig.3.10- Maillage du bloc de béton avec le filant.

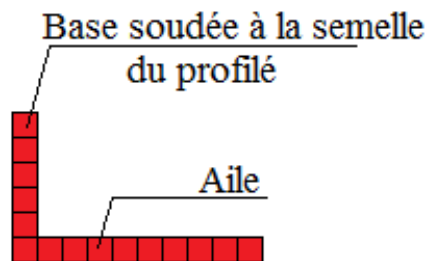


Fig.3.11- Maillage du connecteur en cornière.

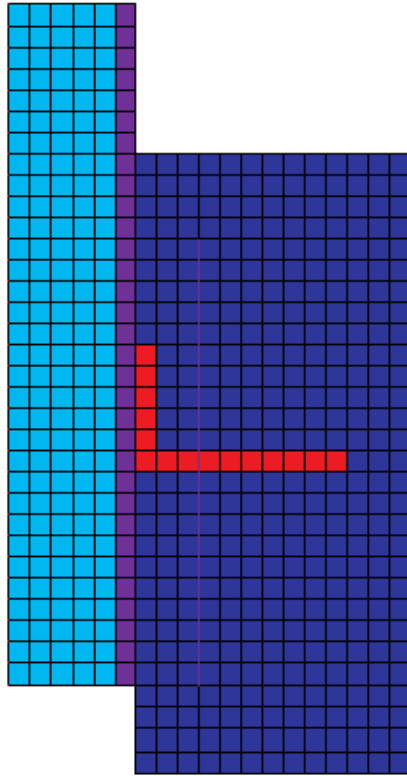


Fig.3.12 – Maillage complet du modèle d'essai Push-Out.

3.3.5 – Conditions aux limites

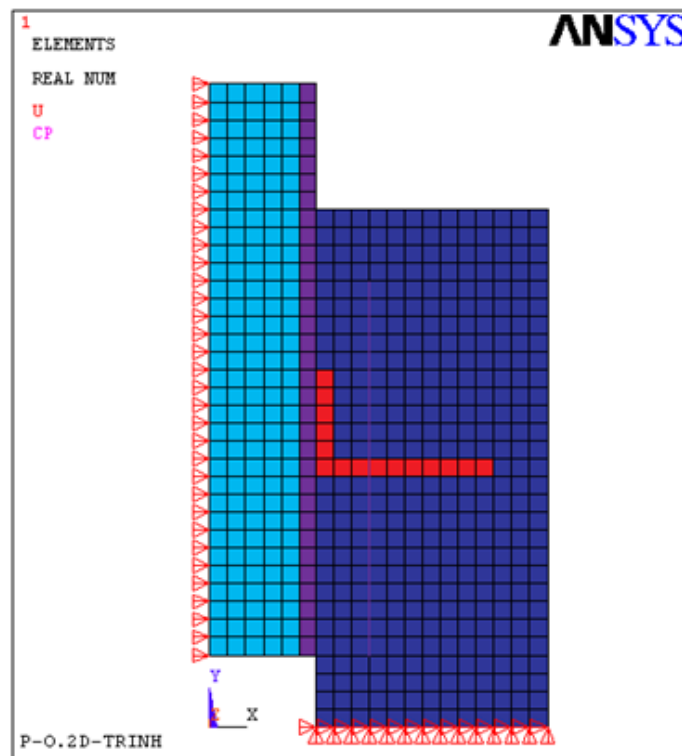


Fig.3.13 – Maillage du modèle avec conditions aux limites.

- Les nœuds à la base du bloc de béton sont bloqués dans les deux directions x et y pour traduire le fait que le bloc de béton repose sur une plateforme.
- Par symétrie, on ne représente que la moitié 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).
- Afin de transmettre les charges de la poutre métallique à la dalle en béton, on fait le couplage des nœuds qui sont situés en coïncidence à l'interface acier-béton. Cet arrangement empêche le chevauchement ou la séparation des nœuds à l'interface de liaison acier-béton tout en permettant leur glissement relatif.

3.3.6 - Application des charges :

- La charge est appliquée sur la partie supérieure du profilé comme décrit dans le chapitre précédent. Elle est répartie 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* ». [10]
- ANSYS utilise l'approche de Newton-Raphson (voir Annexe B) pour résoudre les problèmes non linéaires, caractérisée par l'actualisation de la matrice de la rigidité de la tangente à chaque itération [10].
- 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.

3.4- VALIDATION DU MODELE PROPOSE:

- 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 J. Trinh [27].
- Après les expériences de Trinh [27], 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.

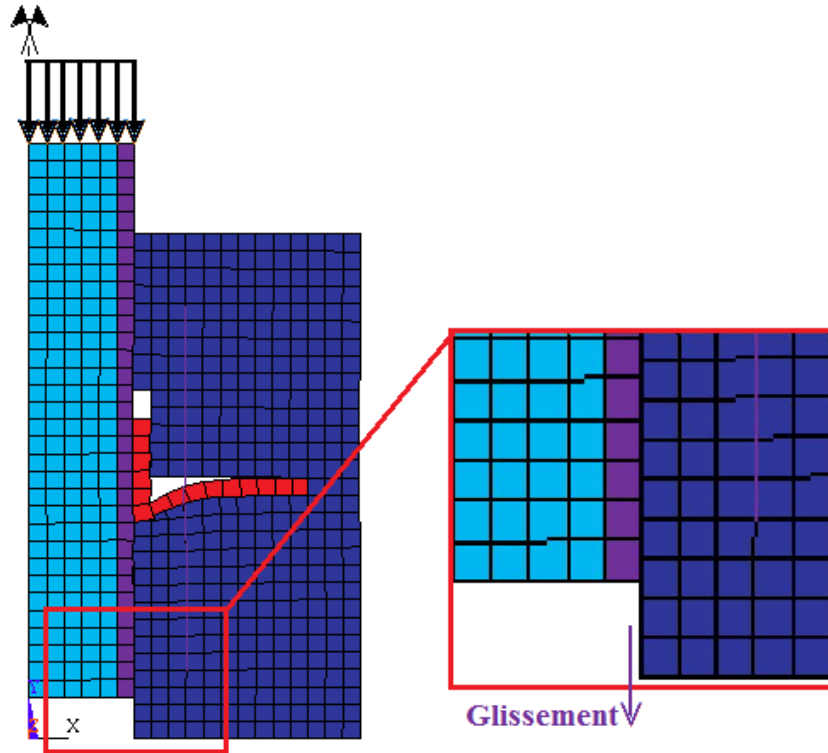


Fig. 3.14 – Glissement à l'interface acier-béton.

- La figure 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 est clair qu'il existe un bon accord entre les valeurs expérimentales et les valeurs numériques.

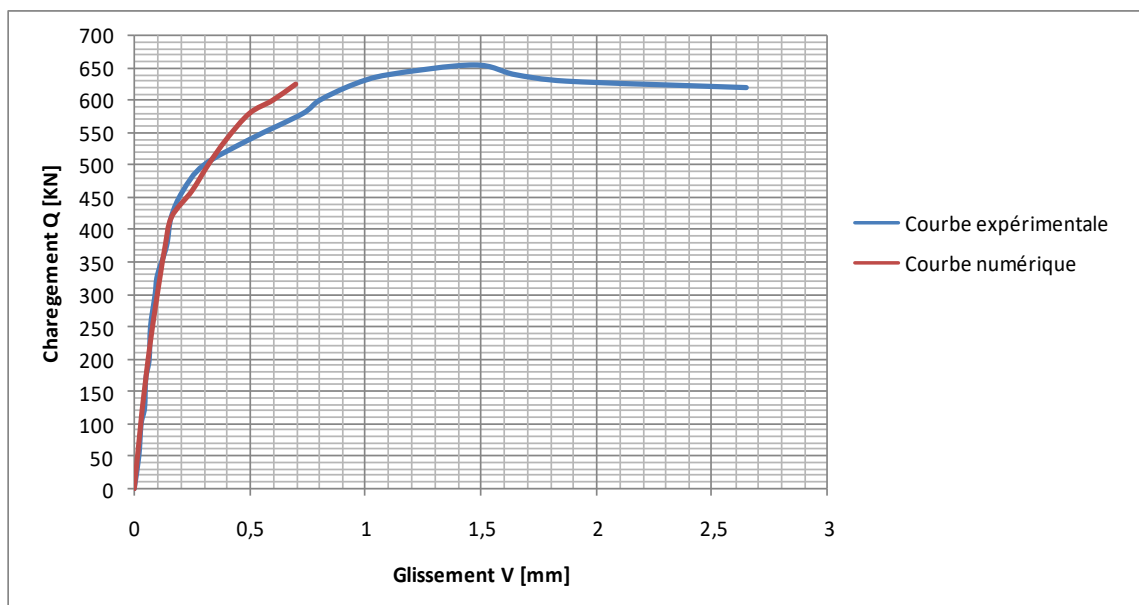


Fig.3.15 – Courbe charge/glissement donnée par un capteur de déplacement placé à l'extrémité inférieure du profilé.

- En 1995, M. Rabih [7] 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 diffusion des efforts avec la section de la dalle comme base inférieure et l'aile libre du connecteur comme base supérieure [7]; cette pyramide a été effectivement observée lors de la modélisation numérique de notre modèle comme illustrée sur la figure ci-dessous.

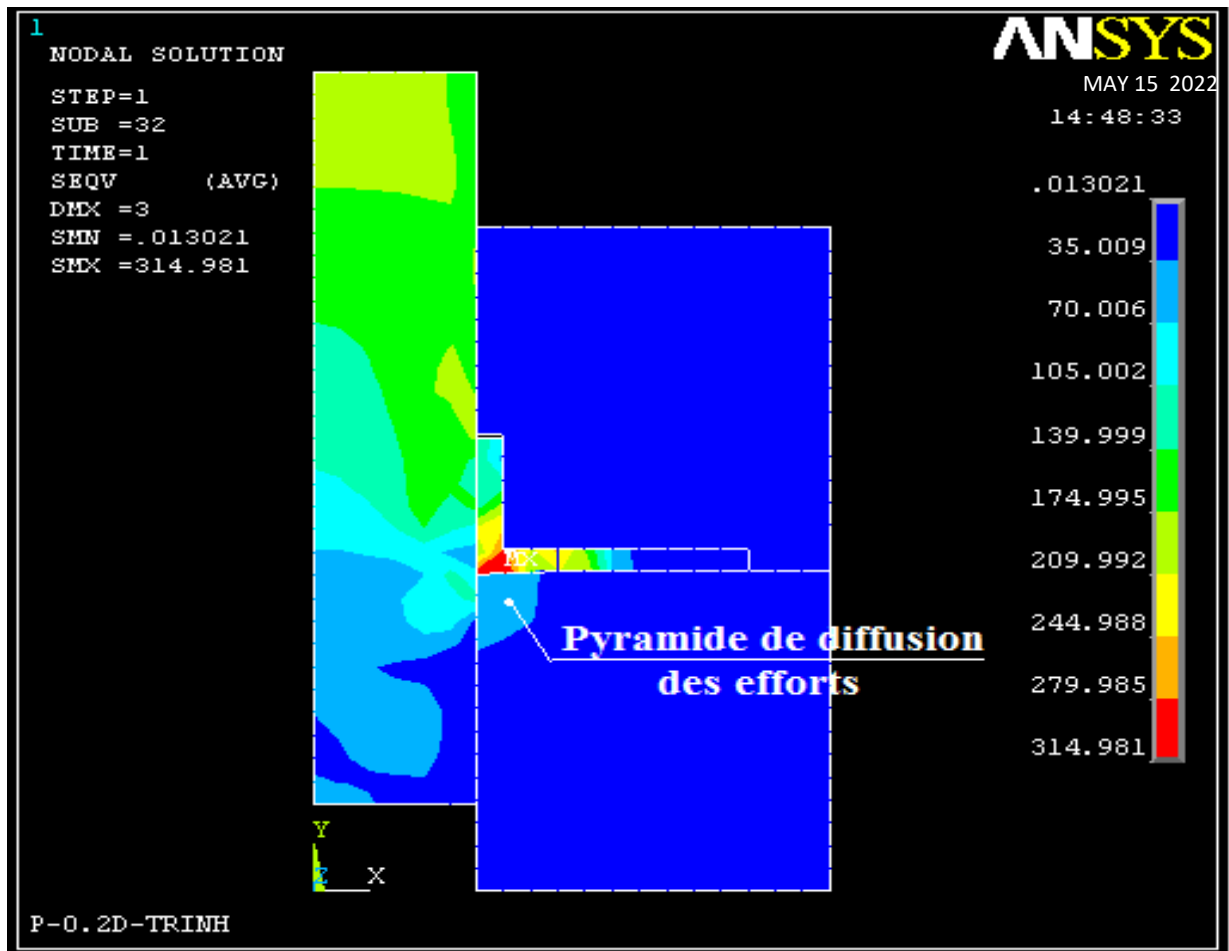


Fig.3.16 – Contraintes de Von Mises : Pyramide de diffusion des efforts.

- Ecrasement local du béton comprimé.
- A l'arrière de la cornière :
 - Un décollement du béton au droit du congé (cavité vide) [7] comme représenté sur la figure 3.16, ce qui a été également notée lors de la modélisation avec ANSYS (fig.3.17).

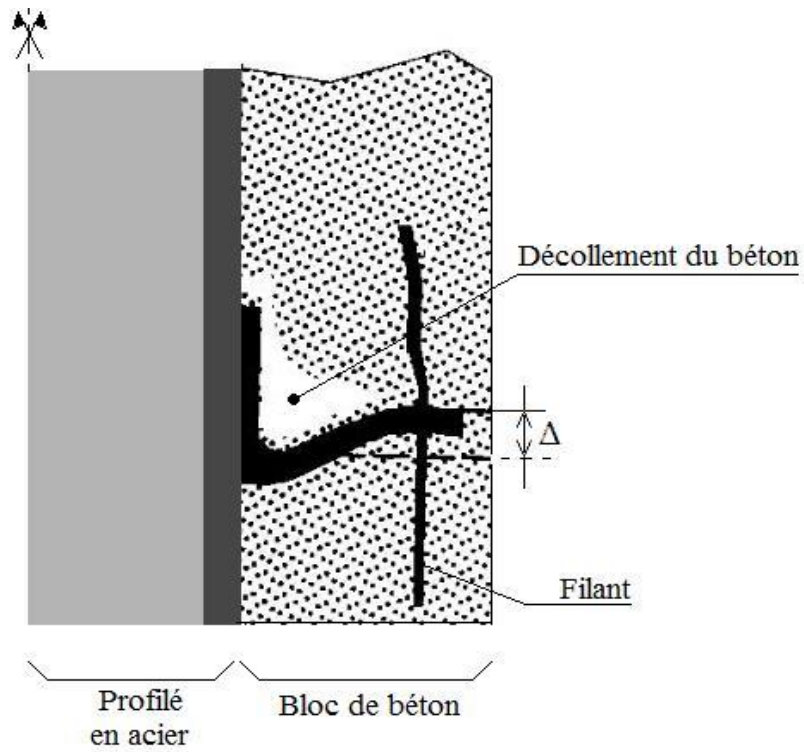


Fig.3.17- Déplacement et déformation réel des connecteurs en cornière [7].

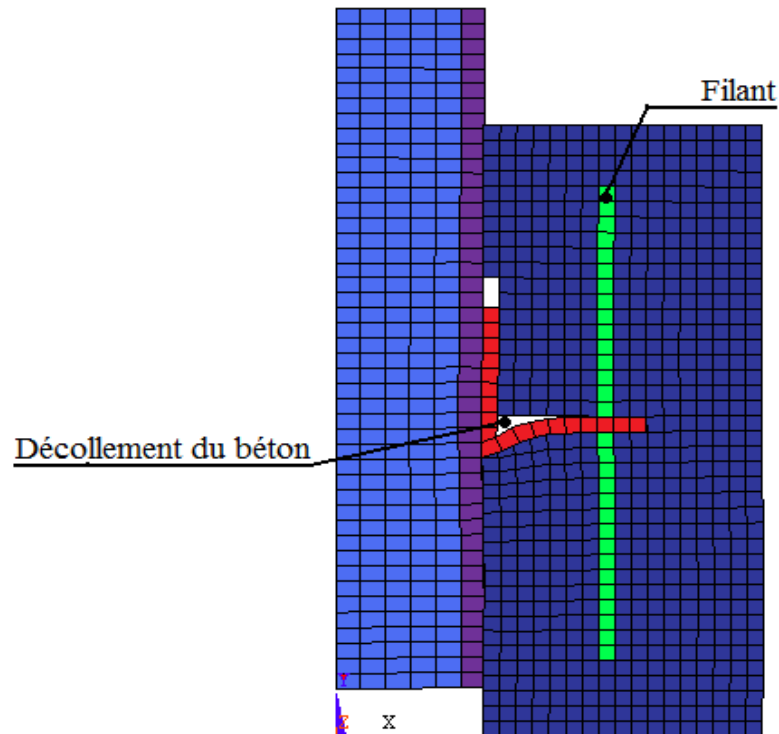


Fig.3.18 – Forme de la déformée : Décollement entre le béton et la cornière dans le modèle numérique.

- Une fissuration délimitant une bielle interne légèrement inclinée [7],
- Une fissuration horizontale [7].

3.5 – CONCLUSION:

- Par le moyen du logiciel ANSYS, un modèle numérique bidimensionnel a été proposé pour simuler le comportement charge-glissement des connecteurs en cornières dans les poutres mixtes acier-béton en se basant sur les travaux de Trinh [27].
 - Nous avons modélisé la moitié du corps d'épreuve à cause de sa symétrie : le profil d'acier, le bloc en béton ainsi que la cornière en PLANE42 et le filant en LINK1.
 - 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 Trinh [27]. Cette comparaison donne une excellente correspondance. Le modèle est alors validé.
-

- **CONCLUSION GENERALE :**

- Ce projet de fin d'étude avait pour objectif de présenter l'essai « **Push-Out** » effectué sur les connecteurs afin de déterminer leur résistance au cisaillement, leurs modes de ruines et leurs lois de comportement (**cisaillement-glisement**). Le but était de proposer un modèle d'éléments finis pour la simulation du comportement au cisaillement d'un connecteur type « **cornière soudée** » dans une éprouvette 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 essentiel car sans eux il n'y a pas de collaboration entre la section en acier et la dalle de béton, 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-glisement 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/glisement a été tracée par la suite et le modèle proposé a été validé en comparant cette courbe aux résultats expérimentaux tirés de la littérature.

- **Perspectives :**

- Les recherches présentées dans cette étude touchent à une problématique vaste :
- 1- La réalisation des essais expérimentaux de type « Push-Out » sur d'autres connecteurs.
- 2- La modélisation d'une poutre mixte de pont dont la connexion est assurée par des cornières soudées afin d'observer son comportement global.
- 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 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

- (2) **K. BENDANI et H. MISSOUM.** Méthode Numérique De Calcul Des Structures.
Office des Publications Universitaires.Alger.1993
- (5) **Combi-Guide de Conception.Partie1** : Application des Règles Eurocodes.
Université de Stuttgart. Allemange.2008
- (6) **Comité Européen de Normalisation (CEN)** – Eurocode 4 –
<< Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton. Partie 1-1 : Règles
Générales et Règles pour les bâtiments >>. Bruxelles.2005
- (7) **M. GUEURY et M. RABIH.** Comportement et modélisation d'un connecteur en <<cornière>>
D'une constuction mixte acier-béton. Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publies
N° 533.Mai 1995.
- (12) **S.MALEKI. S.BAGHERI.** Behavior of channel shear connectors, Part II: Analytical study.
Journal of Constructional Steel Research, www.sciencedirect.com,2008.
- (14) **MANFRED A. HIRT ET ROLF BEZ.** Constuction métallique- Volume 10 : Nations
Fondamentales et méthodes de dimensionnement. Traité de Génie Civil de l'EPFL.
Lausanne.1994
- (15) **Méthode de Newton.** Un article de Wikipédia, l'encyclopédie libre. www.wikipédia.com.
Mai 2009
- (21) **A.PASHAN.Behavior of channel shear connectors:** push-out texts. Thesis of Master of
Sciences. Department of Civil and Geological University of Saskatchewan.Canada. 2006.
- (24) **M. THOMANN M.** Connexion par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton.
Thèse de Doctorat – Institut de Structures, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2005.
- (25) **M. TITOU. B. ACHOUR et M. TEHAMI.** Présentation des caractéristiques mécaniques
Des matériaux utilisés dans les constuction mixtes acier-béton.
- (27) **J.I.TRINH.** Connexion acier-béton. Influence de force transversale. Annales de l'Institut
Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 511, Février 1993.
- (28) **G. TRISTAO.** Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas açoconcreto
Com analise da resposta numerica. Dissertação (Mestrado)- Ecola de Engenhariu de São
Carlos, Universidade de São Paulo,2002.
- (29) **A. ZABIHOLLAH.** Finite Element Analysis. Department of mechanical & Industrial
Engineering. Concordia University.2007.

- **Développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton)**
(Thèse de DOCTORAT Présentée par MAZOZ Aida).
 - **Construction mixte acier-béton Calcul des poutres mixtes**
(par Jean-Marie ARIBERT).
 - **Construction mixte acier-béton Généralités Caractéristiques des matériaux**
(par Jean-Marie ARIBERT).
 - **Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage**
(Thèse de DOCTORAT Présentée par Loubna BOUZAOUÏ).
 - **Caractérisation de la connexion acier béton dans la structure mixte.**
(Mémoire magister par AMIRAOUÏ AKRAM).
 - **Analyse Expérimentale de la Connexion Acier-Béton dans les**
 - **Structures Mixtes** (Thèse de DOCTORAT Présentée par TEBBAKH Bachir).
-