

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ  
DE LORRAINE

C2MP



جامعة أبو بكر بلقايد  
UNIVERSITÉ DE TLEMCCEN



## THESE

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT 3<sup>ème</sup> Cycle**

**En : Génie civil**

**Spécialité : Construction métallique et mixte**

**Par : TABET-DERRAZ Moulay Idriss**

### Sujet

**Comportement et modélisation des connecteurs dans une structure mixte (acier-béton)**

Soutenue publiquement, le **18 / 07 / 2022**, devant le jury composé de :

M. KERDAL Djamel Eddine	Professeur	Univ. d'USTOMB (Oran)	Rapporteur (Président)
Mme TITEUX Isabelle	Professeure	Univ. Reims Champagne-Ardenne	Rapporteuse
M. AL MAHMOUD Firas	MCF HDR	Univ. Lorraine	Examineur
M. KHELIL Abdelouahab	Professeur	Univ. Lorraine	Directeur de thèse
M. HAMDAOUI Karim	Professeur	Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
M. BOUMECHRA Nadir	Professeur	Univ. Tlemcen	Co-Directeur de thèse

Thèse en co-tutelle entre le Laboratoire EOLE du département de Génie Civil (Université de Tlemcen)  
et le Laboratoire IJL/Ecole doctorale C2MP (Université Lorraine)

## *Avant-propos*

---

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été mené en cotutelle entre le laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement (EOLE) de l'Université de Tlemcen (Algérie) et l'Institut Jean Lamour (IJL) de l'Université Lorraine (France). Comme tout travail de recherche, il fut instructif et passionnant, tout en étant constitué de tâches souvent ardues et décourageantes. Je tiens donc à remercier le ministère algérien de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique (M.E.S.R.S.) ainsi que l'Ambassade de France en Algérie d'avoir financé cette thèse via Campus France dans le cadre du programme de la bourse 'PROFAS B+'.

Je tiens également à remercier les personnes qui m'ont apporté leur soutien et permis ainsi de mener à terme ce travail. Tout d'abord, je remercie M. Nadir BOUMECHRA, Professeur à l'Université de Tlemcen en Algérie, et M. Karim HAMDAOUI, Professeur à l'Université de Tlemcen en Algérie, pour leur investissement personnel et pour toute l'aide qu'il m'ont apportée afin de résoudre des problèmes techniques et administratifs. Vous avez contribué à ma formation universitaire en étant mes enseignants puis vous avez assuré le bon déroulement de cette thèse grâce à votre encadrement. Merci pour tout votre soutien, ce fut un plaisir et un honneur de travailler avec vous.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à M. Abdelouahab KHELIL, Professeur à l'Université de Lorraine en France, qui m'a fait l'honneur de diriger ce travail. Il a été la personne qui m'a initié au travail de recherche. A travers nos discussions, souvent longues mais toujours fructueuses, il m'a emmené à réfléchir et avoir un regard critique sur un nombre de phénomènes, qui paraissaient souvent être des évidences. Ce n'est qu'avec le recul qu'à présent je comprends que c'est justement ce travail de réflexion qui est la base de tout savoir. Je tiens à l'assurer de mon profond respect et sympathie.

Je souhaite exprimer aussi mes sincères reconnaissance et remerciement à M. KERDAL Djamel Elddine, Professeur à l'Université de d'USTOMB (Oran) en Algérie et Mme Isabelle TITEUX, Professeur à l'Université de Reims Champagne-Ardenne en France, pour le temps qu'ils ont consacré à examiner et à rapporter cette thèse ainsi que pour les fructueuses remarques qui ont permis d'améliorer ce mémoire. Je remercie également M. Firas Al MAHMOUD, Maître de Conférences et Habilité à Diriger des Recherches à l'Université de Lorraine en France, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

J'adresse également mes remerciements et ma sympathie à toutes les personnes que j'ai côtoyées à l'IJL ainsi qu'à l'Université de Tlemcen, pour avoir, très agréablement rythmé ces années de thèse. Enfin, je remercie mes parents, ma famille et mes proches pour le soutien et leurs encouragements, sans lesquels je n'aurais jamais pu arriver au bout de mes projets.

## *Résumé*

---

Le principe des poutres mixtes acier-béton est d'associer une dalle de béton et une poutre en acier pour un travail en commun. Les connecteurs de cisaillement sont des outils mécaniques qui ont le rôle d'assurer la connexion entre les deux matériaux à l'interface des poutres mixtes. Une variété de connecteurs de cisaillement a été proposée dans la littérature afin de fournir un comportement approprié à l'interface acier-béton. Les connecteurs à goujon à tête sont les plus largement utilisés dans la construction mixte en raison des recommandations des codes du bâtiment. Cependant, ces derniers présentent des inconvénients notables en termes de performances structurelles et de praticabilité sur les chantiers.

Dans cette présente thèse, un nouveau type de connecteur innovant en forme d'OMEGA a été proposé en deux conceptions géométriques (forme primaire et forme améliorée) pour être une alternative aux connecteurs conventionnels. En plus d'avoir un processus de fabrication simple et une installation pratique à l'interface de la poutre mixte, la forme de ce connecteur permet une grande surface de béton confiné, le rendant ainsi plus résistant au cisaillement et au soulèvement de la dalle. Dans cette recherche, des tests expérimentaux de push-out ont été effectués sur le connecteur OMEGA avec différentes configurations pour étudier leur résistance, leur ductilité et leur mode de ruine dans la connexion acier-béton. Des spécimens de push-out supplémentaires avec les connecteurs conventionnels de type goujon à tête ont également été testés dans le but de comparer les performances des connecteurs OMEGA avec celles des goujons à tête standard. Les résultats ont démontré que le connecteur en forme d'OMEGA proposé présente un comportement intéressants dans la connexion acier-béton et pourrait donc être utilisé comme connecteur de cisaillement alternatif pour les poutres mixtes.

De plus, un modèle numérique EF de l'essai de push-out sur les connecteurs OMEGA a été développé dans cette thèse à l'aide du logiciel Abaqus. Le but est d'approfondir les investigations sur ce connecteur proposé, en menant une étude paramétrique qui vise à évaluer les influences des dimensions du connecteur et de la résistance de la dalle de béton sur le comportement interne de la connexion acier-béton. En outre, en exploitant les résultats de l'étude paramétrique, une équation de prédiction de la résistance au cisaillement des connecteurs OMEGA a également été développée.

Par ailleurs, des essais de poutre mixte avec les connecteurs OMEGA disposés à l'interface ont également été réalisés dans le cadre de cette thèse, en réalisant un spécimen de poutre mixte avec une connexion complète et un autre avec une connexion partielle. L'objectif de cette étude est d'analyser l'influence du comportement des connecteur OMEGA dans la connexion sur le comportement global de la poutre mixte. Les résultats ont affirmé que l'utilisation des connecteur OMEGA assure un comportement adéquat aux poutres mixtes, même avec un degré de connexion réduit.

**Mots clés :** Connecteurs de cisaillement, connecteur OMEGA, poutre mixte acier-béton, structures mixtes acier-béton.

## ملخص

يتمثل مبدأ الرافدة مركبة فولاذ - الخرسانة في الجمع بين لوح خرساني و رافدة فولاذية للعمل المشترك. موصلات القص هي أدوات ميكانيكية لها دور في ضمان الاتصال بين المادتين في واجهة الرافدة المركبة. تم اقتراح مجموعة متنوعة من موصلات القص في الأدبيات لتوفير سلوك مناسب للرافدة مركبة. تستخدم موصلات مسمار الرأس على نطاق واسع في البناء المركب بسبب توصيات القوانين البناء. ومع ذلك ، فإن هذا الأخير له عيوب عديدة من حيث الأداء الهيكلي والتطبيق العملي في مواقع البناء.

في هذه الأطروحة الحالية ، تم اقتراح نوع جديد من الموصلات المبتكرة على شكل أوميغا في تصميمين هندسيين (الشكل الأساسي والشكل المحسن) ليكون بديلاً للموصلات التقليدية. بالإضافة أن له عملية تصنيع بسيطة وتركيب مريح في واجهة الرافدة مركبة ، فإن شكل هذا الموصل يسمح بحصر سطح خرساني كبير ، مما يجعله أكثر مقاومة ضد القص ورفع الألواح. في هذا البحث ، تم إجراء اختبارات دفع تجريبية على موصل أوميغا بتكوينات مختلفة لدراسة قوتها وليونتها وطريقة عطلها في وصلة الخرسانة-الفولاذية. تم أيضاً اختبار عينات دفع إضافية مع موصلات من النوع مسمار الرأس التقليدي من أجل مقارنة أداء موصلات أوميغا بأداء المسامير ذات الرأس. أظهرت النتائج أن الموصل المقترح على شكل أوميغا أظهر سلوكاً مثيراً للاهتمام في التوصيلات الفولاذية الخرسانية ويمكن استخدامه كموصل قص بديل للرافدة مركبة فولاذ - الخرسانة.

بالإضافة إلى ذلك ، تم تطوير نموذج رقمي لاختبار الدفع على موصلات أوميغا باستخدام برنامج Abaqus بهدف مزيد من التحقيق في هذا الموصل المقترح ، من خلال إجراء دراسة بارامترية تهدف إلى تقييم تأثيرات أبعاد الموصل وقوة لوح الخرسانة على السلوك الداخلي لوصلة فولاذ - الخرسانة. علاوة على ذلك ، من خلال استغلال نتائج الدراسة البارامترية، تم أيضاً تطوير معادلة للتنبؤ بقوة القص لموصلات أوميغا.

من ناحية أخرى ، تم إجراء اختبارات الحزمة المركبة مع موصلات OMEGA المرتبة على الواجهة كجزء من هذه الأطروحة ، من خلال إنتاج عينة الرافدة مركبة مع اتصال كامل وأخرى ذات اتصال جزئي. الهدف من هذه الدراسة هو تحليل تأثير سلوك موصلات أوميغا في الاتصال على السلوك العام للرافدة مركبة . أكدت النتائج أن استخدام موصلات أوميغا يضمن السلوك المناسب للرافدة مركبة فولاذ - الخرسانة ، حتى مع الحد الأدنى من درجة الاتصال.

**الكلمات المفتاحية:** موصلات القص ، موصل أوميغا ، رافدة مركبة فولاذ - الخرسانة، الهياكل مركبة فولاذ - الخرسانة

## *Abstract*

---

The principle of steel-concrete composite beams is to combine a concrete slab and a steel beam for joint work. Shear connectors are mechanical tools that have the role of ensuring the connection between the two materials at the interface of the composite beams. A variety of shear connectors have been proposed in the literature to provide suitable behavior at the steel-concrete interface. Headed stud connectors are most widely used in composite construction due to building code recommendations. However, the latter have significant drawbacks in terms of structural performance and practicability on construction sites.

In this present thesis, an innovative new type of OMEGA-shaped connector has been proposed in two geometric designs (primary shape and improved shape) to be an alternative to conventional connectors. In addition to having a simple fabrication process and convenient installation at the composite beam interface, the shape of this connector allows for a large confined concrete zone, making it more resistant to shear and slab uplift. In this research, experimental push-out tests were performed on OMEGA connector with different configurations to study their strength, ductility and failure mode in the steel-concrete connection. Additional push-out specimens with conventional headed stud type connectors were also tested in order to compare the performance of OMEGA connectors with that of standard headed studs. The results demonstrated that the proposed OMEGA-shaped connector exhibited interesting behavior in steel-concrete connection and which can be used as an alternative shear connector for composite beams.

In addition, an FE numerical model of the push-out test on OMEGA connectors was developed in this thesis using Abaqus software. The goal is to deepen the investigations on this proposed connector, by conducting a parametric study that aims to evaluate the influences of connector dimensions and concrete slab strength on the internal behavior of the steel-concrete connection. Moreover, by exploiting the parametric study results, an equation for predicting the OMEGA connectors shear strength was also developed.

Furthermore, composite beam tests with OMEGA connectors arranged at the interface were also carried out as part of this thesis, by producing a composite beam specimen with a complete connection and another with a partial connection. The objective of this study is to analyze the influence of OMEGA connectors mechanism in the connection on the overall behavior of the composite beam. The results affirmed that the use of OMEGA connectors ensure adequate behavior to composite beams, even with a reduced degree of connection.

**Keywords:** Shear connectors, OMEGA connector, steel-concrete composite beam, steel-concrete composite structure.

# TABLE DES MATIERES

<b>Avant-propos</b> .....	<b>2</b>
<b>Résumé en français</b> .....	<b>3</b>
<b>Résumé en arabe</b> .....	<b>4</b>
<b>Résumé en anglais</b> .....	<b>5</b>
<b>TABLE DE MATIERES</b> .....	<b>6</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>11</b>
<b>Chapitre 1. Poutres mixtes acier-béton : Recherche bibliographique</b> .....	<b>16</b>
1. Introduction.....	17
2. Les poutres mixtes .....	19
3. Principe de fonctionnement de la poutre mixte acier-béton .....	21
3.1 Historique de l'étude de la poutres mixte acier-béton.....	21
3.2 Type d'interaction dans les poutres mixtes .....	22
3.3 Influence de la connexion sur la poutre mixte acier-béton.....	24
4. Comportement des matériaux de la poutre mixte acier-béton .....	27
4.1 L'acier .....	27
4.2 Le béton .....	30
4.2.1 Comportement uni-axial du béton en compression .....	30
4.2.2 Comportement uni-axial du béton en traction .....	31
4.2.3 Comportement multiaxial du béton en traction et en compression .....	32
5. Principe de dimensionnement des poutres mixtes .....	33
5.1 Evolution des méthodes de calcul des poutres mixtes .....	33
5.2 Hypothèse de calcul de la section mixte .....	36
5.2.1 Largeur participante .....	36
5.2.2 Classe de la section .....	37
5.3 Calcul à l'état limite ultime (ELU) .....	40
5.3.1 Analyse élastique .....	40
5.3.1.1 Définition du moment d'inertie .....	42
5.3.1.2 Moment résistant élastique .....	43
5.3.1.3 Dimensionnement élastique de la connexion acier-béton .....	44
5.3.2 Analyse Plastique .....	45
5.3.2.1 Moment résistant plastique pour une connexion complète .....	45

5.3.2.2 Moment résistant plastique pour une connexion partielle .....	49
5.3.2.3 Dimensionnement plastique de la connexion acier-béton .....	51
5.4 Calcul à l'état limite de service (ELS) .....	52
5.4.1 Calcul de la flèche pour une connexion complète .....	52
5.4.2 Calcul de la flèche pour une connexion partielle .....	53
6. Conclusion .....	54
<b>Chapitre 2. Connecteurs de cisaillement .....</b>	<b>55</b>
1. Introduction.....	56
2. Comportement des connecteurs dans la connexion acier-béton .....	56
2.1 Essais de push-out sur les connecteurs de cisaillement .....	57
2.2 Classification des connecteurs de cisaillement .....	60
2.3 Mécanisme de ruine du connecteur .....	62
3. Différents types de connecteurs .....	64
3.1 Historique du développement des connecteurs .....	64
3.2 Goujon à tête .....	66
3.3 Plaque perforée (Perfobond) .....	69
3.4 Connecteur en canal .....	71
3.5 Autres types de connecteurs .....	73
4. Bilan de la recherche bibliographique et Objectifs de la thèse .....	79
5. Connecteur OMEGA .....	80
5.1 Méthode de fabrication du connecteur OMEGA .....	81
5.2 Processus de pliage du connecteur OMEGA .....	82
5.3 Disposition du connecteur OMEGA .....	85
5.4 Propriétés géométriques du connecteur OMEGA .....	86
5.5 Propriétés mécaniques du connecteur OMEGA .....	86
5.6 Installation du connecteur OMEGA .....	88
6. Procédures d'investigation sur les connecteur OMEGA .....	90
7. Conclusion .....	91
<b>Chapitre 3. Essais de push-out sur les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>92</b>
1. Introduction.....	93
2. Procédure expérimentale de l'essai de push-out .....	93
2.1 Description des spécimens pour les essais de push-out .....	94
2.2 Configuration des spécimens des essais de push-out .....	95

2.3 Préparation des spécimens de l'essai de push-out .....	97
2.4 Propriétés des matériaux .....	104
2.5 Procédure de chargement et instrumentalisation .....	107
3. Résultats des essais de push-out .....	111
3.1 Courbes charge-glissement .....	111
3.1.1 Résistance et glissement caractéristique .....	117
3.1.2 Rigidité de la connexion .....	122
3.2 Courbes charge-soulèvement .....	124
3.3 Modes de ruines .....	130
4. Conclusion .....	140
<b>Chapitre 4. Etude paramétrique sur les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>141</b>
1. Introduction.....	142
2. Description de l'étude paramétrique .....	142
3. Analyse par élément finis .....	143
3.1 Présentation du model EF .....	145
3.2 Maillage du modèle EF et type d'élément .....	147
3.3 Modélisation des matériaux .....	149
3.3.1 Modélisation du béton .....	149
3.3.2 Modélisation de l'acier .....	153
3.3.3 Condition d'appuis .....	154
3.3.4 Interactions et contacts .....	155
3.3.5 Méthode d'analyse et chargement .....	156
3.3.6 Vérification du modèle .....	158
4. Résultats de l'étude paramétrique .....	161
4.1 Influence de la hauteur du connecteur OMEGA .....	161
4.2 Influence de la largeur du connecteur OMEGA .....	163
4.3 Influence de la surface de cisaillement du connecteur OMEGA .....	165
4.3.1 Résistance au cisaillement .....	165
4.3.2 Ductilité de la connexion .....	171
4.4 Influence de la résistance du béton sur la connexion .....	172
4.4.1 Résistance de la connexion .....	172
4.4.2 Ductilité de la connexion .....	175
4.5 Distribution des contraintes .....	177

4.6 Formule de calcul de résistance du connecteur OMEGA .....	181
5. Conclusion .....	184
<b>Chapitre 5. Etude de la poutre mixte avec les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>185</b>
1. Introduction.....	186
2. Description des spécimens de l'essai de la poutre mixte .....	187
3. Etudes analytiques des spécimens de poutres mixtes .....	189
3.1 Définition de la classe de la section transversale .....	189
3.2 Poutre mixte avec la connexion complète 'PM-CC' .....	190
3.2.1 Résistance plastique .....	190
3.2.2 Dimensionnement de la connexion acier-béton de la PM-CC .....	191
3.2.3 Résistance élastique .....	192
3.2.4 Calcul de la flèche de la PM-CC .....	194
3.3 Poutre mixte avec la connexion partielle 'PM-CP' .....	195
3.3.1 Résistance plastique .....	195
3.3.2 Résistance élastique .....	196
3.3.3 Calcul de la flèche de la PM-CP .....	197
3.4 Dimensionnement du ferrailage de la dalle de béton .....	198
4. Préparation des spécimens de poutres mixte .....	200
4.1 Fabrication des spécimens de poutre mixte .....	202
4.2 Propriétés des matériaux utilisé des poutres mixtes .....	206
4.3 Préparation de l'essai de poutre mixte .....	208
4.4 Procédure de chargement et instrumentalisation des spécimens .....	210
4.4.1 Capteurs de déplacement .....	210
4.4.2 Jauges de déformation .....	212
4.4.3 Procédure d'installation des jauges de déformation .....	215
5. Résultat de l'essai de poutre mixte .....	219
5.1 Courbe charge-Fleche.....	219
5.1.1 Poutre mixte avec la connexion complète PM-CC .....	219
5.1.2 Poutre mixte avec la connexion partielle PM-CP .....	220
5.1.3 Comparaison entre les résultats expérimentaux et analytiques.....	221
5.1.4 Evolution de la flèche et de la rigidité en flexion .....	222
5.2 Courbes charge-glisement et charge-soulèvement .....	225
5.3 Déformations sur les sections transversales à mi-travée .....	228

5.3.1 Cas de la poutre mixte avec la connexion complète PM-CC .....	228
5.3.2 Cas de la poutre mixte avec la connexion partielle PM-CP .....	231
5.4 Modes de ruine .....	233
6. Conclusion .....	238
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>239</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>260</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>265</b>
<b>ANNEXE A .....</b>	<b>268</b>
<b>ANNEXE B .....</b>	<b>270</b>

# **INTRODUCTION GENERALE**

## ***INTRODUCTION GENERALE***

---

La construction mixte consiste à combiner deux matériaux de natures et de propriétés différentes, en générale c'est soit l'acier avec le béton ou bien le bois avec le béton. L'objectif est d'exploiter de manière optimale les avantages structurels de chaque matériau, sur le plan des performances structurelles, économiques et architecturales. Dans cette thèse on s'intéresse aux planchers mixtes acier-béton et plus précisément au comportement des poutres mixte acier-béton. Le principe est de disposer une dalle de béton armé sur une poutre de construction en acier de sorte à associer les deux composantes en un seul élément en poutre horizontale. En flexion positive, la dalle de béton va donc résister à la compression et la poutre en acier de son côté va résister à la traction.

Cette combinaison permet de réduire la section du profilé métallique par la reprise du béton des efforts de compression, rendant ainsi la structure plus légère que les systèmes de poutres en béton armé traditionnels, et cela toute en garantissant une grande résistance aux différentes sollicitations. Ceci permettra donc aux poutres mixtes de franchir de grandes portées et de réduire le nombre de poteaux intermédiaires. La possibilité d'obtenir des capacités en flexion et des rapports portée/profondeur plus élevés dans leurs conceptions fait des poutres mixte une méthode extrêmement populaire de construction de plancher. De plus, la légèreté des poutres mixtes offre un avantage économique en termes de coût de construction par la possibilité de réduire les dimensions des poteaux et des fondations. C'est donc grâce à ces multiples avantages que l'utilisation des poutres mixtes est très répandue dans le milieu de la construction métallique, notamment dans la construction des ponts mixtes et des planchers mixtes des bâtiments métalliques [1]. Par exemple en France, le nombre de nouveaux ponts mixtes acier-béton a augmenté de 25% entre 1975 et 1995 [5]

Plusieurs études ont été réalisées sur les poutres mixtes; Selon Trouillet (1987) [11], c'est Andrews en 1912, qui a étudié en premier leur comportement par le développement d'une méthode de calcul de la section transversal en utilisant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux et en considérant que la connexion entre les deux matériaux est uniquement par le frottement naturel qui existe entre les deux surfaces. Ce modèle donnait une résistance élevée par rapport à celle des poutres en acier seul (d'environ 7%), cependant il existait un problème de dislocation des surfaces des deux matériaux qui ne permet pas de franchir le seuil de la résistance maximale de la section transversale de la poutre mixte.

Par conséquent, il en déduit qu'il est nécessaire d'ajouter des dispositifs de connexion à l'interface acier-béton nommés « connecteurs de cisaillement » afin de développer une interaction infiniment rigide, soit une « connexion complète » [4]. Sachant qu'avec ce type de connexion, la capacité portante des poutres mixte augmente de de plus de 50% par rapport aux poutres non mixtes « connexion nulle » [16]. Lorsque le nombre de connecteurs est insuffisant à l'interface, le terme « connexion partielle » est alors évoqué. Dans ce cas, un glissement se produit entre la dalle de béton et la poutre en acier et la capacité de la poutre mixte se réduit en fonction du degré de connexion.

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

Le calcul et le dimensionnement des poutres mixtes acier-béton s'effectue généralement en appliquant les méthodes proposées par des règlements en vigueur, à savoir l'Eurocode 4 [45] en Europe et le D.T.R-BC-2.4.10 [47] en Algérie. Il est à noter que ces deux codes illustrent quasiment les mêmes principes de conception des poutres mixtes acier-béton, en effet les deux règlements se basant sur deux états aux limites : l'état aux limites ultimes (ELU) pour le calcul des résistances élastique et plastique maximales d'un côté, et l'état aux limites de service (ELS) pour vérifier les critères d'exploitation par rapport au confort et à la sécurité de la structure.

Les travaux trouvés dans la littérature [21-29] montrent que le comportement de la poutre mixte dépend du type de connecteur de cisaillement utilisé à l'interface. En effet, les connecteurs de cisaillement ont le rôle de maintenir la connexion entre la dalle de béton et la poutre en acier en résistant aux différentes sollicitations qui se produisent à l'interface acier-béton, à savoir le cisaillement, la flexion et la traction. Les essais de push-out sont généralement utilisés pour déterminer leur comportement interne dans la dalle de béton. D'après les travaux réalisés par Siess et al. [21] et Viest et al. [72], les connecteurs de cisaillement sont généralement classés comme rigides ou ductiles selon leur comportement avec le béton. Les connecteurs rigides tels que le connecteur en buté présente une grande résistance au cisaillement mais avec une faible capacité de déformation. Dans ce cas, le connecteur est trop rigide et impacte brutalement le béton ce qui induit à une rupture fragile au niveau de la connexion. D'autre part, les connecteurs ductiles tels que les connecteurs en Canal, permettent un glissement important à l'interface en raison de leur grande capacité de déformation. Ces connecteurs ductiles assurent ainsi un comportement global approprié à la poutre mixte en évitant la rupture au niveau de la connexion. Par conséquent, la ductilité est une caractéristique importante que le connecteur de cisaillement doit avoir aussi bien que la résistance, pour que la poutre mixte ait un fonctionnement souhaitable [11].

Les connecteurs de cisaillement de type goujon à tête sont les plus couramment utilisés dans la construction mixte. Selon les nombreuses études menées sur les goujons à tête à travers les tests de push-out [89-95], la popularité de ce type de connecteurs est due à la technique particulière de son installation sur la poutre en acier par le soudage au pistolet qui permet une exécution rapide et efficace. Cependant, il est à noter que pour l'application de cette technique de soudage, des équipements spécifiques et des générateurs de forte puissance électrique (environ 225 kVA) sur le site sont nécessaires, en plus des ouvriers qualifiés pour la mise en œuvre. Ces exigences ne sont pas toujours satisfaites dans les chantiers, car les équipements de soudage au pistolet sont coûteux et leur acquisition n'est pas disponible dans certains pays, de plus, il est difficile de fournir une énergie électrique suffisante dans tous les chantiers pour alimenter ces équipements de soudage. Cela peut rendre la construction très coûteuse lorsque les goujons sont utilisés dans des structures mixtes acier-béton.

En outre, il convient de noter que les goujons à tête présentent également des insuffisances au niveau des performances mécaniques dans les poutres mixtes. Car certes ce connecteur a une forme cylindrique qui le rend résistant dans toutes les directions perpendiculaires à l'axe de la tige, cependant, sa petite section circulaire donne une résistance au cisaillement limitée, par

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

conséquent, un grand nombre de goujons doivent être installés pour assurer la connexion acier-béton. En plus de sa tête de petites dimensions, qui ne garantit pas une résistance suffisante contre le soulèvement de la dalle de béton.

De nombreux travaux ont présenté différents types de connecteurs au cours des dernières décennies pour remplacer les goujons à tête [140]. Une variété de formes et de dispositifs a été proposées afin de fournir un comportement approprié à l'interface acier-béton tel que les connecteurs en Canal, les connecteurs Perfobond, les connecteurs X-HVB, ... etc. Chaque connecteur présente des avantages mais aussi des inconvénients dans son utilisation, en effet il existe toujours des imperfections soit structurelles (résistance, stabilité ou ductilité) ou bien fonctionnelles (installation, fabrication ou fournitures) qui sont enregistrés avec ses connecteurs. De ce fait et selon plusieurs chercheurs tel que Bezerra et al. [153], la conception d'autres type de connecteurs alternatifs au connecteurs de cisaillement conventionnels tels que les goujons à tête est toujours d'actualité.

Dans le cadre de cette thèse, un nouveau type de connecteur innovant en forme d'OMEGA a été développer comme alternative aux connecteurs de cisaillement conventionnelle pour les poutres mixtes acier-béton. Ce connecteur a un processus de fabrication simple et une technique d'installation pratique sur la poutre en acier avec peu de ressources. La forme de ce connecteur proposé a été conçue dans le but de remédier aux problèmes liés à l'utilisation de connecteurs conventionnels pour obtenir un meilleur comportement dans la poutre mixte, à savoir : **(a)** Une résistance élevée contre la force de cisaillement de l'interface. **(b)** Une ductilité adéquate pour le bon fonctionnement de la poutre mixte. **(c)** Une bonne stabilité contre le soulèvement de la dalle de béton. Et enfin **(d)** La capacité à assurer le développement de la résistance plastique maximale de la poutre mixte, même avec un degré de connexion réduit (connexion partielle).

L'objectif de la thèse est donc d'étudier le comportement du connecteur OMEGA dans la connexion acier-béton à travers des programmes d'expérimentations (essais de push-out et de poutres mixtes) et la simulation numérique (étude paramétrique). Les résultats permettront alors de vérifier efficacité de ce connecteur proposé par rapport aux caractéristiques qu'un connecteur idéal doit avoir pour fournir un comportement approprié à la connexion interne acier-béton et ainsi qu'à la poutre mixte d'une manière générale.

Le contenu de cette thèse est organisé en cinq chapitres principaux. Sachant que pour chaque chapitre, un aperçu du contenu est présenté par une brève introduction au début, et les principales constatations et résultats sont résumés par des conclusions à la fin :

**Chapitre 1 :** Une recherche bibliographique est présentée dans ce chapitre sur les poutres mixtes acier-béton afin de comprendre le principe de fonctionnement de la poutre mixte en fonction des paramètres qui influencent son comportement. De plus, les différentes méthodes de calcul et de conception des poutres mixtes, en particulier la proposition des règlements en vigueur (l'Eurocode 4 [45] et le D.T.R-BC-2.4.10 [47]) sont évoquées dans ce chapitre.

## ***INTRODUCTION GENERALE***

---

**Chapitre 2 :** Dans ce chapitre le mécanisme du connecteur de cisaillement contre les sollicitations à l'interface des poutres mixtes acier-béton est expliqué afin de comprendre son comportement dans la connexion. En plus, plusieurs types de connecteurs de cisaillement trouvés dans la littérature ont été revus pour mettre en évidence les avantages et les imperfections de chacun sur le plan structurel et fonctionnel. Les constatations de cette recherche bibliographique vont permettre de proposer un nouveau type de connecteurs de cisaillement innovant en forme d'OMEGA à étudier dans le cadre de cette thèse et de l'avancer comme solution alternative aux connecteurs conventionnels.

**Chapitre 3 :** Des essais de push-out ont été réalisés dans ce chapitre sur les connecteur OMEGA de différentes formes (forme primaire et forme améliorée) et de dispositions (disposition transversale et longitudinale) pour examiner le comportement des connecteurs OMEGA dans la connexion acier-béton. Les résultats obtenus ont été exploités pour déterminer la résistance de ce connecteur contre le cisaillement et le soulèvement de la dalle, sa ductilité dans la connexion et son mode de ruine avec le béton. En outre, des spécimens supplémentaires de l'essai de push-out ont été préparés sur les connecteurs les plus utilisés à savoir les goujons à tête dans le but de comparer les performances des connecteur OMEGA avec celles des connecteurs conventionnels de type goujon à tête.

**Chapitre 4 :** Une étude paramétrique a été développée dans ce chapitre en utilisant la simulation numérique par le logiciel Abaqus dans le but d'approfondir les investigations sur les connecteurs OMEGA (de la forme améliorée). L'objectif est d'évaluer l'influence de la surface de cisaillement, la hauteur et la largeur du connecteur OMEGA d'une part et l'influence de la résistance de la dalle de béton d'autre part sur le comportement et de la connexion acier-béton. De plus, dans ce chapitre une équation de la prédiction de la résistance des connecteur OMEGA a été développée.

**Chapitre 5 :** Dans ce dernier chapitre, deux spécimens de poutre mixte avec les connecteurs OMEGA ont été examinés avec une connexion complète et une connexion partielle de degré de connexion  $\eta = 0.5$ . Une étude analytique a été d'abord effectuée sur les deux spécimens de poutre mixte, et par la suite ces spécimens ont été préparés pour la procédure expérimentale de flexion à 4 points. Les résultats obtenus sont analysés et évalués afin de vérifier si les connecteurs OMEGA permettent un comportement convenable à la poutre mixte en flexion, qu'elle soit avec une connexion complète ou avec une connexion partielle.

**Chapitre 1 :**

***Poutres mixtes acier-béton : Recherche  
bibliographique***

## 1. Introduction

D'une manière générale, la construction mixte implique l'utilisation de différents matériaux ou différents composants au sein d'un même élément structurel. Cet élément structurel mixte est conçu de manière à utiliser au mieux les propriétés de chacun des matériaux en présence. Dans la littérature, une variété de composition des matériaux pour un travail en commun est proposée : acier-béton, bois-béton ou bien acier-bois. Cependant, la composition acier-béton est la plus répandue dans la construction mixte dans le domaine du bâtiment et des ouvrages d'arts en raison des performances structurelles et de mise en disposition qu'elle fournit par rapport aux autres combinaisons [1]. Ce système de structure acier-béton apporte aussi d'autres avantages, à savoir :

- Le béton a une bonne résistance à la compression et l'acier présente une grande résistance à la traction.
- La présence du béton va réduire les effets d'instabilité de l'élément en acier notamment le déversement de la semelle supérieure des profilés en I.
- La collaboration entre le béton rigide et l'acier ductile va permettre à la structure mixte de se comporter de manière optimale contre les charges climatiques et sismiques.
- Le béton va apporter une protection à l'acier contre la corrosion et le feu, rendant ainsi la structure plus durable et sécuritaire.
- La combinaison des deux matériaux fournit une grande résistance, ce qui permet de franchir de plus grande portées des éléments mixte.
- La grande portée des éléments horizontaux mixte acier-béton permet de réduire le nombre de poteaux intermédiaire ce qui offre à la fois un avantage économique et architectural.

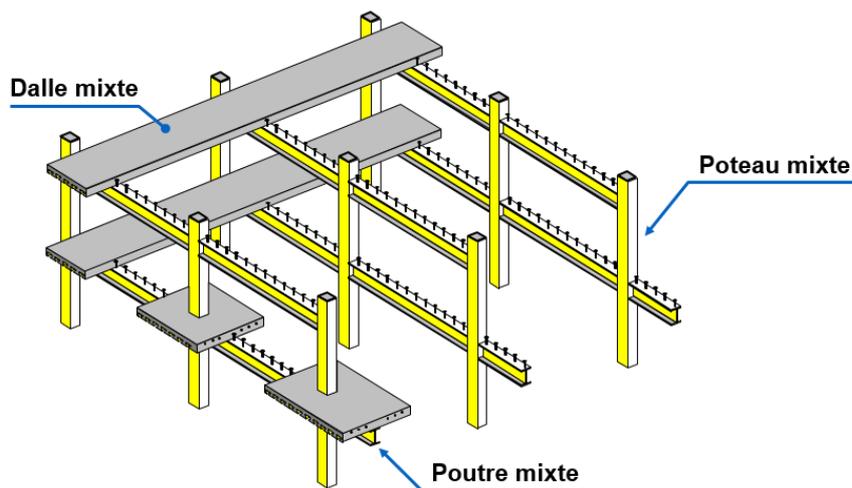
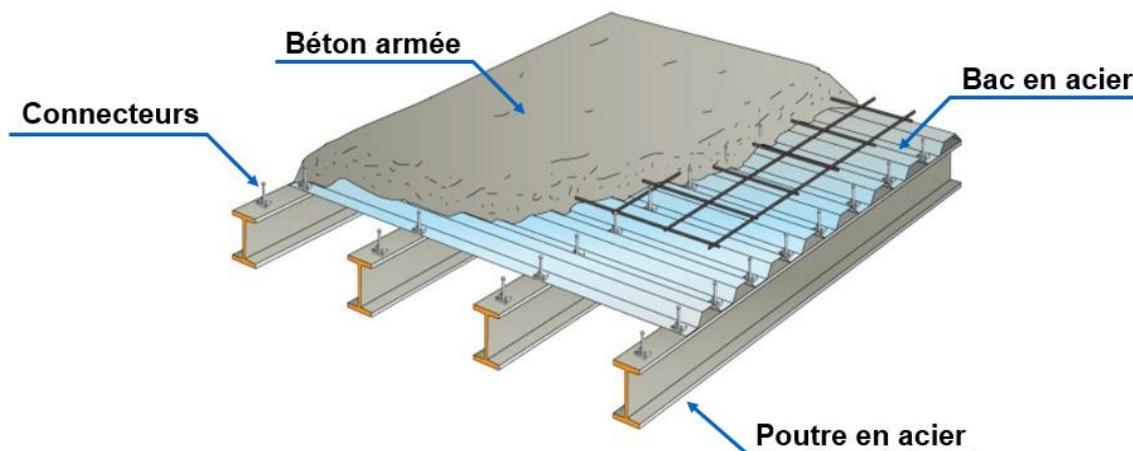


Figure 1.1 Construction mixte acier-béton [68].

Parmi les structures mixtes acier-béton, les plus utilisées dans la construction mixte sont :

- (a) Les poteaux mixtes (voir la **Fig. 1.1**) qui ont le rôle de reprendre les charges verticales, ils sont réalisés par l'enrobage partiel ou total du béton d'un profilé métallique, ou bien par le remplissage d'un tube métallique par le béton [2].
- (b) Les dalles mixtes (illustré sur la **Fig. 1.1**) qui doivent supporter la charge répartie entre deux poutres métalliques, elle se compose d'une dalle de béton et d'un bac en acier qui sert comme armature sur la fibre inférieure tendue.
- (c) Les planchers mixtes acier-béton, comme c'est illustré sur la **Fig. 1.2** sont la forme la plus ancienne de la méthode de construction mixte enregistrée dans la littérature ouverte. Elles constituent un système efficace pour les constructions de grandes exigences, qu'elles soient structurelles, économiques ou architecturales. Les principaux composants d'un plancher mixte acier-béton sont la dalle de béton, la poutre en acier et les connecteurs de cisailement. Ce plancher peut contenir aussi un bac en acier qui est en fait une tôle nervurées galvanisées. Elle sert de coffrage sur lequel la dalle de béton est coulée, de plus, sa résistance en flexion est prise en considération dans la capacité portante du plancher mixte. Il est à noter que l'efficacité de la combinaison (dalle de béton-poutre en acier) communément appelée 'poutre mixte acier-béton' dépend des connecteurs de cisailement qui ont le rôle important d'assurer la liaison entre les deux matériaux pour un comportement global convenable de la poutre mixte.



**Figure 1.2** Plancher mixte acier-béton [69].

Cette thèse a été menée pour développer un nouveau type de connecteur de cisaillement efficaces et pratiques pour un comportement souhaitable des poutres mixtes. Par conséquent, ce chapitre présente et discute les résultats des travaux de recherche et des études existants dans la littérature au sujet des poutres mixtes. De plus, ces publications de recherche ont été examinées de manière approfondie afin de comprendre et d'apprécier pleinement le concept et le développement des nouveaux connecteurs.

## 2. Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont l'association de deux matériaux les plus utilisés dans la construction à savoir l'acier et le béton. Le principe de la poutre mixte est de disposer une dalle de béton sur un profilé en acier (comme présenté sur la **Fig. 1.3**) dans le but d'utiliser les avantages structurels de chaque matériau pour un travail commun et complémentaire. Etant donné que les poutres sont généralement sollicitées en flexion, La dalle de béton va donc résister aux efforts de compression sur la partie supérieure, et la poutre en acier va résister aux efforts de traction sur la partie inférieure de la poutre mixte. Sachant que le béton a une bonne résistance à la compression par rapport à celle de traction (qui est souvent considérée négligeable). L'acier se comporte bien à la compression qu'à la traction, mais la rigidité du béton va permettre de réduire les phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées [3]. Cette combinaison permet de réduire la section du profilé métallique par la reprise du béton des efforts de compression, tout en garantissant une grande résistance aux différentes sollicitations. Cependant, il est nécessaire d'assurer la connexion à l'interface acier-béton en utilisant des connecteurs de cisaillement afin de développer le comportement combiné de la poutre mixte [4].

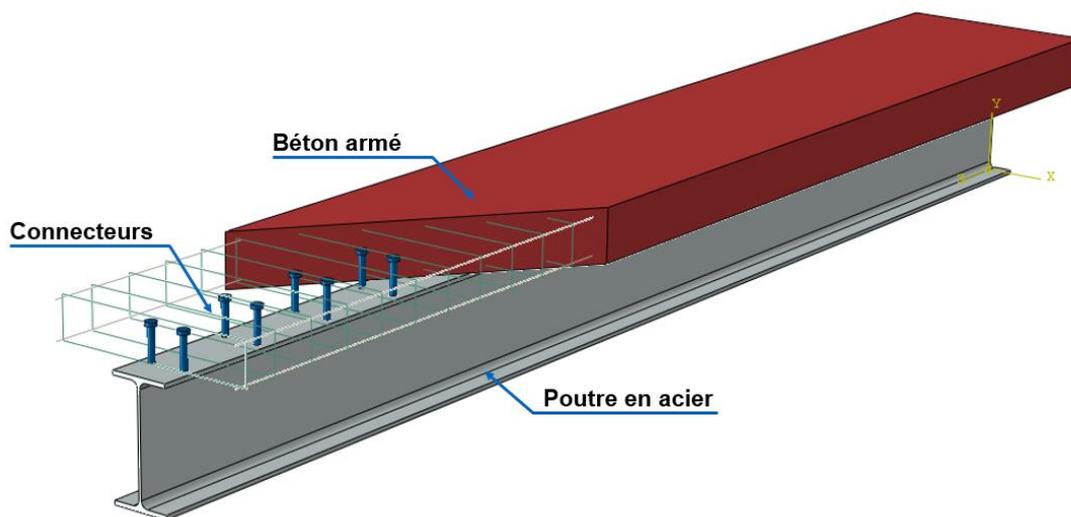
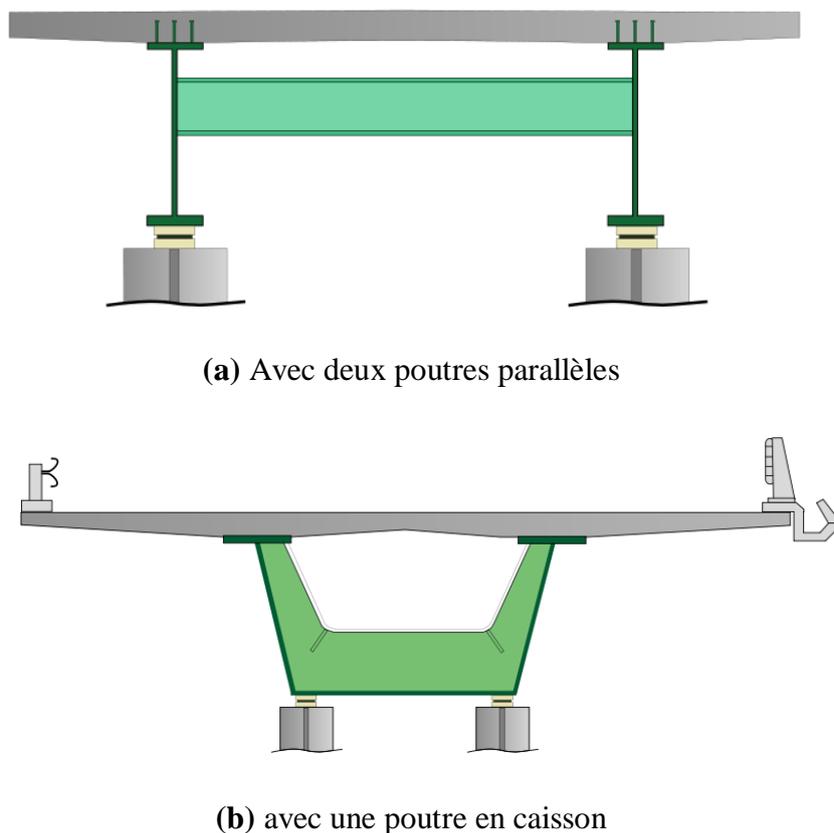


Figure 1.3 Poutre mixte acier-béton.

Les poutres mixte acier-béton sont très utilisées dans les ouvrages d'art, plusieurs ponts avec des portées allant de 30 m à 90 m sont réalisés. En France à titre d'exemple, le nombre de nouveaux ponts mixtes a augmenté de 25% en 15 ans (de 1975 à 1995) [5]. Les ponts mixtes sont souvent constitués d'une dalle de béton qui repose sur deux poutres en acier parallèles assemblées par des entretoises (**Fig. 1.4.a**). Les poutres en caisson sont aussi utilisées pour les ponts mixtes (**Fig. 1.4.b**) mais la première configuration reste la plus pratiquée pour des raisons de mise en œuvre et économiques [6].



**Figure 1.4** Ponts mixte acier-béton.

Pour le bâtiment, les poutres mixte acier-béton sont en constante augmentation d'utilisation du fait du développement de l'industrie de l'acier pour la construction (70% de part de marché concernant les bâtiments industriels français par exemple [7]). Il existe plusieurs types de poutre mixte acier-béton par la variété de leurs sections transversales. La plus conventionnelle est celle avec la section transversale en forme de T (voir la **Fig. 1.5.a**). Elle consiste à relier directement la dalle de béton avec la poutre en acier (en profilé laminé ou reconstitué soudé) à travers les connecteurs de cisaillement. Pour ce type de poutre mixte, la dalle de béton est soit coulée sur un coffrage maintenu avec la poutre en acier, ou bien elle est préfabriquée et assemblée dans le chantier par boulonnage, comme cela été présenté par Pavlović et al [8] dans leur travail.

Il y également des poutres mixtes où leurs dalles de béton ont un renformis due au coulage sur des bacs en acier en forme trapézoïdale (voir la **Fig. 1.5.b**). La présence du renformis va générer un moment d'inertie important ce qui permet à la poutre mixte de fournir une grande résistance à la flexion. Cependant ce type de poutre mixte reste rare dans les bâtiments de construction [9]. Des poutres mixtes avec des profilés métalliques en caisson (profilé creux laminé en forme rectangulaire) comme c'est illustré sur la **Fig. 1.5.c** sont aussi utilisées dans la construction mixte, plus particulièrement pour les ponts de grande portée. Les poutres en acier peuvent être partiellement enrobées en béton armé dans les deux chambres du profilé comme c'est présenté sur la **Fig. 1.5.d**, le but est de concevoir des poutres mixtes avec une rigidité plus importante. Toutefois dans cette thèse, on s'intéresse au comportement des poutre mixte acier-béton avec la section transversale en forme de T, car c'est la plus courante dans le bâtiment.

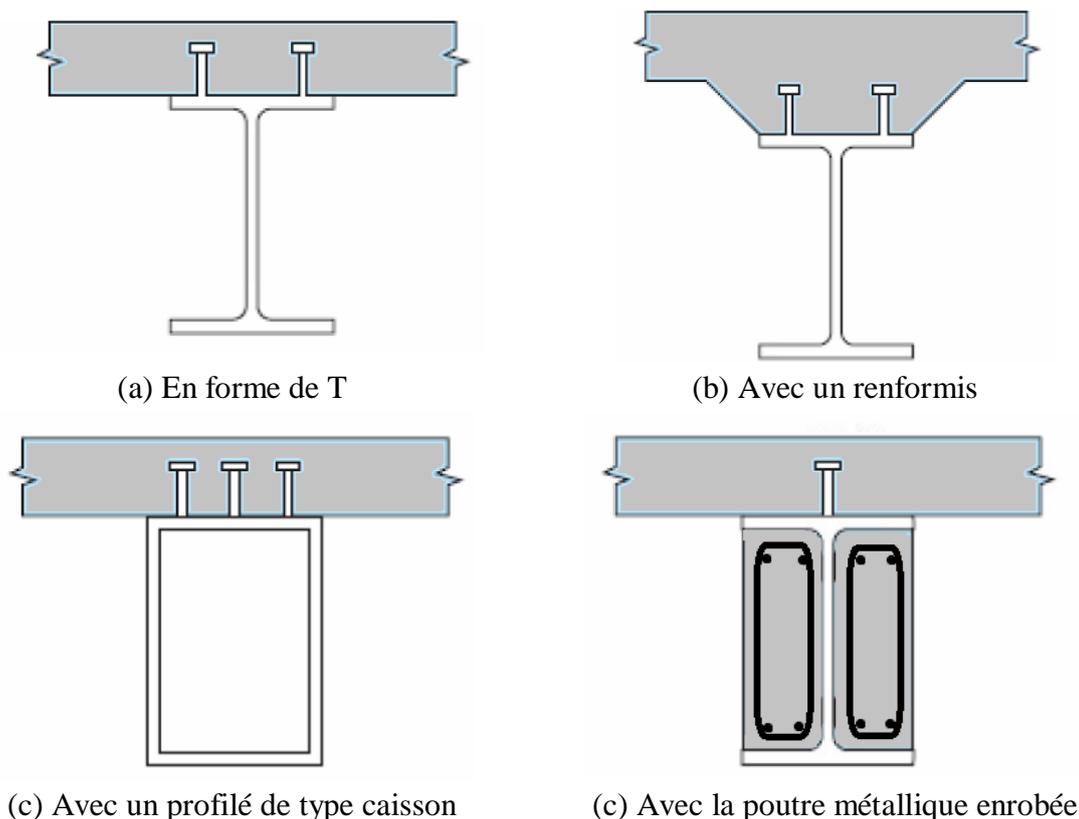


Figure 1.5 Exemples de type de poutres mixtes [10].

### 3. Principe de fonctionnement de la poutre mixte acier-béton

#### 3.1 Historique de l'étude de la poutres mixte acier-béton

D'après Trouillet [11], le premier à avoir combiner une poutre en acier avec une dalle de béton pour un travail en commun était Andrews en 1912. Il considérait que les deux matériaux avaient une connexion par adhérence naturelle. Ce modèle de connexion donnait une résistance supérieure à celle d'une poutres métallique seule, toutefois le problème du détachement des surfaces des deux matériaux ne permettait pas de franchir le seuil de la résistance plastique maximale. L'étude expérimentale la plus complète sur les poutres mixtes reposant principalement sur la liaison naturelle a été rapportée par Batho et al [12] en 1939. Les chercheurs ont remarqué que toutes les poutres se sont rompues dès qu'un glissement s'est produit entre la poutre en acier et la dalle de béton. Ces premières investigations ont en outre indiquées que la faiblesse de l'adhérence peut être corrigée par des connecteurs mécaniques fixés à la semelle supérieure de la poutre en acier et noyés dans le béton de la dalle. Une revue bibliographique sur les poutres mixtes sans connecteurs de cisaillement est rapportée en détail par Viest [13]. Newmark en 1951 [14], a analysé 3 poutres mixtes avec des connecteurs de cisaillement disposés à l'interface. A partir de son hypothèse analytique développée et des résultats expérimentaux obtenus, il propose la notion d'interaction et met en évidence le degré de connexion. Cela concerne en fait l'utilisation de 3 type de connexion (connexion nulle, connexion complète et connexion partielle) pour les poutres mixtes.

### 3.2 Types d'interaction dans les poutres mixtes

La liaison entre la dalle de béton et la poutre en acier est assurée par les connecteurs de cisaillement dans les poutres mixtes. Les connecteurs doivent résister au cisaillement qui se produit à l'interface le long de la poutre mixte lorsque cette dernière est soumise à la flexion. Le type d'interaction utilisé à l'interface acier-béton est donc l'un des paramètres le plus important qui influence le comportement global de la poutre mixte. En effet, Si la dalle de béton et la poutre métallique sont librement superposées, les deux éléments fléchissent de manière indépendante et un glissement est engendré sur leur interface. En revanche, lorsqu'un nombre suffisant de connecteurs de cisaillement sont disposés à l'interface acier-béton, l'action mixte est développée par le transfert des efforts entre les deux matériaux et de ce fait la poutre mixte fléchit comme un seul élément sans produire de glissement à l'interface, ainsi la résistance et la raideur sont augmentées.

Le schéma présenté sur la **Fig. 1.6** illustre l'influence du type d'interaction utilisée entre les deux matériaux d'une poutre mixte sollicitée en flexion. Dans le cas où aucune interaction n'est considérée entre la dalle de béton et la poutre en acier (**connexion nulle**), chacun des deux éléments va reprendre la moitié des efforts de compression et de traction. La flèche et les déformations du système sont moins importantes que dans le cas où un seul de ces deux éléments est soumis au même chargement [15]. Car lorsque l'interaction est inexistante, la rigidité en flexion de la poutre mixte  $(EI)_{a,b}$  est considérée égale à la somme des deux raideurs des deux matériaux (pour la dalle de béton  $(EI)_b$  et poutre la poutre en acier  $(EI)_a$ )

$$(EI)_{a,b} = (EI)_a + (EI)_b$$

D'un autre côté si l'hypothèse d'une interaction infiniment rigide (aucun glissement) est considérée entre les deux matériaux superposés, on parle désormais d'une **connexion complète**. Dans ce cas la poutre mixte est assimilée comme un seul élément avec un seul axe neutre sur sa section transversale homogène. En flexion, la partie qui se trouve au-dessus de l'axe neutre va reprendre les efforts de compression tandis que la partie qui se trouve au-dessous de l'axe neutre va supporter les efforts de traction. Sachant qu'au niveau de l'axe neutre, les déformations des deux matériaux sont nulles. La position de l'axe neutre sur la section transversale dépend des dimensions et des résistances de la dalle de béton et de la poutre en acier.

Avec une connexion complète, la rigidité en flexion de la poutre mixte est significativement augmentée en raison de la forte inertie de la section homogène (voir la **Section 5.3.1.1**), par conséquent une grande résistance en flexion est fournie par la poutre et la flèche est réduite considérablement par rapport à celle d'une poutre en acier seul sollicitée au même chargement. Il a été constaté que l'utilisation de connecteurs de cisaillement dans les poutres composites augmentait la capacité portante de plus de 50% par rapport aux poutres non composites ordinaires [16].

Dans le cas intermédiaire ou l'interaction n'est ni nulle ni complète, c'est-à-dire le nombre de connecteurs de cisaillement installé à l'interface ne permet pas une interaction suffisamment rigide pour éliminer le glissement à l'interface entre la dalle de béton et la poutre en acier comme pour le cas d'une connexion complète. Dans ce cas de figure la connexion est dite **partielle**. Les poutres partiellement mixtes sont définies par le degré de connexion  $N/N_f$ , où  $N$  est le nombre de connecteurs réellement utilisés et  $N_f$  est le nombre de connecteurs de cisaillement requis pour un comportement entièrement mixte (connexion complète).

Une poutre mixte avec une telle connexion a sur sa section transversale deux axes neutres, un sur la dalle de béton et un autre sur la poutre en acier et leurs positions se trouvent entre les axes neutres des deux matériaux (le cas où la connexion est nulle) et l'axe neutre de la section homogène (le cas où la connexion est complète). Par conséquent les deux matériaux sont soumis aux effort de compression et de traction. Sur la **Fig. 1.6 [17]** est illustré les différentes positions des axes neutres selon le type de connexion utilisée pour la poutre mixte. Pour ce qui concerne la raideur, la connexion partielle engendre une raideur plus grande que celle d'une poutre mixte avec une connexion nulle, mais moins importante que celle d'une poutre avec une connexion complète.

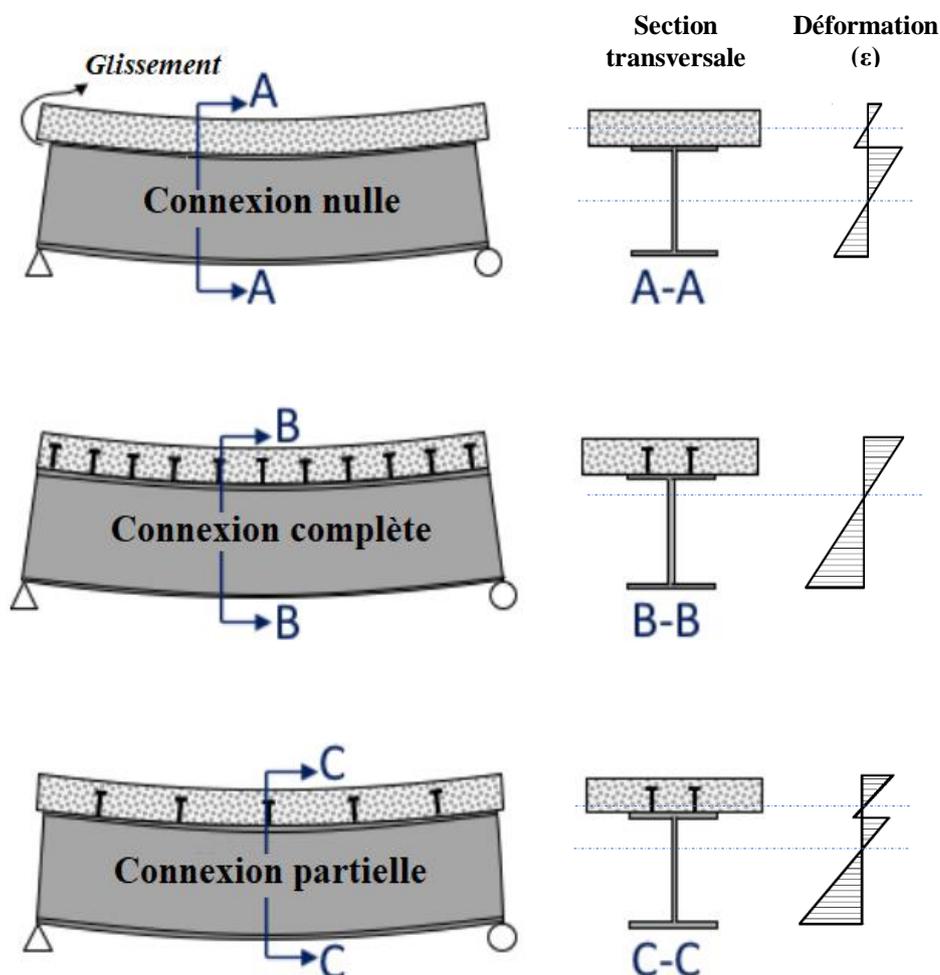


Figure 1.6 Type de connexion à l'interface de la poutre mixte [17].

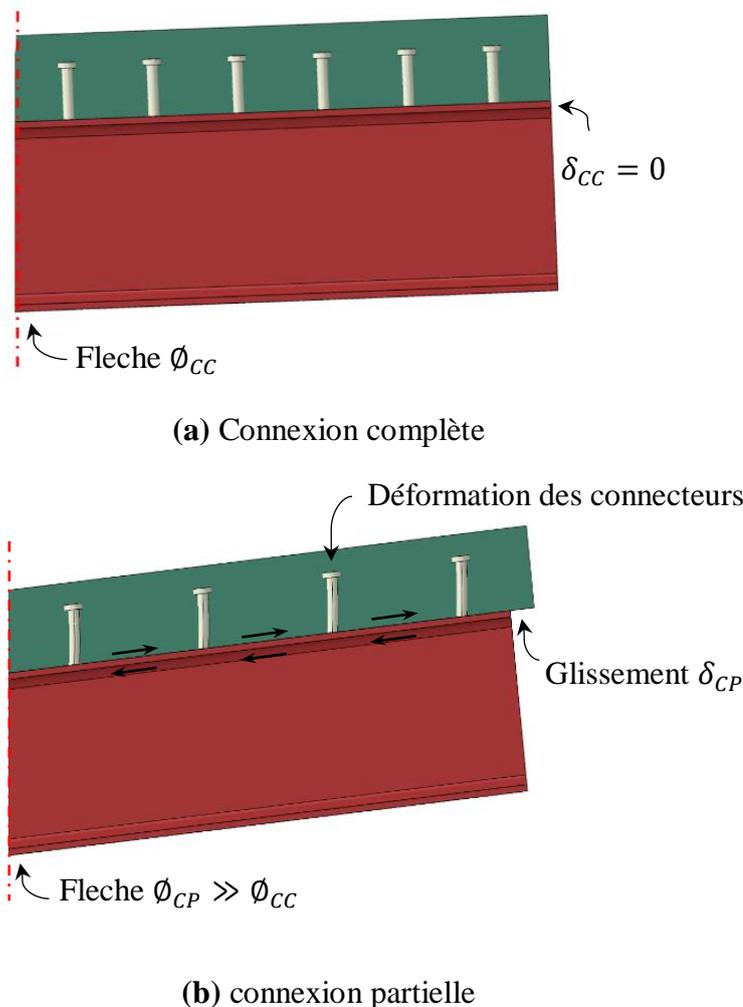
Une poutre mixte avec une connexion partielle peut être une solution dans des situations de mise en disposition, en effet, il n'est pas toujours possible ou nécessaire d'avoir une connexion de cisaillement complète. Par exemple, le nombre de connecteurs de cisaillement requis pour obtenir une connexion de cisaillement complète peut être si grand que des difficultés d'installation de ces connecteurs à l'interface peuvent avoir lieu [18]. La connexion partielle est également choisie pour des raisons économiques par la limitation le nombre de connecteurs.

### **3.3 Influence de la connexion sur la poutre mixte acier-béton**

La poutre mixte étant un élément horizontale est sollicité principalement par flexion, son comportement est lié au types de connexion et aux connecteurs de cisaillement utilisés. Il est à noter que certains chercheurs, comme Papastergiou et Lebet [19] et Luo et al. [20] ont adaptés des méthodes alternatives pour la liaison entre l'acier et le béton tels que la colle adhésive. Mais l'utilisation des connecteurs de cisaillement mécaniques reste la plus conventionnelle. Selon Trouillet [11] Une multitude de forme de connecteurs de cisaillement ont été conçus dans le but de permettre un fonctionnement adéquat de la poutre mixte. En 1952, Siess, Viest et Newmark [21] ont présenté une étude sur plusieurs poutres mixtes (toutes conçues avec des connexions complètes) avec différents types de connecteurs (connecteur en canal, arceaux et goujons), il reporte de leurs investigations que le type de connecteurs avait une influence sur la rigidité en flexion des poutres, le mode de ruine et la durée de vie en fatigue. En effet, La poutre mixte va réagir en flexion selon la ductilité et la résistance du connecteur de cisaillement utilisé dans son interface.

De leurs coté Chapman et Balakrishnan [22] (1964) ont réalisé une étude sur 17 poutres mixte en forme de T simplement appuyées, le nombre de connecteurs a été variés afin d'étudier l'influence du degré de connexion. La résistance théorique plastique a été calculée sur la base d'une simple distribution rectangulaire des contraintes du béton, en utilisant la limite d'élasticité mesurée pour l'acier et la résistance cylindrique du béton. En comparant la résistance expérimentale obtenus et celle calculée analytiquement, les chercheurs ont conclu que pour atteindre la résistance ultime plastique de la poutre mixte, la connexion doit être complète et donc les connecteurs de cisaillement doivent être assez nombreux et résistant pour supporter l'effort de cisaillement horizontal existant à l'interface (voir la **Fig. 1.7.a**).

Pour les poutres mixtes avec une connexion partielle, un glissement se produit à l'interface acier-béton et celui-ci engendre des disfonctionnements du comportement de la poutre mixte par rapport à la résistance en flexion, la rigidité en flexion et le mode de ruine [23]. Des recherches tels que celle de Yam et Chapman (1968) [24] et celle de Mc Garraugh et Baldwin (1971) [25] ont montré que l'utilisation d'un nombre moindre de connecteurs réduirait la résistance ultime de la poutre en dessous de la valeur obtenue par les poutres mixtes avec une connexion complète.



**Figure 1.7** Influence du degré de connexion sur la poutre mixte

D'autres poutres mixtes avec des connexions partielles ont été testées à l'Université de Cambridge par Barnard et Johnson [26]. Les résultats ont révélé que la connexion partielle réduisait le moment résistant des poutres mixtes et engendrait l'accroissement des flèches verticales à mi-travée avant la rupture, produisant ainsi plus de plastification des matériaux. Cette perte de résistance avait été liée par l'effet du glissement généré à l'interface acier-béton comme c'est schématisé sur la **Fig. 1.7.b**. La **Fig. 1.8** illustre cette influence du degré de connexion sur les poutres mixtes par des courbes moment-flèche.

La rigidité en flexion d'une poutre mixte peut être décrite par sa flèche verticale sous une charge de service. La flèche verticale peut être influencée par le glissement à l'interface acier-béton d'une poutre. Une série de test de poutres mixtes avec des goujons à tête a été effectuée par Slutter et Driscoll [27] à l'Université de Lehigh pour étudier la rigidité des poutres mixtes. Ils ont déduit que l'amplitude du glissement peut affecter l'étendue de la flèche à laquelle le moment ultime s'est produit. Par conséquent, la rigidité en flexion diminue lorsque le nombre de connecteurs n'est pas suffisant pour contrer le glissement produit à l'interface de la poutre mixte (le cas de la connexion partielle, voir la **Fig. 1.7**). Sachant que la diminution de la rigidité en flexion n'est pas très recommandée pour un comportement efficace de la poutre mixte [28].

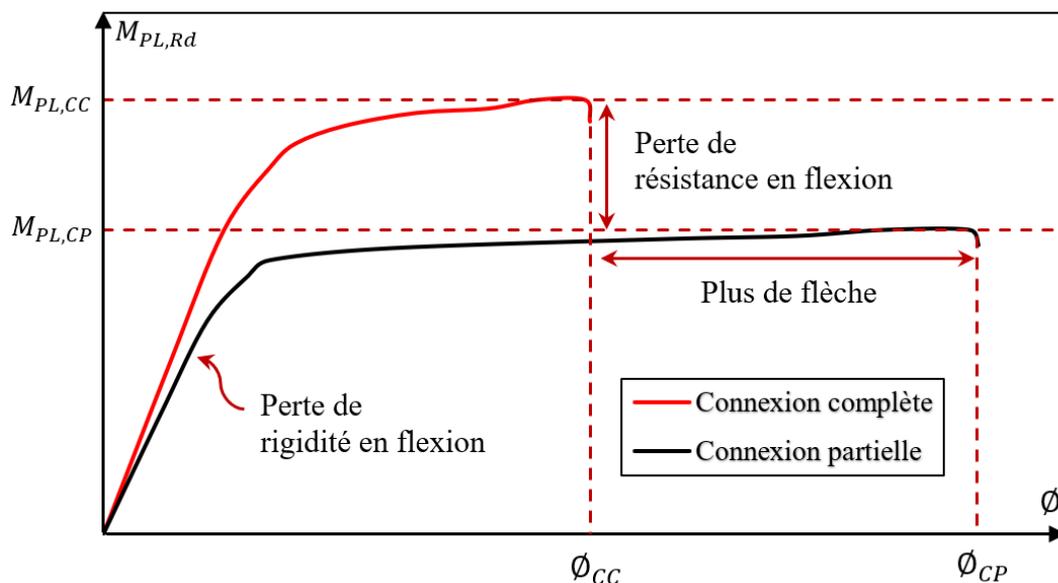


Figure 1.8 Différence entre les courbes  $M-\phi$  entre la connexion complète et partielle.

Les connecteurs de cisaillement installés dans l'interface des poutres mixte avec connexion partielle doivent avoir une bonne capacité de déformation pour supporter le glissement produit à l'interface et maintenir la connexion entre les deux matériaux. Oehlers et Sved [29] ont étudié l'effet de la résistance et de la ductilité des connecteurs de cisaillement sur la résistance à la flexion de poutres mixte acier-béton avec des connexions partielles simplement appuyées. Ils déduisent que les éléments en acier et en béton peuvent être complètement plastifiés à mi-portée (pour atteindre la résistance ultime à la flexion), lorsque les connecteurs de cisaillement ont une plasticité suffisante pour reprendre le glissement maximal produit à l'interface. En d'autres termes, les connecteurs doivent être assez ductile pour que la poutre mixte avec la connexion partielle atteinte sa résistance plastique maximale.

Une fissuration longitudinale sur la face supérieure de la dalle de béton peut se produire en raison de la forte déformation des connecteurs, ce qui peut entraîner une rupture prématurée si un renforcement par des armatures transversales est insuffisant. Cette constatation est également confirmée par Davies [30] où quatre poutres mixte ont été testées avec une variation de l'armature transversale et les résultats ont conclu qu'un renforcement par les armatures transversales inadéquat a permis une ruine sur la dalle de béton par division longitudinale le long de la ligne des connecteurs de cisaillement.

En résumé, les travaux mentionnés précédemment, montrent que la connexion acier-béton est un paramètre important à prendre en considération dans la conception et le dimensionnement de la poutre mixte et les éléments principaux qui peuvent influencer le comportement de la poutre mixte sont :

- Le type de connecteur de cisaillement à utiliser
- La résistance et la ductilité des connecteurs de cisaillement.
- Le degré de connexion (connexion complète ou partielle).

## 4. Comportement des matériaux de la poutre mixte acier-béton

Le comportement de la poutre mixte est défini par les agissement des matériaux qui la compose à savoir l'acier et le béton. Il est donc nécessaire de connaître les propriétés de ces deux matériaux pour étudier les poutres mixtes. Dans cette section les principes du comportement de l'acier seul et du comportement du béton seul en compression et en traction sont développés.

### 4.1 L'acier

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de carbone, c'est un matériau dit ductile du fait de sa grande plasticité. Sa densité varie autour ( $7320$  à  $7860 \text{ kg/m}^3$ ), en fonction de sa composition chimique et de son traitement thermique. La **Fig. 1.9** présente la loi de comportement uni-axiale typique de l'acier établi par un test de traction sur une éprouvette en acier, sachant que le comportement en compression de l'acier est symétrique du comportement en traction.

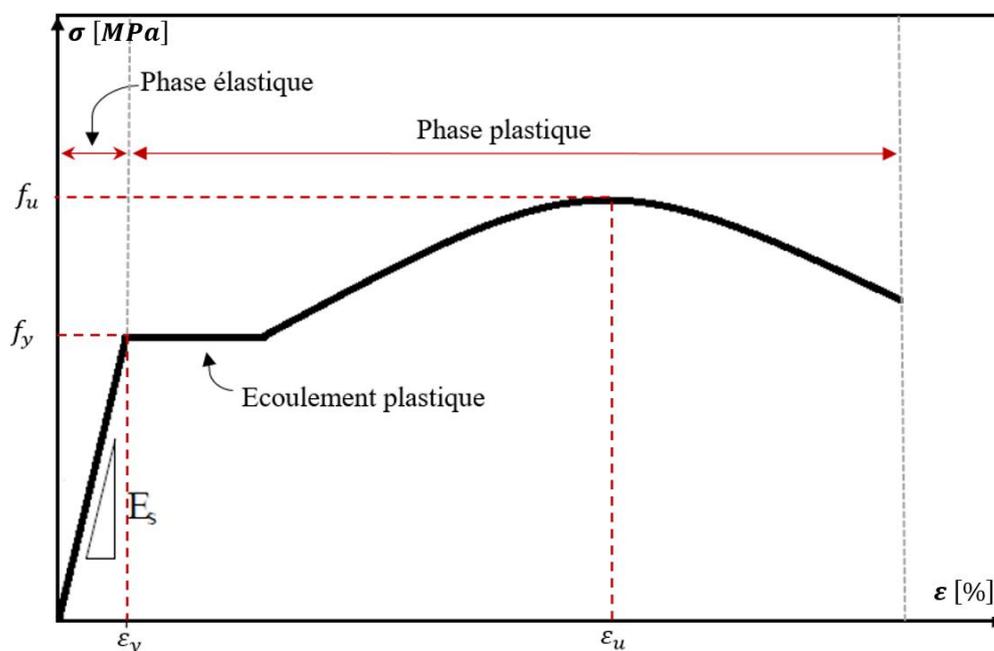


Figure 1.9 Loi de comportement de l'acier

Au début le comportement de l'acier est élastique et il est représenté par une droite linéaire de l'accroissement proportionnelle de la contrainte avec la déformation jusqu'à une contrainte limite d'élasticité  $f_y$  qui correspond à une déformation limite élastique  $\epsilon_y$ . La pente de cette droite nous permet de déterminer le module d'élasticité (de Young)  $E_s = f_y/\epsilon$ , souvent égale à environ  $210000 \text{ MPa}$ .

Dans cette phase élastique, le comportement de l'acier est réversible, c'est-à-dire qu'avant d'atteindre la limite élastique, le matériau revient à son état initial lorsqu'un déchargement est effectué.

En dépassant la déformation limite élastique  $\varepsilon_y$ , le matériau entre dans une phase d'écoulement plastique, une augmentation de la déformation se produit mais le niveau de contrainte reste stable sur la limite élastique  $f_y$ . Dans cette partie, l'acier entre dans sa phase plastique où les déformations sont irréversibles. Après cela, la contrainte augmente d'une manière non-linéaire avec la déformation jusqu'à ce que la contrainte ultime  $f_u$  soit atteinte. Celle-ci est suivie par une phase de striction qui précède la rupture de l'éprouvette [31].

Dans le dimensionnement de la poutre mixte, la limite élastique  $f_y$  est prise en considération pour faciliter les calculs et aussi pour permettre la sécurité structurelle [15]. En générale, les nuances d'acier des poutres les plus utilisées dans la construction métallique et mixte sont de S235 à S355 afin de permettre plus de plasticité du matériau et donc plus de ductilité à la structure. En effet comme le montre la **Fig. 1.10**, plus la limite élastique est grande plus le palier plastique est réduit [32].

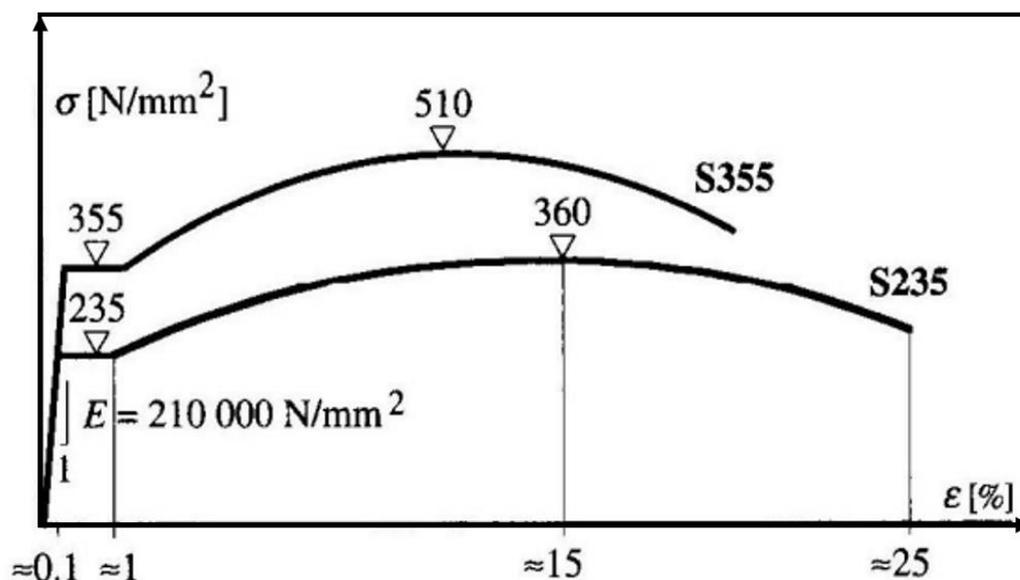


Figure 1.10 Influence de la limite élastique sur la ductilité de l'acier [32].

Le comportement multiaxial de l'acier peut être défini par le critère de Tresca ou bien celui de Von Mises. Ces critères de plasticité permettent de définir (par des fonctions développées) le seuil d'élasticité  $\sigma_e$  par des surface de charge qui sépare le domaine élastique du domaine plastique dans un repère de contraintes principales. La contrainte de cisaillement  $\tau_e$  est également donnée par ces deux critères, cependant le critère de Von Mises reste le plus précis et le plus utilisé.

Pour le critère de critère de Von Mises :

$$\sigma_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (1.1)$$

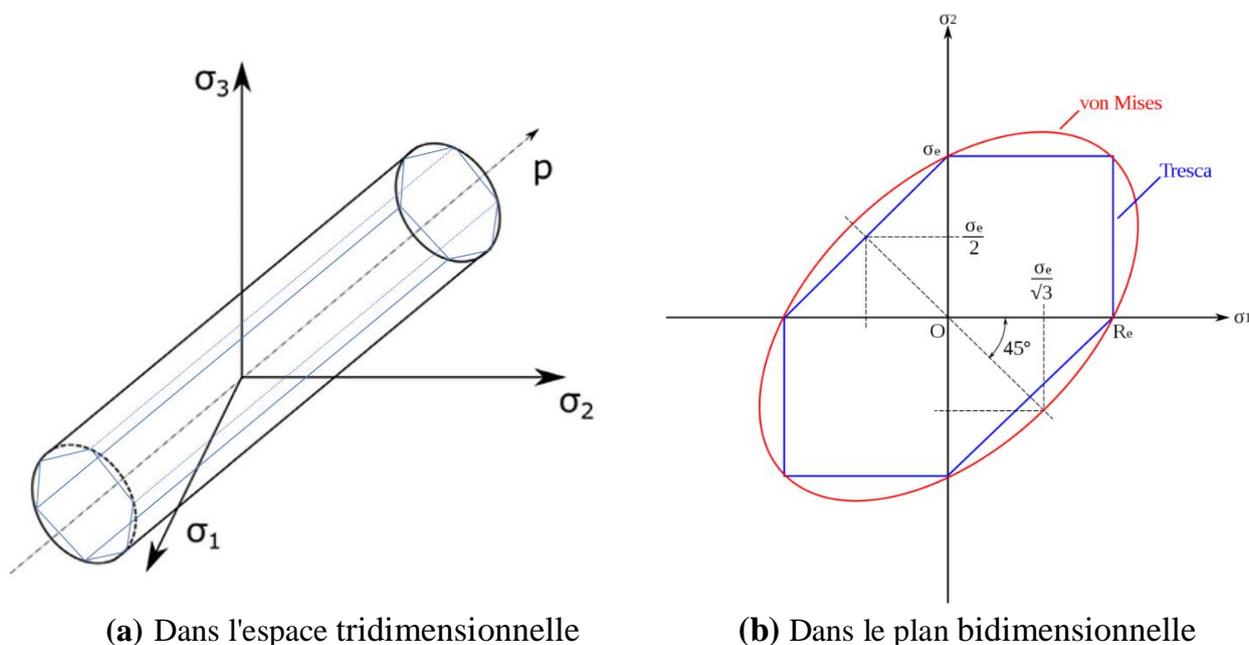
$$\tau_e = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \quad (1.2)$$

Pour le critère de Tresca :

$$\sigma_e = \max(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_1 - \sigma_3|) \quad (1.3)$$

$$\tau_e = \frac{\sigma_e}{2} \quad (1.4)$$

La **Fig. 1.11** illustre les surfaces de charge dans l'espace tridimensionnelle et dans un plan bidimensionnelle de contraintes, en forme elliptique pour le critère de Von Mises et en forme d'un polygone pour le critère de Tresca.



**Figure 1.11** Représentation des deux critères de plasticité dans des repères de contraintes principales.

## 4.2 Le béton

Contrairement à l'acier, le béton est un matériau de type granulaire et donc il fournit un comportement quasi fragile du fait que sa résistance à la traction est très faible par rapport à la compression. La composition du béton est généralement en gravier, sable, ciment et eau, des adjuvants peuvent être ajoutés pour améliorer ses performances mécaniques. Les propriétés du béton varient en fonction des quantités des composantes dans sa formulation, par exemple la densité d'un béton normal varie entre 2200 et 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Lorsque le béton est soumis à la compression, celui-ci résiste jusqu'à une certaine valeur de contrainte (résistance à la compression) ensuite l'endommagement se produit par écrasement jusqu'à la ruine totale. En revanche lorsqu'il est soumis à la traction, la ruine se produit par la propagation des fissures après que la résistance ultime de traction soit atteinte. Par conséquent, le comportement du béton change entre la compression et la traction et doit être étudié individuellement pour chaque sollicitation.

### 4.2.1 Comportement uni-axial du béton en compression

La résistance à la compression du béton doit être mesurée au moment de sa maturation à savoir 28 jours après sa préparation. Dans le milieu du génie civil, la classification du béton se fait par la définition de sa résistance à la compression  $f_c$ . Des éprouvettes de béton soit en forme de cube ou en forme cylindrique sont généralement pris comme échantillon pour établir des essais de compression et mesurer la résistance à la compression, cependant les éprouvettes cylindriques de 160 mm de diamètre et de 320 mm de hauteur sont les plus utilisés dans la construction. A partir de cet essai d'écrasement, la courbe contrainte-déformation qui représente en fait la loi de comportement du béton en compression est obtenue comme présentée sur la **Fig. 1.12**.

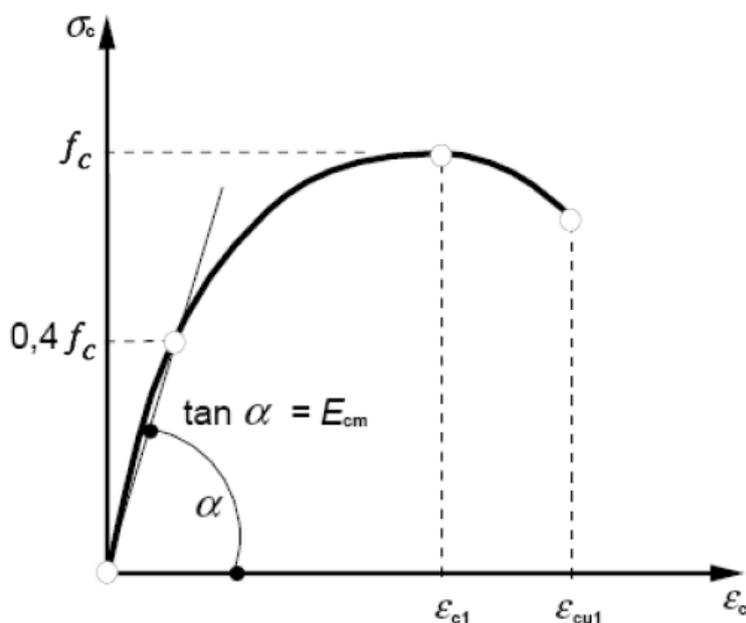


Figure 1.12 Loi de comportement du béton en compression [15].

Il peut être aperçu que la courbe de compression du béton passe par 3 phases consécutives:

- Une phase élastique où la contrainte augmente quasi linéairement avec la déformation, comme pour le cas de l'acier, la pente de cette droite linéaire représente le module élastique du béton  $E_c$ .
- Ensuite le béton entre dans sa phase de plasticité jusqu'à une valeur de contrainte ultime qui désigne la résistance à la compression  $f_c$ . Durant cette phase, des microfissurations apparaissent et engendrent une diminution progressive de la rigidité et le comportement devient irréversible.
- Enfin, une phase de décroissement de la résistance avec l'augmentation de la déformation jusqu'à la rupture. Cette phase représente la dégradation du béton par écrasement jusqu'à la ruine totale du matériau.

#### 4.2.2 Comportement uni-axial du béton en traction

Le béton a une résistance à la traction  $f_t$  beaucoup plus faible que celle à la compression, celle-ci est souvent négligeable dans les méthodes de calcul de l'Eurocode 2 [70] pour éviter les problèmes de sécurité. C'est une des raisons pour laquelle le béton armé a été développé, en effet, l'utilisation des barres d'armature en acier est nécessaire pour reprendre les sollicitations en traction. En général, des essais de fendage sont effectués sur les éprouvettes cylindriques pour déterminer cette résistance à la traction du béton  $f_t$ . La **Fig. 1.13** montre la relation contrainte-déformation du béton sollicité en traction.

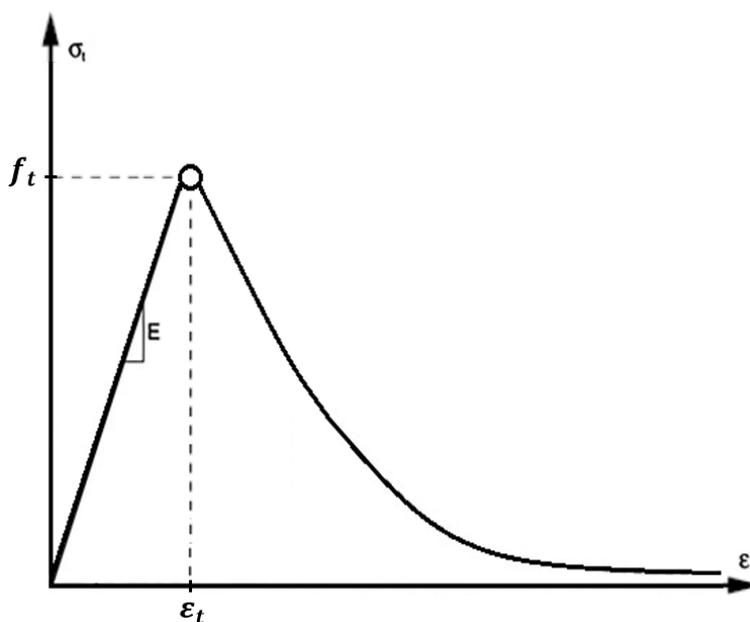


Figure 1.13 Loi de comportement du béton en traction.

Dans le cas de la traction, le comportement du béton passe par 2 phases consécutives :

- Une phase élastique linéaire, la contrainte augmente progressivement avec la déformation jusqu'à ce que la résistance totale de traction  $f_t$  soit atteinte.
- Toute suite après, un décroissement quasi soudain de la résistance se produit avec l'augmentation de la déformation. Cette phase représente la dégradation brutale du béton par fissuration et illustre le comportement fragile de ce matériau en traction.

### 4.2.3 Comportement multiaxial du béton en traction et en compression

Sous une sollicitation multiaxiale, le comportement du béton peut être défini par le critère de Drucker-Prager. Il a été introduit pour traiter la déformation plastique des sols mais il peut être appliqué pour le béton du fait que celui-ci est considéré comme un matériau granulaire. Ce critère permet de tracer la surface de charge qui est dans ce cas représentée comme un seuil de rupture. En effet, pour le cas du béton cette surface de charge qui est en fait la limite du domaine élastique mais aussi le seuil maximum qui représente la ruine du matériau [15].

Le critère de Drucker-Prager est en fait une adaptation des critères de Tresca et de Von Mises (valables pour les matériaux métalliques) pour le béton en ajoutant des termes à leurs expressions. Le critère Drucker-Prager peut être écrit en termes de contraintes principales comme suite :

$$\sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} = A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1.5)$$

En considérant  $\sigma_c$  comme la contrainte ultime uni-axiale en compression, le critère de Drucker-Prager devient :

$$\frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_c = A - B\sigma_c \quad (1.6)$$

En considérant  $\sigma_t$  comme la contrainte ultime uni-axiale en traction, le critère de Drucker-Prager s'écrit :

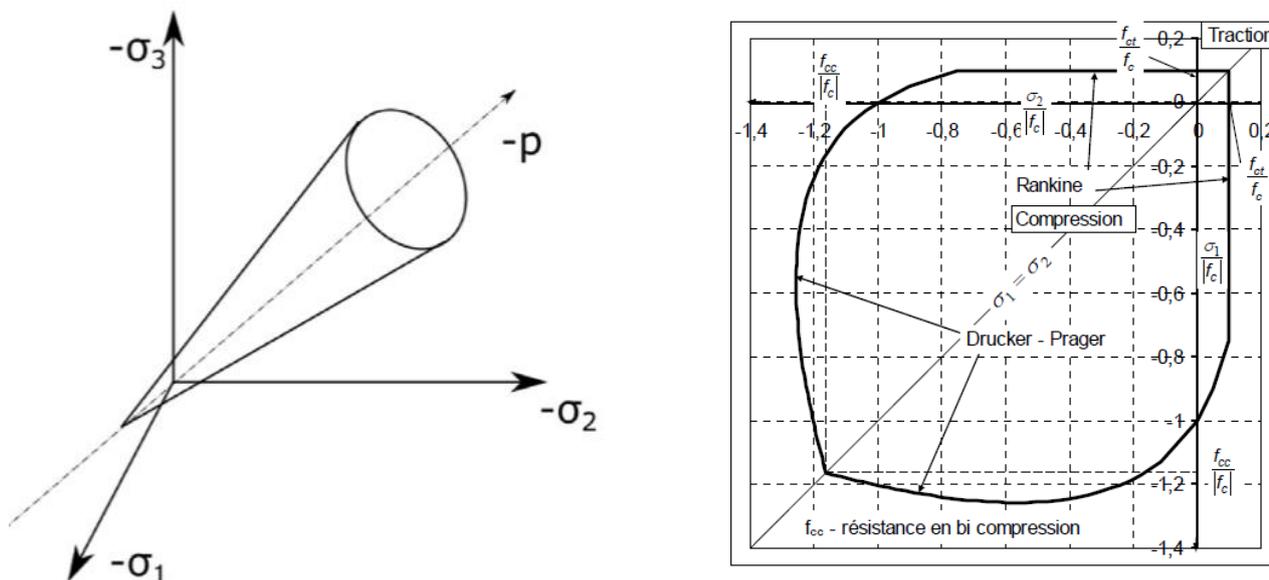
$$\frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_t = A + B\sigma_t \quad (1.7)$$

La résolution de ces deux équations, les formules de A et B peuvent être données :

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left( \frac{\sigma_c \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (1.8)$$

$$B = \frac{1}{\sqrt{3}} \left( \frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (1.9)$$

En multiaxial, la surface de charge dans l'espace tridimensionnelle prend alors la forme conique comme il peut être aperçu sur la **Fig. 1.14.a** du fait que le comportement du béton dissymétrique entre la compression et la traction. Sur un plan biaxial, la surface de charge de Drucker-Prager peut être remplacée par une autre surface de charge qui combine deux surface de plasticité comme la définie Feenstra [33] dans son étude, celle de Drucker-Prager pour la partie de compression et celle de Rankine pour la partie de traction [15] (Voir la **Fig. 1.14.b**).



(a) Dans l'espace tridimensionnelle

(b) Dans le plan bidimensionnelle

**Figure 1.14** Représentation du critère Drucker-Prager dans des repères de contraintes principales.

## 5. Principe de dimensionnement des poutres mixtes

La poutre mixte doit être conçue et dimensionnée de sorte à permettre un comportement approprié pour satisfaire les exigences de résistance de la structure. Dans cette section le principe de dimensionnement des poutre mixte acier-béton est évoqué, les méthodes d'analyse et les théories de calcul des sections mixtes traitées dans la littérature et dans les règlements en vigueur sont passées en revue.

### 5.1 Evolution des méthodes de calcul des poutres mixtes

Selon Trouillet [11], Andrews était le premier à proposer une approche en 1912 qui se base sur l'adhérence entre l'acier et le béton. Les hypothèses fondamentales de la résistance des matériaux sont donc utilisées pour le calcul des efforts internes sur les matériaux. Cette approche était applicable jusqu'à la séparation entre les deux éléments. En ajoutant des connecteurs de cisaillement pour renforcer la connexion acier-béton, cette méthode de Andrews ne serait plus valable. Par conséquent des théories élastiques ont été proposées notamment celle de Stussi (1947) [34] et Granholm (1949) [35] pour calculer les sollicitations internes.

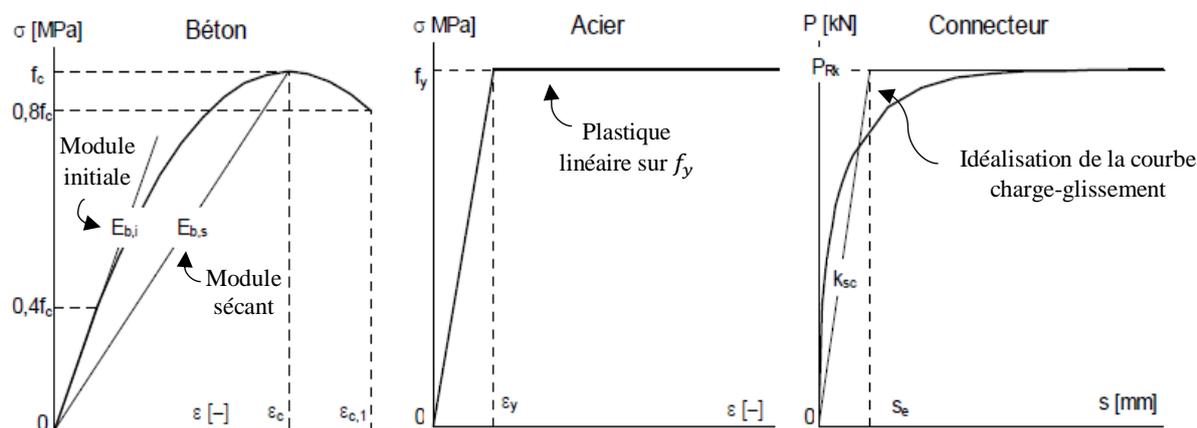
Le glissement qui se produit à l'interface acier-béton avec une connexion partielle a été pris en considération par Newmark (1951) [14] pour le calcul de la section il propose de considérer un comportement linéaire des deux matériaux (l'acier et le béton), ainsi que pour la connexion. Ce modèle s'avère applicable jusqu'au seuil des charges élastiques, mais inconvenable pour des charges plus importantes en raison de la non linéarité des matériaux et des connecteurs. En 1965 Barnard et Johnson [36] ont développé une méthode de calcul de la résistance plastique de la section mixte des poutres simplement appuyées. Ils supposent que le glissement est nul à l'interface (connexion est complète) et que le module d'élasticité du béton reste constant jusqu'au moment où l'acier atteint sa limite d'élasticité [1]. Dans cette étude les chercheurs présument que la non-linéarité du béton ne présente pas une influence et que l'acier avec un comportement élasto-plastique suffisait à fournir la résistance plastique de la section mixte. Par conséquent, cette approche reste préliminaire pour le calcul plastique de la résistance car elle ne permet pas d'exploiter pleinement la plasticité des deux matériaux.

Pour ce qui concerne le soulèvement de la dalle de béton, divers chercheurs ont analysé les effets du soulèvement en plus du glissement dans l'interface des poutres mixtes sur le calcul des poutres mixtes (Andekola (1968) [63]; Roberts (1981) [64] ou encore Robinson et Naraine (1988) [65]). Les résultats ont montré que la variation du comportement de la poutre due à l'inclusion des effets de soulèvement est minime. Cependant, les connecteurs de cisaillement doivent avoir une forme géométrique qui permet un ancrage de béton adéquat et une résistance à la traction suffisante pour maintenir la dalle de béton [66-67].

Avec le développement des systèmes informatiques, des calculs complexe des structures avec un comportement non-linéaire devenait possible. Ceci a permis de favoriser le développement de plusieurs modèles de calcul des poutres mixte avec la connexion partielle dans le domaine plastique. Yam et Chapman (1968, 1972) [37-38] ont publié deux études dans lesquelles ils ont proposé le premier modèle de calcul ou le comportement élasto-plastique parfait pour l'acier et le béton a été adopté et la connexion de l'interface a été représentée sous forme d'une fonction simple qui définit la courbe charge/glissement d'un connecteur de cisaillement. Des essais expérimentaux ont été effectués et une bonne corrélation a été enregistrée entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques de leur modèle de calcul. Hallam [39] a développé en 1978 un modèle de calcul plus complexe pour la connexion en introduisant une loi de comportement des connecteurs qui dépend de l'accroissement de la charge. D'autres chercheurs ont également utilisé le comportement élasto-plastique de l'acier et le béton mais avec la méthode des élément finis tel que Arrzumi et al [40] pour le calcul des poutres mixtes avec la connexion partielle et des résultats satisfaisants ont été obtenus.

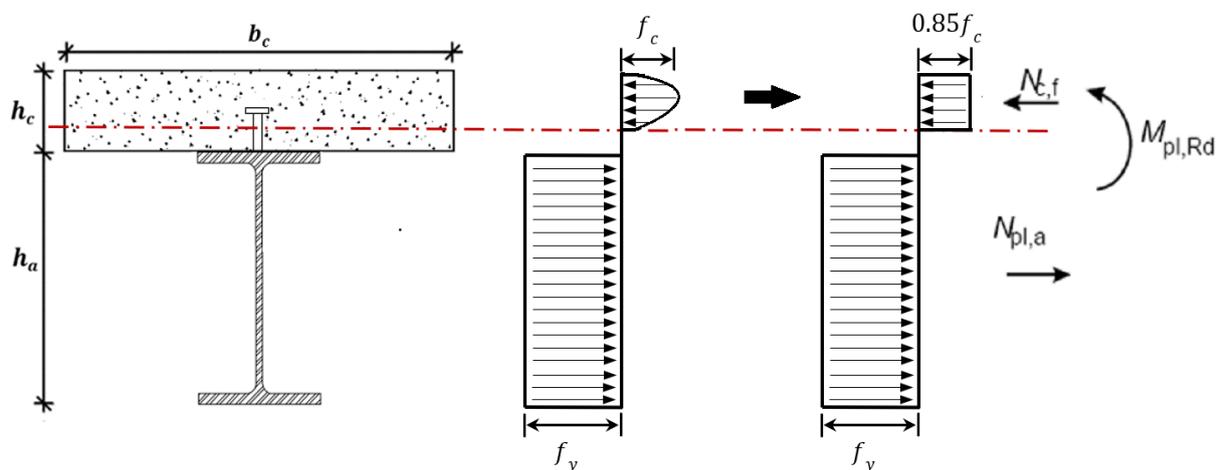
Par ailleurs, des modèles de calcul avec plus de précision ont été proposées par Aribert et Labib (1982) [41] et par la suite réutilisés par Aribert et Abdel-Aziz (1985) [42] dans leur étude. Ce modèle développé par Aribert consiste à définir un comportement élasto-plastique des matériaux avec une loi de comportement similaire entre la traction et la compression pour l'acier, et pour le béton une loi de comportement en forme de parabole en compression et la traction a été négligée du fait de la faible résistance. La connexion a été simulée par point sur les différents emplacements des connecteurs, la loi de comportement exponentielle est adoptée.

En générale le comportement élasto-plastique des différents composants de la poutre mixte est considéré comme c'est illustré sur la **Fig. 1.15**.



**Figure 1.15** Modèle élasto-plastique des composants de la poutre mixte [15].

Le modèle de calcul appelée rigide-plastique (MRP) adopté par Oehlers et Sved [43] en 1995 est le plus populaire pour définir la résistance à la flexion des poutres mixte acier-béton du fait qu'elle est recommandée par plusieurs règlements de dimensionnement comme le code américain AISC [44] ou le code européen Eurocode 4 [45]. Cette analyse suppose que les trois composants d'une poutre mixte (c'est-à-dire la poutre en acier, la dalle de béton et les connecteurs de cisaillement) ont une ductilité illimitée, pour que chacun peut atteindre et maintenir sa plasticité au niveau de la charge ultime de la poutre mixte. Tous les connecteurs sur le long de la poutre sont considérés plastifiés par l'effort de cisaillement à l'interface. Une simple analyse de l'équilibre de répartition de contrainte plastique sur la section transversale mixte (ou le moment est maximum) peut être effectuée pour calculer la résistance à la flexion des poutres complètement et partiellement mixte. La poutre en acier et la dalle de béton sont donc supposées être entièrement plastifiées (voir la **Fig. 1.16**); cependant, il est à noter que la répartition des contraintes sur la section du béton est approchée à un bloc de contrainte rectangulaire équivalent avec la prise en compte de 85% de la résistance cylindrique caractéristique du béton ( $0.85f_c$ ).



**Figure 1.16** Répartition des contraintes sur la section mixte entièrement plastique.

## 5.2 Hypothèse de calcul de la section mixte

Le calcul et le dimensionnement des poutres mixtes acier-béton sont présentés dans cette section selon les exigences et les recommandations des règlements européen «Eurocode 4» [45] et Algérien « D.T.R-BC-2.4.10 » [47]. Ces deux codes présentent pratiquement les mêmes principes d'applications pour la conception des poutres mixtes acier-béton. Les deux règlements se basent sur des vérifications à deux états de limite à savoir l'état limite ultime (ELU) qui correspond à la résistance ultime et l'état limite de service (ELS) qui représente la limite des critères l'exploitation par rapport au confort et à la sécurité.

### 5.2.1 Largeur participante

Dans les plancher mixte la transmission des efforts de la dalle de béton aux poutres métalliques se fait par les connecteurs dans la condition ou l'espacement entre les poutres métalliques ne soit pas excessif. En effet, en flexion du plancher mixte, un trainage de cisaillement se produit à l'interface et fait que les contraintes normales ne soient pas uniformément réparties sur la largeur de la section transversale de la dalle de béton comme il peut être aperçu sur la Fig. 1.17. Ainsi pour étudier les poutres mixte, il est plus pratique adopter le concept de la largeur efficace (ou participante)  $b_{eff}$  qui consiste à définir une largeur de la dalle de béton pour chaque poutre métallique et de considérer que les contraintes normale sont distribuées uniformément sur cette largeur efficace.

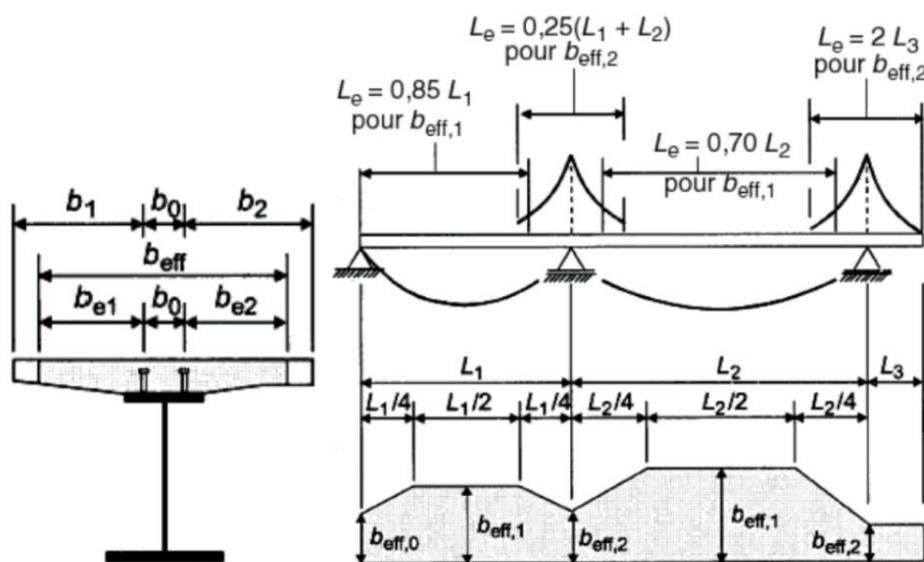


Figure 1.17 Valeurs de la longueur  $l_e$  pour les poutres continues [45]

La détermination de la largeur efficace dépend de plusieurs paramètres tels que : les dimensions de la dalle de béton, l'espacement des poutres métallique, le type de chargement, ... etc. Cependant L'Eurocode 4 [45] a permis de donner une méthode simple et sécuritaire pour le calcul de la largeur efficace des poutres mixtes. Une formule simple est proposée qui prend en considération la participation de la dalle pour chaque côté de la poutre métallique ( $b_{e1}$  et  $b_{e2}$ ), prise égale  $l_e/8$  avec  $l_e$  est la distance entre les points de moment fléchissant nul. Toutefois, celle-ci ne doit pas dépasser la demi distance entre deux poutres métalliques  $b_i$ .

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (2.10)$$

Et

$$b_{ei} = \min(b_i; l_e/8) \quad (2.11)$$

Pour les poutres continue la valeur de  $l_e$  est donnée dans les zone des moments positifs et les zone de moments négatifs comme présenté sur la **Fig. 1.17**.

### 5.2.2 Classe de la section

Etant donné que la poutre mixte est constituée d'une poutre métallique, cette dernière peut être sensible au risque de voilement local sur la partie comprimée. En outre, le calcul de la section mixte va dépendre de la capacité de la poutre mixte à développer un comportement ductile. L'Eurocode 4 [45] établit donc le concept de "classes de section transversale" qui permet de prendre en considération le risque de voilement local dans le calcul de la résistance ultime en flexion des sections en acier de construction.

Les sections sont classées de 1 à 4, en fonction de l'élancement de l'âme et de la semelle comprimée (largeur/épaisseur), de la limite d'élasticité de l'acier, la capacité de rotation et de la distribution de contraintes sur la section à l'ELU (Voir le **Tableau 1.1**):

- **Classe 1** : Section transversale qui peut atteindre sa résistance plastique sans le risque de voilement, et qui possède une réserve plastique suffisante pour développer une rotule plastique pour une analyse plastique
- **Classe 2** : Section transversale qui peut fournir un moment résistant plastique mais avec une plasticité limitée (moins de capacité de rotation que la classe 1).
- **Classe 3** : Section transversale qui peut atteindre la limite élastique sur les fibres d'extrémités mais avec un grand risque de voilement locale qui empêche la section à déployer le moment résistant plastique.
- **Classe 4** : Section transversale avec des parois élancées qui ne permet pas d'atteindre la limite élastique et sa résistance est calculé par la prise en considération de l'influence du voilement local produit.

Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rotation plastique
1		PLASTIQUE sur la section complète 	Importante
2		PLASTIQUE sur la section complète 	Limitée
3		ELASTIQUE sur la section complète 	Aucune
4		ELASTIQUE sur la section efficace 	Aucune

Tableau 1.1 Valeurs de la longueur  $l_e$  pour les poutres

Le critère de classification des sections indiqué par l’Eurocode 3 [56] sur le profilé métallique seul est repris pour les section mixte en tenant en compte la rigidité de la dalle de béton (le **Tableau 1.2** pour la vérification de l’âme du profilé en acier et le **Tableau 1.3** pour la vérification de sa semelle).

Si les vérifications de l’élancement de l’âme montrent que la section est de classe 1 ou 2, un calcul plastique peut être établi, en revanche si la section s’avère de classe 3 ou 4, un calcul élastique doit être effectué sur la section efficace c’est-à-dire la section réduite par le voilement local. En outre, si les connecteurs de cisaillement sont assez résistants et espacés selon les recommandations de l’Eurocode 4 (**section 6.6.5.5**) [45], alors la semelle supérieure du profilé métallique connectée à la dalle de béton peut être admise de classe 1.

a) Ames: (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame en flexion	Ame en compression	Ame en flexion et en compression	
Distribution des contraintes (compression comptée positive)				
1	$d / t_w \leq 72\epsilon$	$d / t_w \leq 33\epsilon$	lorsque $\alpha \geq 0,5$ : $d / t_w \leq 396\epsilon / (13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 36\epsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \leq 83\epsilon$	$d / t_w \leq 38\epsilon$	lorsque $\alpha \geq 0,5$ : $d / t_w \leq 456\epsilon / (13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$ : $d / t_w \leq 41,5\epsilon / \alpha$	
Distribution des contraintes (compression comptée positive)				
3	$d / t_w \leq 124\epsilon$	$d / t_w \leq 42\epsilon$	lorsque $\psi \geq -1$ : $d / t_w \leq 42\epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ lorsque $\psi \leq -1$ : $d / t_w \leq 62\epsilon(1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 1.2 Classification de l'âme d'un profilé en acier [45].

Semelles en console

Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée	Extrémité tendue			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c / t \leq 9\epsilon$	$c / t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c / t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c / t \leq 10\epsilon$	$c / t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c / t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c / t \leq 14\epsilon$	$c / t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Pour $k_\sigma$ , voir la Partie 1-5						
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau 1.3 Classification de la semelle d'un profilé en acier [45].

### 5.3 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Comme la poutre mixte travaille principalement en flexion, le moment fléchissant est la sollicitation prédominante sur la structure. Par conséquent le dimensionnement de la poutre mixte a été limité par la détermination du moment résistant de la section transversale mixte. Le calcul à l'ELU peut se faire par l'analyse élastique comme il peut se faire par l'analyse plastique, dans ce qui suit le principe de calcul du moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$  et du moment résistant plastique  $M_{pl,Rd}$  est démontré, ainsi que la méthode de dimensionnement de la connexion acier-béton.

#### 5.3.1 Analyse élastique

Dans l'analyse élastique, les comportements des matériaux sont considérés élastique linéaire pour la détermination de la résistance élastique maximale de la poutre mixte. Cette analyse est valable pour toute les poutres mixtes peu importe la classe de leur section. Cependant, il est à de noter que dans l'analyse élastique, l'interaction entre la dalle de béton et la poutre en acier doit être avec une connexion complète et donc aucun glissement n'est admis à l'interface acier-béton.

Pour ce qui concerne les poutres continues, il est important de noter que la fissuration du béton au niveau des appuis intermédiaire (ou le moment est négatif) va induire à une perte de rigidité en flexion et une redistribution de moments sur les travées. De ce fait, l'Eurocode 4 [45] considère deux types d'analyse élastique à adopter :

- Analyse « non fissurée » : la rigidité en flexion «  $EI_1$  » est constante sur les travées et elle se calcul en considérant que le béton n'est pas fissuré. Le module d'élasticité  $E$  est celui de la poutre en acier et le moment d'inertie  $I_1$  se calcul sur une section équivalente en acier (qui remplace la section mixte) en réduisant la section du béton par un coefficient d'équivalence  $n_{eq}$  (voir la **section 5.3.1.1**).
- Analyse « fissurée » : une rigidité en flexion réduite due à la fissuration «  $EI_2$  » est supposée au niveau des appuis intermédiaires, répartie sur une distance de 15% de chaque travée. Toutefois pour le reste des travée la rigidité en flexion «  $EI_1$  » est admise comme le montre la **Fig. 1.18**.

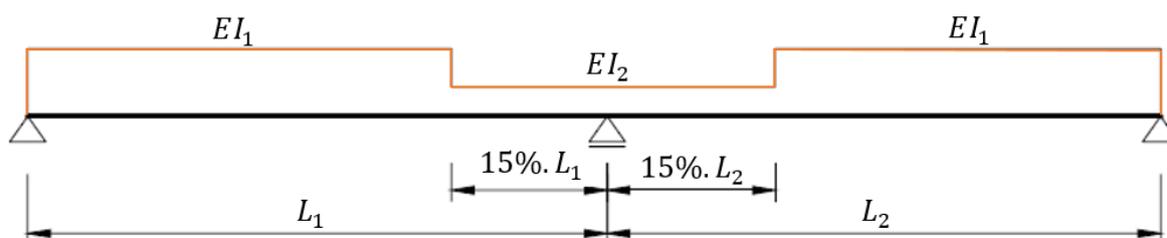
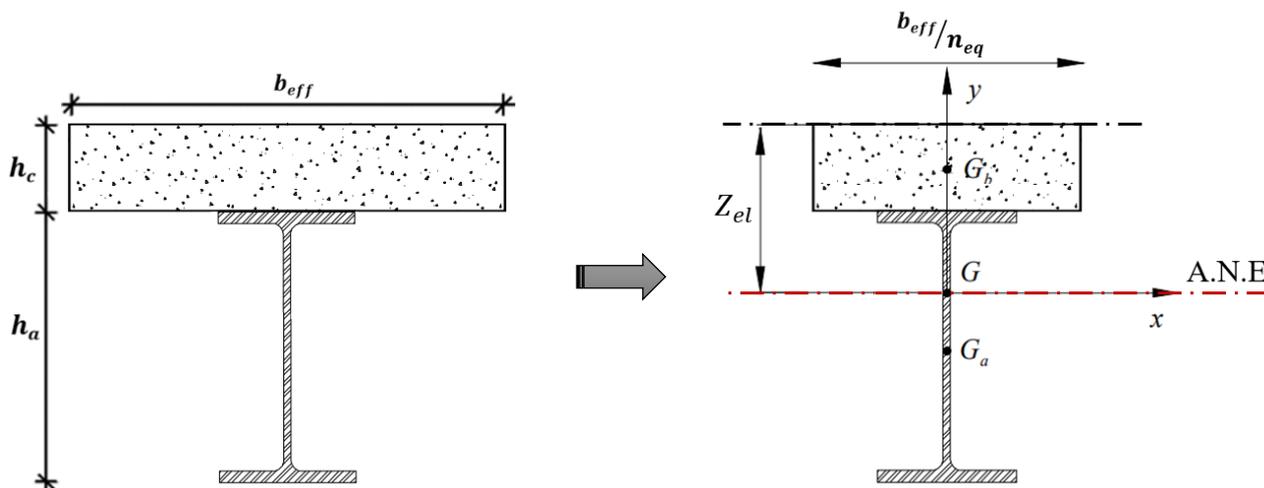


Figure 1.18 Répartition de la rigidité en flexion sur une poutre mixte continue.

En admettant que la connexion est complète à l'interface acier-béton, la section peut être considérée homogène en remplaçant la section mixte par une section équivalente en acier. La section de la dalle de béton est convertie par une autre section en acier mais avec une largeur fractionnée par un coefficient d'équivalence  $n_{eq}$  comme c'est illustré sur la **Fig. 1.19**.



**Figure 1.19** Position de l'axe neutre élastique sur la section

En supposant que les deux matériaux sont élastiques, les déformations de l'acier et du béton peuvent s'écrire comme la loi de Hooke l'indique :

Pour l'acier :  $\delta_a = \sigma_a/E_a$  et pour le béton :  $\delta_b = \sigma_b/E_b$

Où  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  et  $E_a$ ,  $E_b$  sont les contraintes et les modules d'élasticité de l'acier et du béton, respectivement.

En mettant la déformation d'acier égale à celle du béton  $\delta_a = \delta_b$ , alors le coefficient d'équivalence élastique  $n_{eq}$  peut être définis comme suite :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n_{eq} \quad (1.12)$$

Ce coefficient d'équivalence  $n_{eq}$  change en fonction du temps par l'effet du retrait, du fluage et du chargement permanent, de ce fait il est généralement pris [45]:

$$\text{A court terme : } n_{eq} = \frac{E_a}{E_b}$$

$$\text{A long terme : } n_{eq} = \frac{3E_a}{E_b}$$

Cependant, l'Eurocode 4 [45] recommande de prendre la moyenne entre les deux soit :

$$n_{eq} = \frac{2E_a}{E_b} \quad (1.13)$$

### 5.3.1.1 Définition du moment d'inertie

Le moment d'inertie est important à définir pour le calcul de la résistance élastique de la section mixte, ainsi que pour le calcul de la flèche des poutres mixtes à ELS. Le moment d'inertie se calcul suivant le repère de l'axe neutre de la section transversale. De ce fait la position de l'axe neutre élastique  $Z_{el}$  (A.N.E) doit d'abord être déterminée. Dans cette section uniquement la démonstration de la définition du moment d'inertie  $I_1$  (pour une analyse non fissurée) est présentée, car toutes les poutres mixtes traitées dans cette thèse sont simplement appuyées (voir le **chapitre 5**)

En considérant la section équivalente homogène en acier au lieu de la section mixte, la position de l'axe neutre élastique  $Z_{el}$  (A.N.E) se situe au niveau du centre de gravité G de cette section équivalente (voir la **Fig. 1.19**). Par conséquent, A.N.E peut être défini par la relation du moment statique de la section par rapport à un axe horizontal passant sur la fibre supérieure de la dalle de béton.

$$\int Z_{el} dA = \int \frac{y_b}{n_{eq}} dA_b + \int y_a dA_a$$

$$\rightarrow Z_{el} = \frac{\frac{A_b}{n_{eq}} \cdot y_b + A_a \cdot y_a}{A} = \frac{\frac{A_b}{n_{eq}} \cdot y_b + A_a \cdot y_a}{\frac{A_b}{n_{eq}} + A_a} \quad (1.14)$$

Avec :

$A_b$  est la section transversale de la dalle de béton,  $A_a$  est la section transversale de la poutre en acier,  $y_b$  et  $y_a$  sont les distances entre la fibre supérieure de la section et les centres de gravités de la dalle de béton et la poutre en acier, respectivement.

Le moment d'inertie de la section peut alors se calculer par rapport à l'axe neutre élastique en utilisant le théorème de Huygens qui permet de relier les moments d'inertie des deux parties par rapport à l'A.N.E :

$$I_1 = I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c - Z_{el} \right)^2 + \frac{I_b}{n_{eq}} + \frac{A_b}{n_{eq}} \left( Z_{el} - \frac{h_c}{2} \right)^2 \quad (1.15)$$

Où  $I_a$ ,  $I_b$  et  $h_a$ ,  $h_c$  sont les moments d'inertie et les hauteur des section de la poutre en acier et de la dalle de béton, respectivement.

### 5.3.1.2 Moment résistant élastique

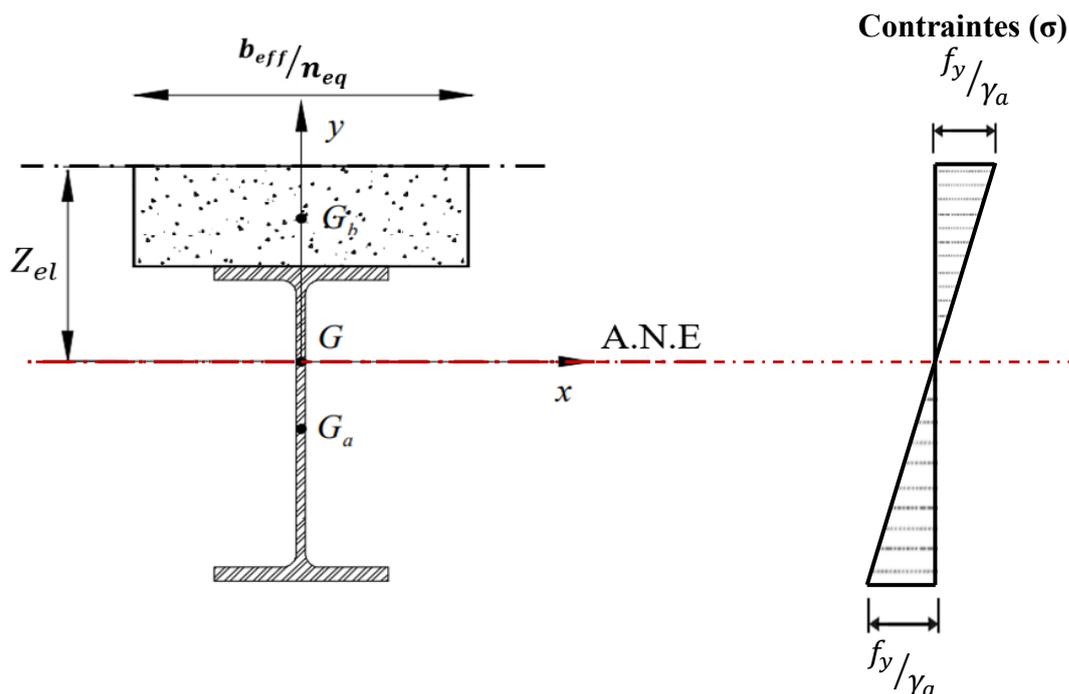
Après avoir déterminé la position de l'axe neutre élastique A.N.E de la section équivalente et la valeur du moment d'inertie, il est possible de calculer le moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$  en utilisant la contrainte de flexion élastique ultime  $\sigma_{el}$  agissant sur la section transversale, qui n'est rien d'autre que la limite élastique de la poutre en acier  $f_y$  réduite par le coefficient de sécurité  $\gamma_a$ , comme c'est présenté sur la **Fig. 1.20**.

$$\sigma_{el} = \frac{f_y}{\gamma_a} = M_{el,Rd} \frac{y}{I_{eq}}$$

$$\rightarrow M_{el,Rd} = \frac{I_1}{y} \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (1.16)$$

Où  $f_y$  est la limite élastique de l'acier,  $y$  est la cote verticale entre l'A.N.E et la fibre la plus loin de la section et  $\gamma_a$  est le coefficient partiel de sécurité de la poutre en acier égal à  $\gamma_a = 1$ .

Donc pour un dimensionnement élastique d'une poutre mixte soumise à la flexion, le moment sollicitant  $M_{Sd}$  doit être inférieur à la valeur du moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$



**Figure 1.20** Distribution de contraintes sur la section efficace.

### 5.3.1.3 Dimensionnement élastique de la connexion acier-béton

Le dimensionnement de la connexion acier-béton dans la phase élastique se fait en considérant le flux de cisaillement élastique existant à l'interface comme une contrainte agissante sur les connecteurs de cisaillement. Celui-ci peut être calculé par l'expression suivante :

$$q_{el}(x) = \frac{v_{sd} \cdot Q(x)}{I_{yy}} \quad (1.17)$$

Avec

$v_{sd}$  : effort tranchant appliqué sur la section transversale.

$Q(x)$  : Moment statique de la section mixte par rapport à l'interface acier-béton.

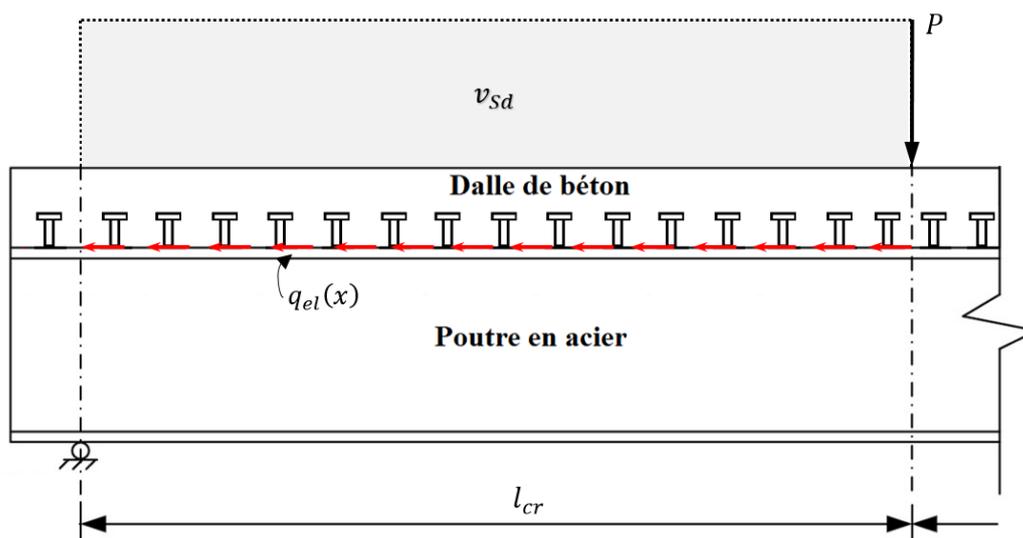
$I_{yy}$  : moment quadratique de la section mixte par rapport à l'interface acier-béton.

la valeur de l'effort de cisaillement longitudinal à l'interface  $V_{el}$  doit être déterminée en multipliant le flux de cisaillement  $q_{el}(x)$  par la longueur ou l'effort tranchant  $v_{sd}$  est présent, cette dernière nommée « longueur de cisaillement  $l_{cr}$  » dépend donc du type de chargement de la poutre mixte. Sur la **Fig. 1.21** est représenté le cas d'une flexion à 4 points.

$$V_{el} = q_{el}(x) \cdot l_{cr} \quad (1.18)$$

Ainsi, le rapport entre l'effort de cisaillement longitudinal et la résistance caractéristique d'un seul connecteur de cisaillement  $P_{Rk}$  peut être utilisé pour calculer le nombre de connecteurs de cisaillement  $n_{el}$  nécessaire dans longueur de cisaillement  $l_{cr}$

$$n_{el} = \frac{V_{el}}{P_{Rk}} \quad (1.19)$$



**Figure 1.21** Flux de cisaillement  $q_{el}(x)$  par la longueur de cisaillement  $l_{cr}$ .

### 5.3.2 Analyse Plastique

En pratique, le calcul de la section des poutres mixte se fait le plus souvent dans le domaine plastique. La méthode d'analyse rigide-plastique (ARP) a été utilisée par plusieurs chercheurs tels que Yam [48], Johnson et al [49] et Oehlers et al [43] pour le calcul de la résistance en flexion des poutres mixtes, elle est aussi proposée par l'Eurocode 4 [45] et le règlement algérien [47] pour le dimensionnement. Cette analyse suppose que la poutre en acier, la dalle en béton et les connecteurs de cisaillement peuvent atteindre leur plasticité et la maintenir suffisamment longtemps pour que la poutre mixte atteigne sa résistance plastique. Par conséquent pour une analyse plastique, la section mixte doit obligatoirement être de classe 1 ou 2.

La résistance plastique en flexion de la poutre mixte dépend également du nombre de connecteurs installés à l'interface. Dans les sections qui suivent les principes de calcul plastique des poutres mixtes avec la connexion complète et la connexion partielle sont présentés. Cependant, il est à noter que le cas des poutres continues n'est pas évoqué car il n'est pas abordé dans le cadre de cette thèse (Chapitre 5).

#### 5.3.2.1 Moment résistant plastique pour une connexion complète

Lorsque la connexion complète est considérée pour une poutre mixte, on admet qu'aucune dislocation entre la dalle en béton et la poutre en acier. Le calcul de la résistance plastique de la section mixte se base alors sur l'état d'équilibre des contraintes plastiques agissant sur la section de la dalle de béton et la poutre en acier [49]. En effet, la contrainte de résistance en compression du béton est supposée répartie uniformément sur toute la partie comprimée de la section de la dalle de béton (en pratique cette contrainte est prise à  $0.85f_c$  pour la considérer comme un bloc rectangulaire comme c'est présenté sur la Fig. 1.16) ; et la limite élastique de l'acier  $f_y$  est considérée répartie uniformément sur la section de la poutre métallique que ce soit sur la partie tendue ou comprimée. Sachant que la résistance de la dalle de béton en traction est négligée dans l'analyse plastique.

En flexion positive, la position de l'axe neutre plastique A.N.P qui sépare la partie comprimée de la partie tendue sur la section mixte peut être déterminée par la comparaison entre la résistance en compression  $F_c$  de la dalle de béton et la résistance en traction  $F_a$  de la poutre en acier [50].

Avec :

$$F_c = 0.85 \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad (1.20)$$

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (1.21)$$

Ainsi, trois cas de la position de A.N.P sont possibles, à savoir :

- Dans la dalle de béton
- Dans la semelle supérieure de la poutre en acier
- Dans l'âme de la poutre en acier

(a) Lorsque la résistance de la dalle est supérieure à celle de la poutre métallique ( $F_c \geq F_a$ ), alors l'axe neutre plastique se localise au niveau de la dalle de béton (voir la Fig. 1.22).

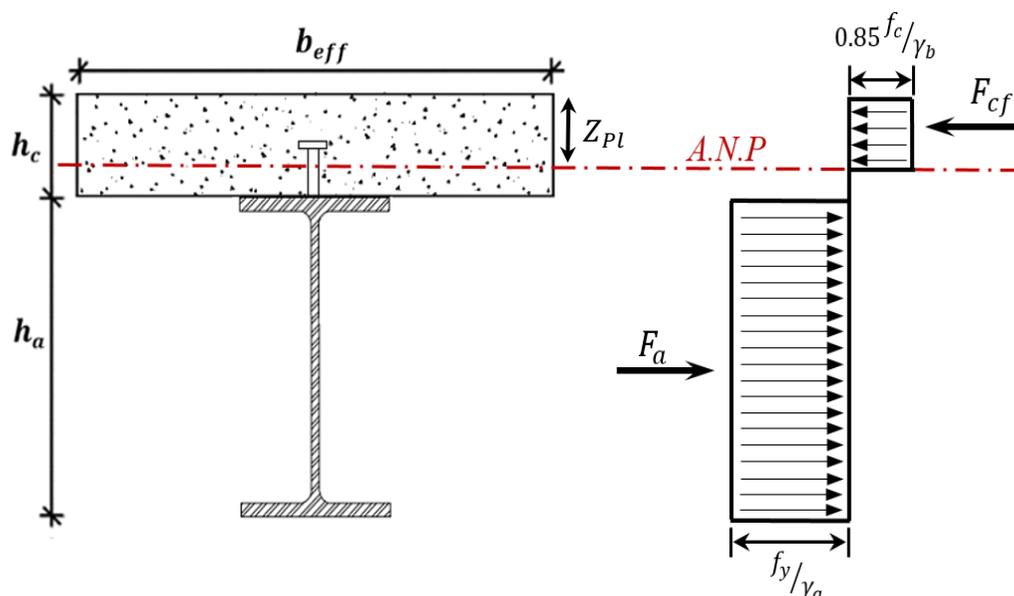


Figure 1.22 Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la dalle de béton

La cote de l'A.N.P par rapport à la fibre supérieure de la section  $Z_{Pl}$  peut se calculer par l'équilibre de force de compression du béton  $F_c$  et de traction de l'acier  $F_a$  :

$$Z_{Pl} = \frac{F_a}{\left(0.85 \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_{eff}\right)} \leq h_c \quad (1.22)$$

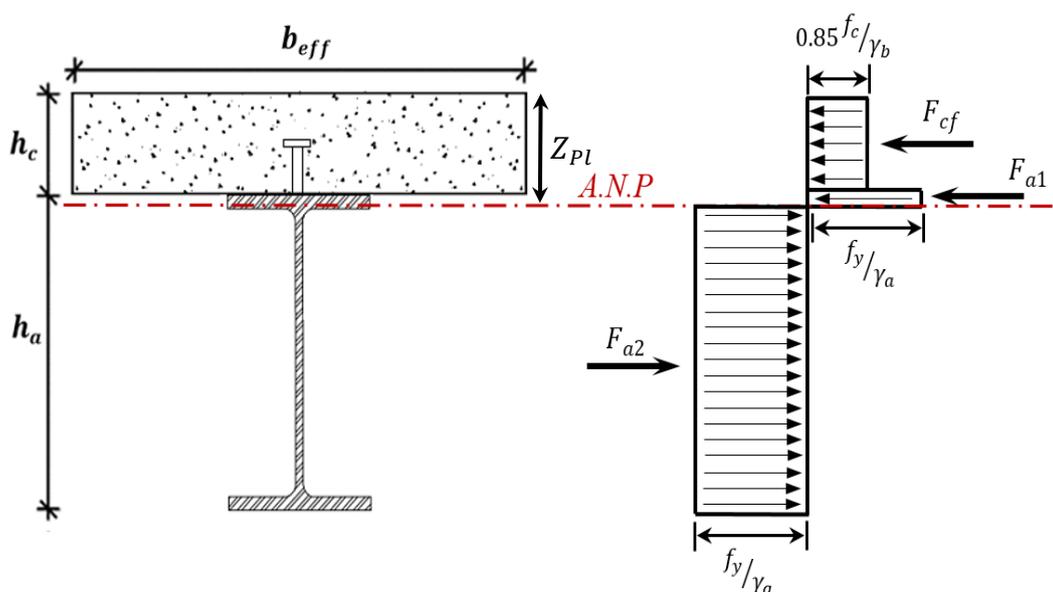
Le moment résistant plastique  $M_{Pl,CC}$  se calcule au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton par l'expression suivante :

$$M_{Pl,CC} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{Z_{Pl}}{2} \right) \quad (1.23)$$

- (b) Lorsque la résistance de la poutre métallique est supérieure à celle de la dalle ( $F_c < F_a$ ) alors l'axe neutre plastique se situe dans la poutre en acier.

La condition d'équilibre  $F_a = F_c + 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$  permet de déterminer la position exacte de l'A.N.P dans la section de la poutre en acier, où  $b_f$  et  $t_f$  sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la semelle supérieure du profilé métallique.

- Quand  $F_a - F_c \leq 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$ , l'axe neutre plastique se situe au niveau de la semelle supérieure de la poutre en acier (voir la **Fig. 1.23**).



**Figure 1.23** Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la semelle de l'IPE

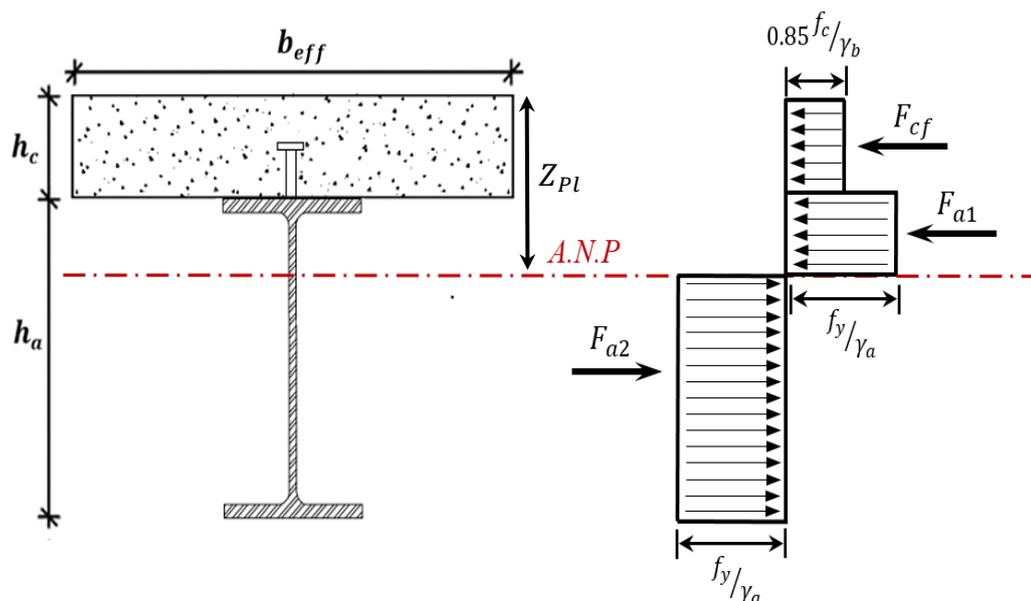
Dans ce cas, la cote de l'A.N.P par rapport à la fibre supérieure de la section  $Z_{Pl}$  se calcul comme suit :

$$Z_{Pl} = \frac{F_a - F_c}{(2 \cdot b_f \cdot f_y)} \gamma_a + h_c \quad (1.24)$$

Le calcul du moment résistant plastique au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton s'effectue par la formule suivante :

$$M_{Pl,CC} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - (F_a - F_c) \cdot \frac{Z_{Pl}}{2} \quad (1.25)$$

- Quand  $F_a - F_c > 2b_f t_f f_y$ , l'axe neutre plastique l'A.N.P se trouve donc dans l'âme de la poutre en acier (voir la Fig. 1.24).



**Figure 1.24** Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans l'âme de l'IPE

La cote entre l'A.N.P et la fibre supérieure de la section  $Z_{Pl}$  est exprimée comme suit :

$$Z_{Pl} = h_c + \frac{h_a}{2} - \frac{F_c}{(2 \cdot t_w \cdot f_y)} \gamma_a \quad (1.26)$$

Où  $t_w$  est l'épaisseur de l'âme de la poutre en acier

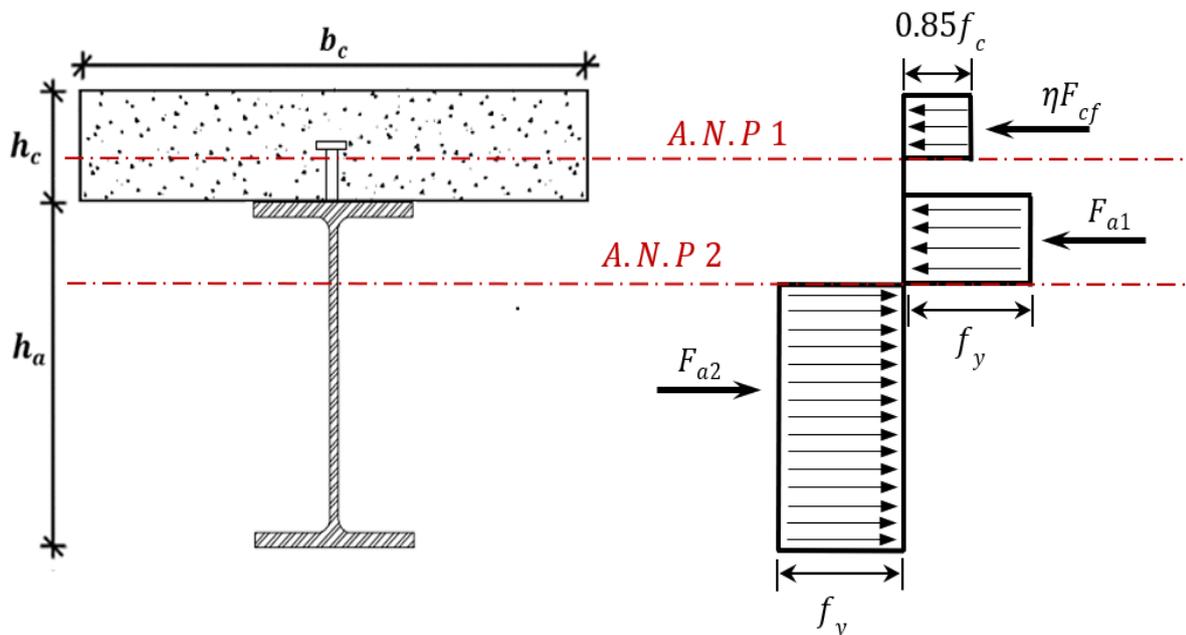
Le calcul du moment résistant plastique au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton s'effectue par la formule suivante :

$$M_{Pl,CC} = M_{al,Rd} + F_c \left( \frac{h_a}{4} + \frac{Z_{Pl}}{2} \right) \quad (1.27)$$

Où  $M_{al,Rd}$  est le moment de résistance plastique la poutre en acier seul

### 5.3.2.2 Moment résistant plastique pour une connexion partielle

Pour une poutre mixte avec la connexion partielle, le nombre de connecteurs de cisaillement à l'interface est inférieur à celui requis pour une connexion complète. De ce fait, un glissement se produit à l'interface et engendre un déséquilibre de répartition de contrainte sur la section transversale, en effet, comme le montre la **Fig. 1.25**, deux axes neutres distincts existent désormais, un dans la dalle de béton et un dans la poutre en acier et donc une discontinuité est engendrée à l'interface comme c'est illustré sur le diagramme de déformation.



**Figure 1.25** Distribution plastique des contraintes pour une connexion partielle.

En supposant que les connecteurs de cisaillement sont ductiles, la procédure d'analyse rigide plastique peut être utilisée pour déterminer la capacité de flexion des poutres mixtes avec la variation du degré de connexion de cisaillement  $\eta$  :

$$\eta = n_{CP}/n_{CC} \quad (1.28)$$

Où  $n_{CP}$  est le nombre de connecteurs de cisaillement dans une connexion partielle et  $n_{CC}$  est le nombre de connecteurs de cisaillement requis dans une connexion complète

La relation entre la résistance à la flexion des poutres mixtes et le degré de connexion est le plus souvent définie par la courbe parabolique de l'évolution du moment résistant plastique  $M_{PL,Rd}$  en fonction du degré de connexion  $\eta$  (voir la **Fig. 1.26**). Il peut être observé que pour une connexion nul ( $\eta = 0$ ) représentée par la position A sur la courbe, le moment résistant plastique est celui de la poutre en acier seule  $M_{aPL,Rd}$ , et pour une connexion complète ( $\eta = 1$ ) décrite par la position C sur la courbe, le moment résistant plastique de la section mixte (vue précédemment) est adopté  $M_{PL-CC}$ .

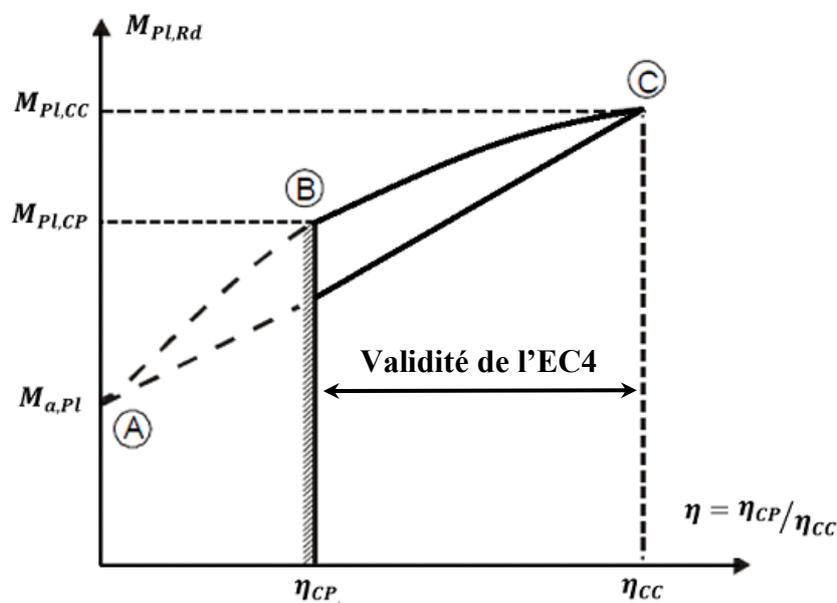


Figure 1.26 Relation entre le moment résistant plastique  $M_{Pl,Rd}$  et le degré de connexion  $\eta$ .

La position B représente la variation de la capacité de moment entre  $M_{a,Pl,Rd}$  et  $M_{Pl-CC}$  qui est en fait la variation du moment résistant plastique de la connexion partielle  $M_{Pl-CP}$ . Il peut être calculé en utilisant l'analyse rigide-plastique standard par la méthode de l'équilibre des contraintes, comme décrit par Oehlers et Bradford [43]. Comme alternative simple à cette méthode, l'Eurocode 4 [45] indique que la variation du moment résistant plastique  $M_{Pl,CP}$  peut être approximativement décrite par l'équation de la droite AC (méthode d'interpolation). En effet, l'équation de la droite AC exprimée par Eq. 1.29 permet de définir la valeur  $M_{Pl,CP}$  en fonction du moment résistant plastique de la poutre en acier seule  $M_{a,Pl,Rd}$ , du moment résistant plastique de la section mixte  $M_{Pl,CC}$  et du degré de connexion  $\eta$  :

$$M_{Pl,CP} = M_{a,Pl} + \eta(M_{Pl,CC} - M_{a,Pl}) \quad (1.29)$$

Cette méthode de détermination de la résistance à la flexion des poutres mixte avec une connexion partielle n'est valable qu'à partir d'un certain degré de connexion. En effet, avec un faible degré de connexion, le risque de rupture par cisaillement des connecteurs à l'interface acier-béton est très probable même pour les connecteurs dit ductiles. Sur la base des travaux réalisés par Johnson et Molenstra [51], Aribert [52-53] et de Oehlers et Bradford [43], les règlements de conception tels que le britannique (BS 5950) [54] ou celui du Canada (CAN3-S16.1) [55] limitent le degré minimum de connexion de cisaillement entre 0.4 et 0.5 afin d'éviter la rupture des connecteurs. L'Eurocode 4 [45] précise que pour un espacement uniforme des connecteurs sur la longueur critique, le degré de connexion doit être supérieur à une valeur minimale qui dépend de la longueur de la poutre et de la nuance de la poutre en acier utilisée :

- Pour les poutres en acier avec des semelles symétriques :

$$\text{Si } L_e \leq 25m: \quad \eta = n_{CP}/n_{CC} \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0.75 - 0.03L_e) \quad \text{avec } \eta \geq 0.4$$

$$\text{Si } L_e > 25m: \quad \eta \geq 1$$

- Pour les poutres en acier dont l'aire de la semelle inférieure n'excède pas 3 fois l'aire de la semelle supérieure:

$$\text{Si } L_e \leq 20m: \quad \eta = n_{CP}/n_{CC} \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (0.30 - 0.015L_e) \quad \text{avec } \eta \geq 0.4$$

$$\text{Si } L_e > 20m: \quad \eta \geq 1$$

où  $L_e$  est la longueur de la poutre mixte

### 5.3.2.3 Dimensionnement plastique de la connexion acier-béton

Dans l'analyse plastique, les connecteurs de cisaillement doivent être assez ductiles pour permettre à la section mixte de développer la résistance plastique complète. Par ailleurs, le nombre de connecteurs installé dans la longueur de cisaillement  $l_{cr}$  doit être suffisant pour assurer la connexion complète [49]. La longueur de cisaillement  $l_{cr}$  pour une poutre simplement appuyée est la distance entre les sections critiques où le moment est maximum et celles sur les appuis. La résistance caractéristique requise des connecteurs de cisaillement  $P_{Rk}$  pour atteindre la condition de connexion de cisaillement complète dépend des résistances axiales relatives des éléments de la poutre mixte à savoir la dalle de béton et la poutre en acier.

Lorsque la résistance axiale plastique de la dalle de béton ( $F_c = 0.85 \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_c$ ) est supérieure à celle de l'élément en acier ( $F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$ ), alors le cisaillement longitudinal maximal  $V_{IN}$  pouvant être transféré entre les deux éléments est défini par la résistance axiale de la section en acier. En revanche lorsque la résistance axiale plastique de la poutre en acier  $F_a$  est supérieure à celle de l'élément en béton  $F_c$ , alors le cisaillement longitudinal maximal  $V_{IN}$  est défini par la résistance de l'élément en béton. Par conséquent, En admettant que le moment de résistance plastique  $M_{Pl,CC}$  est atteint dans la section mixte, le cisaillement longitudinal maximal  $V_{IN}$  peut être pris égale au minimum entre les deux résistances axiales plastique :

$$V_{IN} = \min\left(A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_c\right) \quad (1.30)$$

De ce fait, le cisaillement longitudinal est réparti uniformément sur la longueur de cisaillement, par conséquent, le nombre de connecteurs de cisaillement nécessaire pour permettre une connexion complète peut être calculé par l'expression suivante :

$$n_{CC} = V_{IN}/P_{Rk} \quad (1.31)$$

## 5.4 Calcul à l'ELS

Le calcul à l'ELS correspond à l'état des exigences d'aptitude à l'exploitation spécifiées pour la structure : fonctionnement de la structure, confort des personnes, sécurité de la construction. Pour les plancher mixte les vérifications de la flèche, de la fissuration et même de la vibration pour le cas des poutres de grande portée sont imposées par le règlement européen EC4 [45]. Cependant, la vérification des vibrations n'est pas traitée dans ce qui suit, car les poutres mixtes testées dans cette thèse sont avec des portées standards.

Dans le bâtiment, la flèche des poutres mixtes ne doit pas être importante pour ne pas perturber la serviabilité de la structure. Donc, le calcul de la flèche des poutres mixte doit être effectué avec des valeurs de contraintes élastiques ultimes, ensuite la vérification de la flèche élastique maximale doit être établie avec des valeurs admissibles qui représentent la limite de serviabilité. Les conditions de flèches admissibles indiquées par l'Eurocode 3 [56] pour les poutres en acier sont repris par l'Eurocode 4 [45] pour les poutres mixtes :

- $L/500$  pour un revêtement fixé rigidement ou de grande dimension.
- $L/350$  pour un revêtement de petite dimension ou fixé de façon à ce que la déformation du support ne soit pas intégralement transmise au revêtement.
- $L/250$  pour un revêtement souple

### 5.4.1 Calcul de la flèche pour une connexion complète

Pour le cas des poutres mixtes simplement appuyées avec une connexion complète, le calcul de la flèche est assez simple, en effet, la rigidité en flexion non-fissurée  $E_a I_1$  de la section équivalente en acier est considérée sur toute la longueur de la poutre. Le module d'élasticité  $E_a$  est celui de la poutre en acier et le moment d'inertie  $I_1$  se calcul comme démontré précédemment dans la **section 5.3.1.1**. En ayant la rigidité en flexion, le calcul de la flèche se fait par le principe simple de la théorie des poutres qui dépend principalement du type de chargement et des conditions aux limites. Par exemple pour une flexion à 4 points, l'équation de la flèche s'écrit comme suite :

$$f_{CP} = \frac{P \cdot l_{cr}}{48 \cdot E_a I_1} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2) \quad (2.32)$$

Où  $P$  est la charge,  $L$  est la longueur de la poutre et  $l_{cr}$  est la longueur de cisaillement.

Par ailleurs pour le cas des poutres continues, il est important de prendre en compte la fissuration sur les appuis due au moment négatif, par conséquent, la rigidité en flexion fissurée  $E_a I_2$  est considérée au niveau des appuis et la rigidité en flexion non-fissurée  $E_a I_1$  est admise sur les travée comme il a été expliqué dans la **section 5.3.1**.

### 5.4.2 Calcul de la flèche pour une connexion partielle

Le glissement qui se produit dans une connexion partielle en raison du nombre insuffisant des connecteurs a une influence sur la flèche des poutres mixtes. En effet, la discontinuité de l'interface due au glissement réduit la rigidité en flexion des poutres mixtes. Par conséquent, il est à supposer que la flèche augmente proportionnellement avec la diminution du degré de connexion.

Un grand nombre de travaux de recherche ont été consacrés au calcul des flèches des poutres mixtes avec interaction partielle analytiquement (tels que celle de Plum et Home [57]; de Kristek et Studnicka [58] ou encore de Girhammar et Gopu [59]). Une équation différentielle peut être dérivée pour la poutre mixte avec des combinaisons de cas de chargement simples et de conditions aux limites simples. Cependant, le principal inconvénient de la méthode analytique est que chaque problème doit être résolu à nouveau. De plus, les mathématiques de la solution finale peuvent être assez complexes, alors que pour le dimensionnement, des équations approximatives faciles à utiliser doivent être utilisées [18].

Dans la version préliminaire de la norme européenne 'l'Eurocode 4' [45], les indications du code britannique BS 5950 [54] ont été reprises : la flèche maximale d'une poutre mixte avec interaction partielle de cisaillement est calculée à l'aide de l'Eq 1.32 développée par Johnson et May [49]. Cette équation est basée sur l'interpolation entre les valeurs de flèche de poutres mixtes avec connexion complète et celles des poutres en acier seules.

$$f_{CP} = f_{CC} \cdot \left[ 1 + \alpha(1 - \eta) \left( \frac{f_a}{f_{CC}} - 1 \right) \right] \quad (1.32)$$

où  $\alpha = 0.3$  pour les poutres non étayées et  $\alpha = 0.5$  pour les poutres étayées, et :

$f_{CP}$  : Flèche de la poutre mixte avec une connexion partielle

$f_{CC}$  : Flèche de la poutre mixte avec une connexion complète sous la même charge

$f_a$  : Flèche de la poutre en acier seule sous la même charge

Toutefois, l'Eurocode 4 [45] précise qu'il est possible de négliger l'effet de la connexion partielle sur la flèche de la poutre mixte lorsque le degré de connexion  $\eta$  est supérieur à 0.5, ou encore lorsque l'effort élastique de cisaillement calculé de l'interface acier-béton n'excède pas  $0.7P_{Rk}$ , où  $P_{Rk}$  est la résistance caractéristique des connecteurs.

Par ailleurs, le code américain de dimensionnement des sections mixtes AISC [44] donne une équation (Eq. 1.33) qui prédit la rigidité en flexion des poutres mixte avec la connexion partielle  $E_a I_{CP}$  par interpolation entre la rigidité en flexion de la poutre mixte avec connexion complète et celle de la poutre en acier seule. Aribert et Bitar [60] ont proposé une autre formule de calcul du moment d'inertie d'une poutre mixte avec la connexion partielle qui variait avec la portée de la poutre (voir l'Eq. 1.34). Cette formule a été dérivée des résultats d'analyses numériques effectuées sur des poutres mixtes avec des connecteurs d'angle formés à froid. Cependant, selon l'étude de Wright and Francis (1990) [61] l'approche de Aribert donne des résultats trop approximatifs par rapport à celle du code américain AISC [44], due au fait que les résultats d'Aribert et Bitar [60] ont été générés par les analyses numériques, et non pas par des essais expérimentaux [62].

$$E_a I_{CP} = E_a I_a + \sqrt{\eta}(E_a I_{CC} - E_a I_a) \quad (1.33)$$

$$E_a I_{CP} = E_a I_a + \eta^\lambda(E_a I_{CC} - E_a I_a) \quad (1.34)$$

Avec :

$E_a I_{CC}$  : Rigidité initiale en flexion pour une connexion complète

$E_a I_a$  : Rigidité initiale en flexion pour une poutre en acier seule

$\lambda$  : un facteur défini en fonction de la portée L de la poutre :

Pour  $L = 5m$ ,  $\lambda = 1.5$ ; pour  $L = 10m$ ,  $\lambda = 1$  et pour  $L = 15m$ ,  $\lambda = 0.8$ .

## 6. Conclusion

Ce chapitre présente la description générale des poutres mixte acier-béton, les avantages et l'intérêt de leur utilisation dans la construction ont d'abord été montrés. Ensuite le principe de fonctionnement de la poutre mixte en flexion et l'influence de la connexion entre la dalle de béton et la poutre en acier sur son comportement par le type et le nombre de connecteurs de cisaillement ont été expliqués. Par ailleurs, le comportement de la poutre mixte est relié à ceux des matériaux qui la compose, de ce fait les comportements en uni-axiale et en multiaxial du béton de la dalle et de l'acier de la poutre métallique ont été exposés. Enfin, après l'établissement d'une revue bibliographique sur les méthodes de calcul des poutres mixtes proposés par plusieurs chercheurs, les principes de dimensionnement du règlement européen 'Eurocode 4' [45] et Algérien 'D.T.R-BC-2.4.10' [47] ont été présentés comme base de calcul des poutre mixte qu'elle soit avec une connexion complète ou partielle, pour définir les résistances élastique et plastique en flexion, la flèche de service et la rigidité en flexion ainsi que le nombre de connecteurs nécessaire.

**Chapitre 2 :**  
*Connecteurs de cisaillement*

## 1. Introduction

Les poutres mixtes étaient dans un premier temps étudiée par la prise en compte uniquement de l'interaction naturelle qui se trouve entre la dalle de béton et la poutre en acier. Celle-ci donnaient une résistance plus grande que celle de la poutre en acier seul, cependant la résistance de la section transversale était loin de sa capacité maximale. Par conséquent, l'addition d'outils mécaniques appelés connecteurs de cisaillement à l'interface acier-béton était nécessaire pour développer l'action mixte entre les deux matériaux pour un travail en commun.

Le comportement de la connexion dépend des propriétés géométriques et mécaniques du connecteur de cisaillement. Plusieurs types de connecteurs ont été développés avec des formes géométriques diverses, dans l'objectifs de fournir le mécanisme de la connexion acier -béton le mieux adapté aux poutres mixtes.

Par conséquent dans ce chapitre, le principe du fonctionnement du connecteur dans la connexion des poutres mixtes est présenté dans un premier temps. Par la suite, une revue bibliographique est établie sur les différents types de connecteurs de cisaillement développés au cours des dernières décennies, dans le but de connaître les motivations des chercheurs sur le choix de la forme géométrique des connecteurs. Sur la base de cette revue bibliographique, un nouveau type de connecteurs de cisaillement innovant en forme d'OMEGA a été développé dans le cadre de cette thèse, comme une solution alternative proposée aux connecteurs conventionnelle.

## 2. Comportement des connecteurs dans la connexion acier-béton

À l'interface des poutres mixtes, les connecteurs de cisaillement sont généralement soudés sur la semelle supérieure de la poutre en acier et ancrés dans la dalle de béton. Le rôle de ces connecteurs est de maintenir la liaison acier-béton en résistant aux différentes sollicitations internes qui se situent dans la connexion des poutres mixtes. Ainsi la transmission des contraintes entre la dalle de béton et la poutre en acier est assurée.

Lorsque la poutre mixte est soumise à la flexion, les connecteurs de cisaillement doivent reprendre l'effort de cisaillement rasant à l'interface  $F$  pour empêcher le glissement, mais aussi à la traction  $T$  due au soulèvement de la dalle de béton. De plus comme le montre la **Fig. 2.1**, une contrainte par compression du béton  $Q_b$  s'applique uniformément sur le connecteur en réaction de l'effort de cisaillement  $F$  ce qui peut causer de la flexion.

Dans la littérature, plusieurs essais expérimentaux ont été élaborés par des chercheurs dans le but d'évaluer le comportement et la résistance des connecteurs de cisaillement contre ces sollicitations mentionnées. Toutefois, l'essai de push-out est le plus souvent utilisé pour caractériser le mécanisme des connecteurs de cisaillement dans la connexion acier-béton.

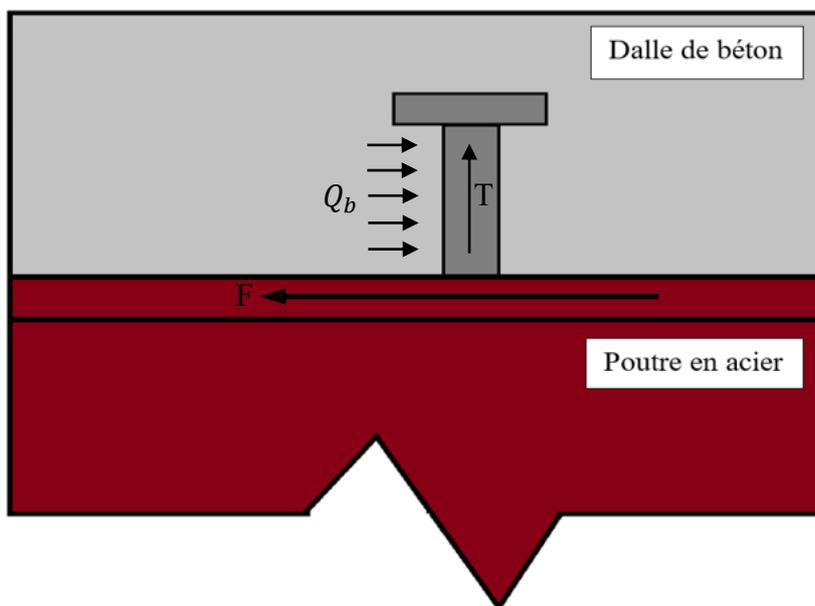


Figure 2.1 Différentes sollicitation appliqué sur le connecteur

## 2.1 Essais de push-out sur les connecteurs de cisaillement

L'essai de push-out consiste à disposer verticalement deux dalles de béton de part et d'autre d'une poutre en acier et les connecteurs sont soudés sur les semelles des poutres et ancrés dans les dalles de béton. La charge est appliquée verticalement sur le dessus de la poutre en acier tandis que les deux dalles de béton sont fixées sur leurs bases comme c'est illustré sur la Fig. 2.2, générant ainsi des efforts de cisaillement appliqués sur les connecteurs de cisaillement qui se trouve à l'interface acier-béton.

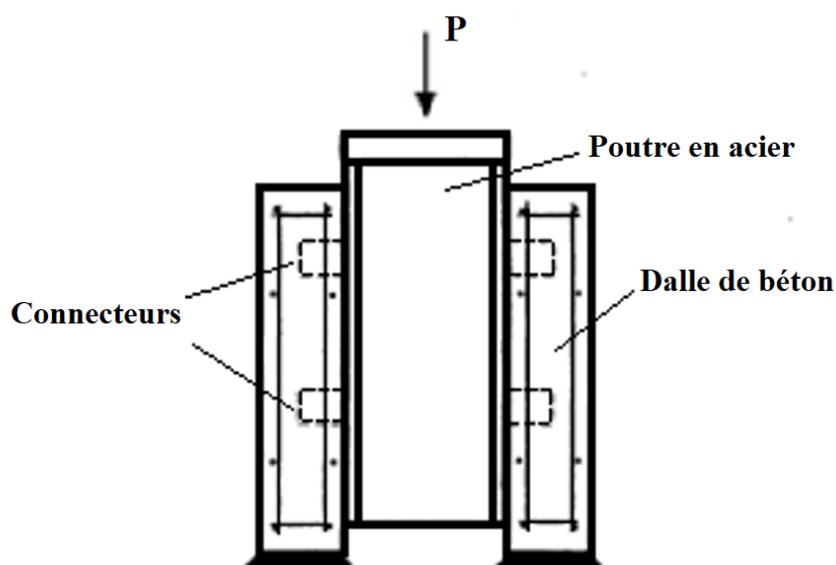
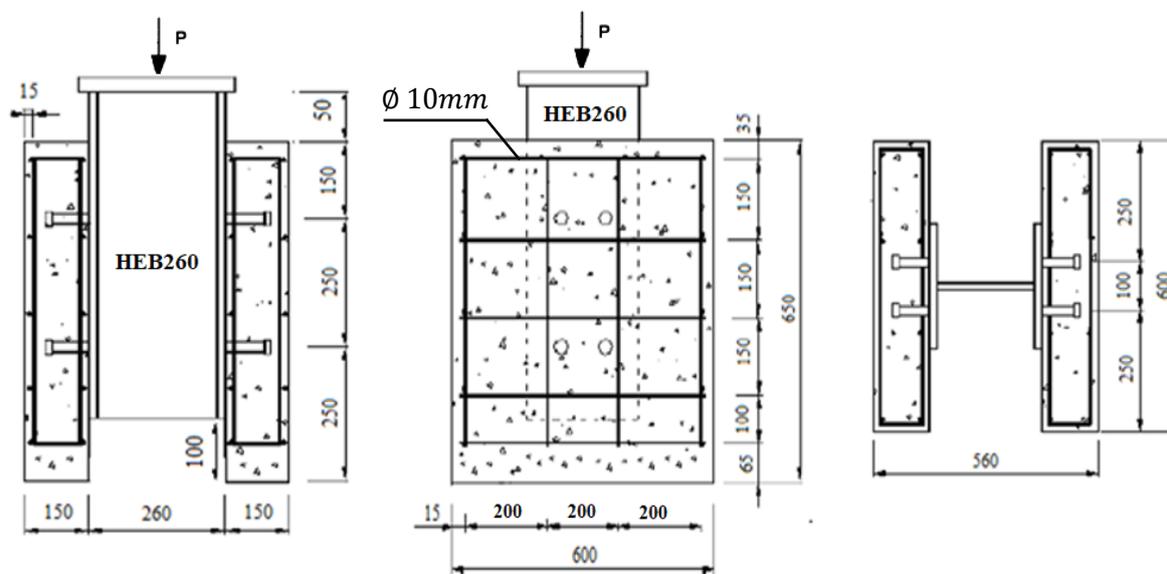
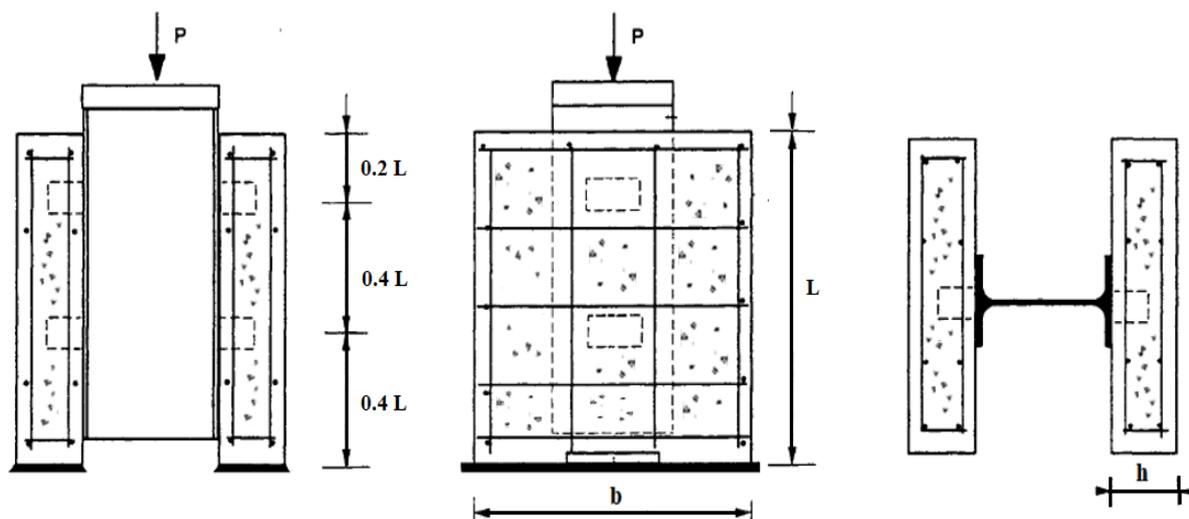


Figure 2.2 Essai de push-out sur les connecteurs de cisaillement.

Pour la configuration des spécimens de l'essai de push-out en terme de dimensions des éléments et des espacements entre connecteurs, l'Eurocode 4 [45] propose une configuration dite "normalisée" qui précise les dimensions de la dalle béton et de la poutre en acier ainsi que les conditions du renformis des connecteurs comme c'est montré sur la Fig. 2.3.a, cette configuration est généralement utilisée pour les connecteurs de type goujons de tête (voir la Section 2.2). Dans les autres cas (par exemple les connecteurs ont de grandes ou de petites dimensions), une autre configuration dite "spécifique" du test de push-out est proposée comme c'est illustré sur la Fig. 2.3.b. Cette configuration indique uniquement l'espacement entre les connecteurs (en entraxe), sans détailler les dimensions des dalles béton et de la poutre acier.



(a) Configuration normalisée de push-out



(b) Configuration spécifique de push-out

Figure 2.3 Les configurations de l'essai de push-out proposées par l'EC4 [45].

La procédure de chargement de l'essai de push-out est également normalisée par l'Eurocode 4 [45] en passant par 3 phases de chargement. La charge est dans un premier temps appliquée jusqu'à une valeur égale à 40% de la charge maximale supposée, ensuite le chargement doit se faire en 25 cycles entre 5% et 40% de la charge de rupture estimée. Enfin, une charge croissante monotone doit être appliquée jusqu'à la ruine, cependant, cette augmentation de la charge doit être calibrée de sorte à ne pas avoir la ruine avant 15 minutes.

Au cours du chargement, il convient de mesurer le glissement qui se produit à l'interface et le soulèvement de la dalle de béton afin de tracer les courbes charge-glissement et charge-soulèvement qui sont nécessaires pour déterminer la résistance du connecteur de cisaillement contre le cisaillement et le détachement de la dalle d'une part, et la ductilité par la capacité de glissement d'une autre part.

En effet selon l'Eurocode 4, à partir de la courbe charge-glissement, il convient de prendre la charge à 90% de la charge maximale  $P_{Max}$  comme résistance caractéristique du connecteur  $P_{Rk}$ . La capacité de glissement du connecteur (qui est un indicateur de la ductilité) est définie par le glissement caractéristique  $\delta_{Rk}$  qui correspond en fait à la charge caractéristique  $P_{Rk}$  comme il peut être observé sur la Fig. 2.4. Par ailleurs, à partir de la courbe charge-soulèvement, le détachement qui correspond à la charge maximale  $S_{Max}$  donne une indication sur la résistance du connecteur au soulèvement de la dalle.

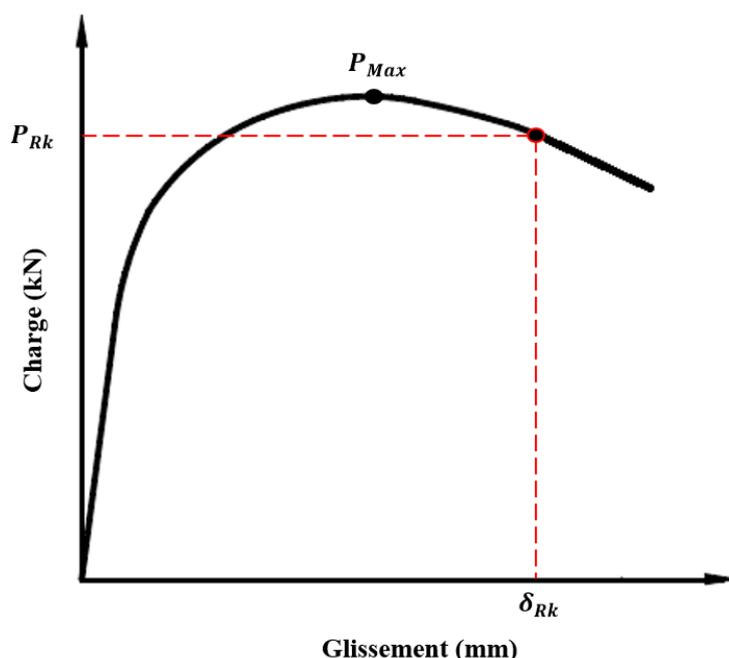
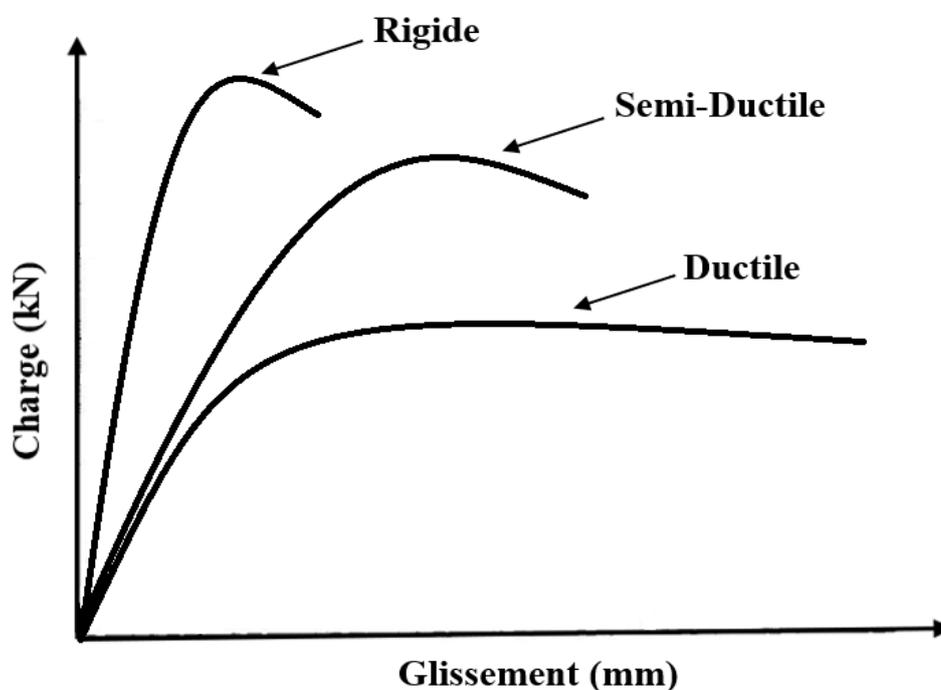


Figure 2.4 Détermination de la résistance et du glissement caractéristiques ( $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$ ).

## 2.2 Classification des connecteurs de cisaillement

La capacité de glissement mesurée peut être considérée comme un indicateur de ductilité du connecteur dans la connexion acier-béton. En effet comme le montre la **Fig. 2.5**, lorsque les connecteurs présentent une capacité de déformation pour développer un glissement considérable à l'interface, ces connecteurs ont un comportement suffisamment '**ductile**' pour permettre un comportement idéalement plastique de la connexion acier béton, même pour un degré de connexion réduit (le minimum est de  $\eta = 0.5$  selon l'Eurocode 4 [45]). En revanche lorsque les connecteurs présentent une déformation réduite qui ne permet pas de grand glissement à l'interface, les connecteurs sont considérés '**rigides**' et donc la connexion ne peut pas atteindre la plasticité nécessaire pour développer le comportement plastique idéal de la poutre mixte. Il existe également un classement intermédiaire de connecteurs comme indiqué par Rabih [71], désigné comme '**semi-rigide**' ou '**semi-ductile**'. Ces connecteurs permettent un comportement parfaitement plastique jusqu'à ce qu'un certain seuil de charge soit atteint.



**Figure 2.5** Classification des connecteurs par rapport à leurs capacités de glissement.

En 1952, Siess et al. [21] et Viest et al. [72] ont mené deux études pour comparer les performances des connecteurs rigides avec les connecteurs ductiles. Ils ont établi des essais de push-out sur les deux catégories de connecteurs et à travers les courbes charge-glissement obtenues, ils remarquent que les connecteurs rigides présentaient une résistance au cisaillement plus grande que les connecteurs ductiles. Cependant, lors des essais de poutres mixtes, il a été découvert que contrairement aux connecteurs rigides, les connecteurs ductile grâce à leur capacité de déformation permettaient aux poutres mixtes de développer la résistance plastique de leurs sections transversales.

En outre, Oehlers et Bradford [43] confirment également cette déduction dans leur étude en présentant la différence entre des poutres mixtes avec des connecteurs rigides et des poutres mixtes avec des connecteurs ductiles par les courbes de l'évolution de la charge en fonction de la flèche (voir la Fig. 2.6). Il peut être vu que les connecteurs ductiles permettent un palier plastique aux poutres mixte à l'opposé des connecteurs rigides. C'est pour cette raison que les connecteurs ductiles sont les plus recommandés par les règlements de conceptions pour les poutres mixtes (européen 'Eurocode 4' [45], algérien 'D.T.R-BC-2.4.10' [47], américain 'AISC' [44], ...etc.).

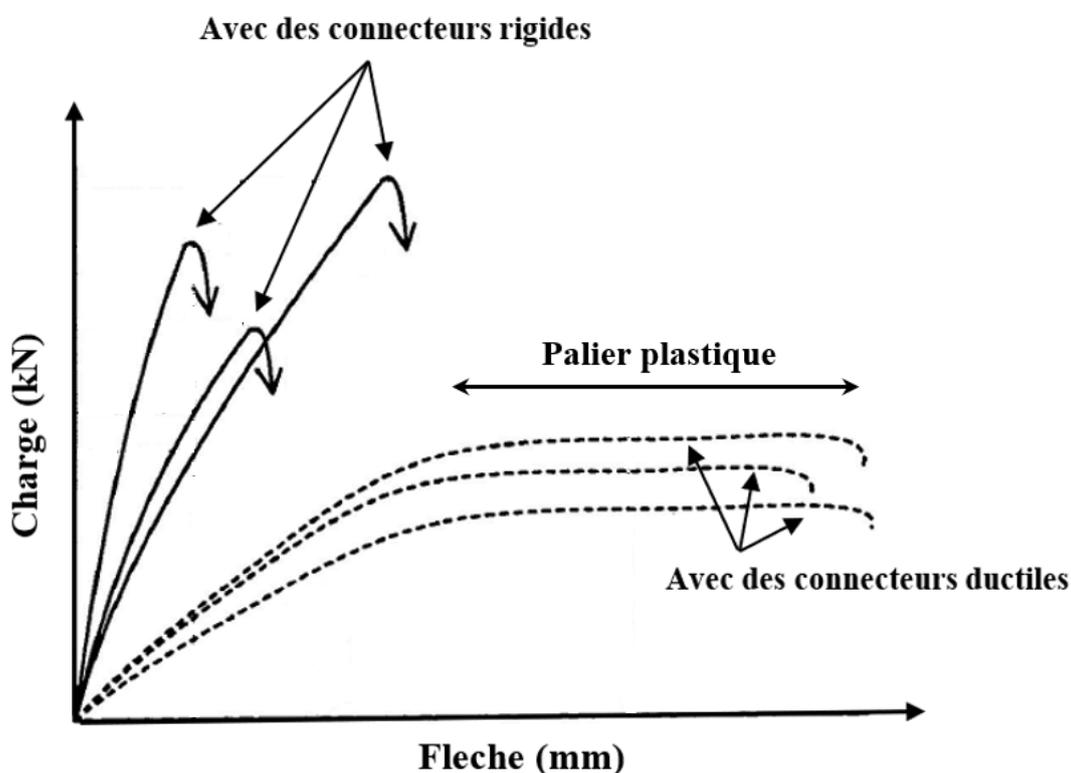


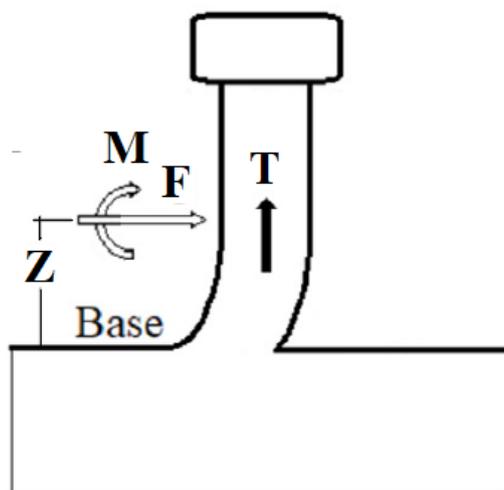
Figure 2.6 Influence de la ductilité des connecteur sur le comportement des poutres mixtes [43].

L'Eurocode 4 [45] simplifie la classification des connecteurs en 'ductile' ou en 'rigide' par un critère de glissement caractéristique  $\delta_{Rk}$  minimum de 6 mm, pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement. En effet, lorsqu'un connecteur a un glissement caractéristique  $\delta_{Rk}$  (déterminé à partir de l'essai de push-out comme il a été évoqué dans la section précédente) est supérieur ou égale à 6 mm, le connecteur peut être admis 'ductile'; autrement, tout connecteur qui présentent un glissement caractéristique  $\delta_{Rk}$  inférieur à 6 mm mais qui dépasse au moins 2 mm de glissement est considéré comme un connecteur 'rigide'.

### 2.3 Mécanisme de ruine du connecteur

Le mécanisme de ruine qui a été analysé le plus intensivement dans la littérature c'est celui des goujons (présenté dans la **Section 2.2**), par conséquent, dans cette section, ils ont été pris comme référence pour comprendre les contraintes agissantes sur les connecteurs de cisaillement. La première explication de ce mécanisme a été développée par Lawson [73]. Il a présenté une idée simplifiée de la situation, dans laquelle uniquement la force de cisaillement et de traction appliquées sur la face du connecteur ont été prises en compte. Le modèle présenté par Oehlers [74] décrivait une situation plus complexe des forces agissant sur le goujon. Dans ce modèle, le goujon est soumis à une force de traction  $T$  et à une force de cisaillement  $F$  qui représente la résultante de la charge du béton appliquée sur le goujon  $Q_b$  en réaction du cisaillement (montrée sur la **Fig. 2.1**) en plus d'une possibilité de moment de flexion  $M$ .

Dans les travaux de Hajjar [75], un modèle de mécanisme des goujons avec un système de forces plus détaillé que le modèle présenté par Oehlers et Bradford [43]. Dans ce modèle de mécanisme de ruine des goujons (présenté sur la **Fig. 2.7**), il existe non seulement la force normale  $F$  de la compression du béton due au cisaillement et la force de traction  $T$  mais aussi la sollicitation de flexion  $M$  [76].



**Figure 2.7** Sollicitations sur les connecteurs de cisaillement dans la connexion acier-béton.

Selon Hajjar [75], la force de compression normale résultante du béton  $F$  (qui représente en fait la force de cisaillement) agit sur le goujon et génère le moment de flexion  $M = F \times Z$  depuis la base du connecteur, où  $Z$  est le bras de  $F$  jusqu'à la base. La base est en fait la semelle de la poutre en acier dans la connexion. Sachant que la valeur de  $Z$ , à son tour, est liée à la rigidité relative entre le béton et le connecteur de cisaillement. En effet, lorsque la rigidité du béton est bien supérieure à la rigidité fournie par le connecteur,  $Z$  tend vers zéro. En revanche, lorsque la rigidité des goujons est beaucoup plus grande que celle du béton,  $Z$  a tendance à être à la moitié de la hauteur du goujon.

Ceci permet de comprendre que les connecteurs de cisaillement doivent non seulement avoir une bonne résistance au cisaillement, mais également une résistance à la flexion appropriée. D'après la mécanique des solides [77], il est connu que la rigidité en flexion peut être obtenue en augmentant le moment d'inertie d'une section. Cette information devient utile pour permettre aux connecteurs de cisaillement de résister au moment de flexion.

Il convient d'ajouter que la déformation du connecteur contre les sollicitations engendre des endommagements du béton (par écrasement et par fendage). Particulièrement lorsque le connecteur a une grande rigidité comme il a été déduit dans l'étude de Viest [88] (Voir Section 2.2). Par conséquent le mécanisme de ruine du connecteur dans la connexion dépend principalement des propriétés géométriques et mécanique du connecteur de cisaillement et de la dalle de béton. En général, les modes de ruine les plus récurrents sont les suivants [15, 45, 78]:

- (a) Ruine par cisaillement du connecteur à la base, juste au-dessus de la soudure (Fig. 2.8.a).
- (b) Ruine par écrasement local du béton par déformation du connecteur (Fig. 2.8.b).
- (c) Ruine par fissurations longitudinales et latérales du béton dues au fendage (Fig. 2.8.c).
- (d) Ruine par arrachement de toute la partie du béton qui entoure le connecteur (Fig. 2.8.d).

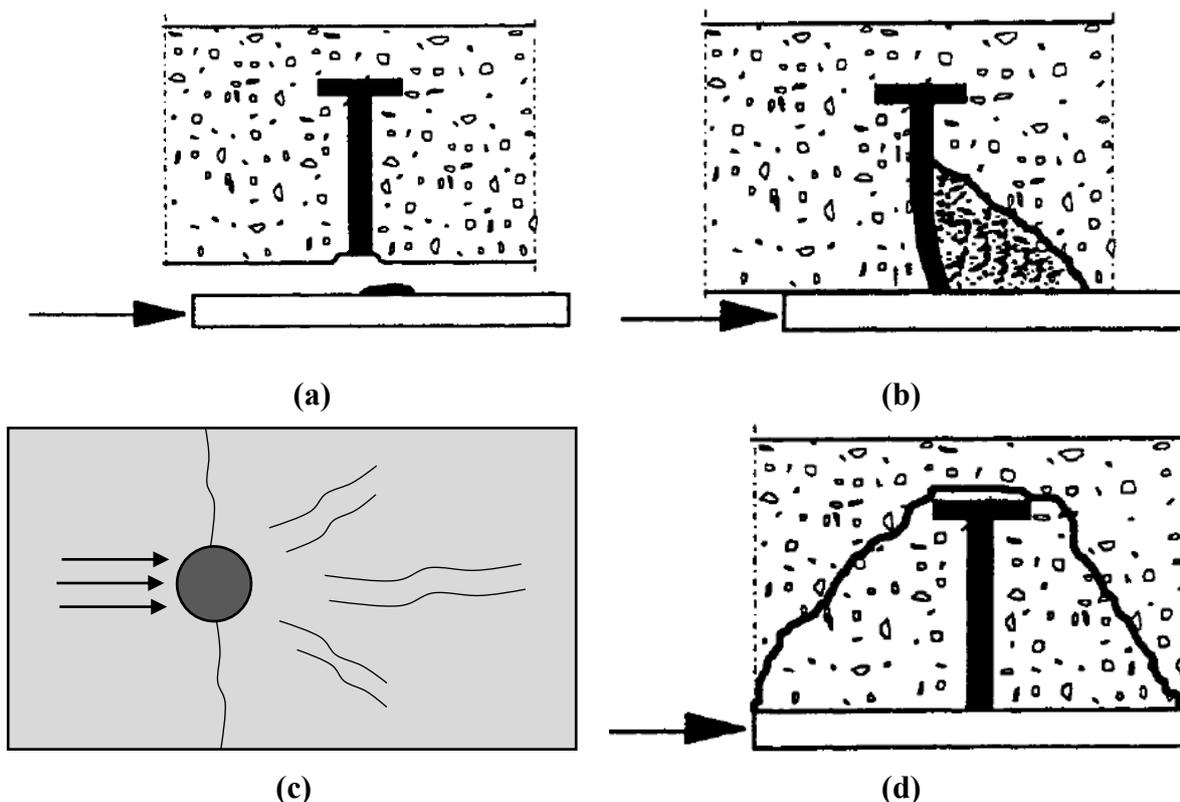


Figure 2.8 Modes de ruine des connecteurs dans la connexion.

### 3. Différents types de connecteurs

Le comportement global de la poutre mixte acier-béton dépend de l'interaction de l'interface entre la dalle de béton et la poutre en acier. Il existe plusieurs méthodes qui permettent de lier les deux matériaux pour garantir la connexion, des chercheurs tels que Kitoh et Sonoda [79], Sonoda et al. [80] ou Leskelä et al. [81] ont adopté la méthode d'interaction par adhérence en ajoutant une plaque d'acier striée à l'interface. D'autres comme Hänsch [82] ou encore Kriegh et Endebrock [83] ont employé la méthode du renfort d'interaction par un joint d'adhésif par des mortiers à base de résine d'époxy.

Cependant, la méthode d'interaction la plus conventionnelle et la plus courante dans la construction mixte pour assurer la connexion acier-béton reste l'utilisation des connecteurs métalliques qui sont fixés sur la poutre en acier (par soudure dans la plupart des cas) et ancrés dans le béton. Par conséquent, dans ce chapitre la recherche se porte principalement sur les connecteurs métalliques de cisaillement par la présentation de l'évolution de leur développement et la mise en évidence du principe de leurs comportements dans la connexion acier-béton à travers des essais expérimentaux.

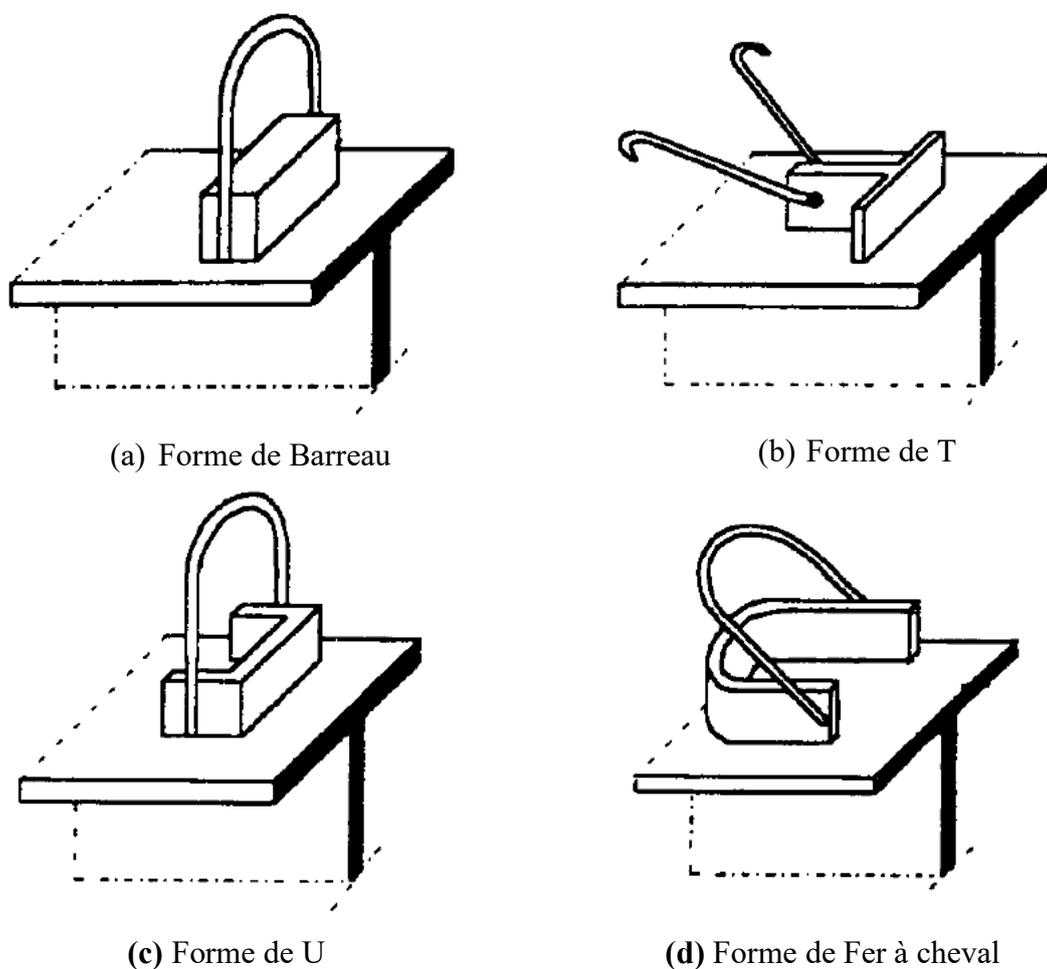
#### 3.1 Historique du développement des connecteurs

C'est dans les années 30 que commencent les premières recherches sur les connecteurs métalliques de cisaillement, le défi était de concevoir une forme géométrique qui permet d'empêcher le glissement à l'interface. Selon Trouillet [11], le premier à avoir fait des recherches sur ces connecteurs métalliques était Voellmy en 1933 dans l'Institut Fédéral pour l'essai des matériaux (Suisse), dans laquelle un connecteur en forme d'hélicoïde comme le montre la **Fig. 2.9** a été conçu. Ce connecteur était assemblé sur la poutre en acier par soudure à l'arc. Les résultats ont montrés qu'après la rupture de l'adhérence entre le profilé en acier et la dalle de béton, le connecteur est sollicité principalement par un effort de cisaillement, et que la résistance de ce dernier dépend du diamètre de la barre.



**Figure 2.9** Connecteur de cisaillement en forme d'hélicoïde

Entre 1940 et 1950, d'autres types de connecteurs plus performants sont conçus par des chercheurs dans des laboratoires en Europe et en Amérique [84-87]. Notamment des connecteurs de butées réalisés par des profilés métalliques (de forme carrée, en T ou en U), il existe aussi les systèmes combinés (butées avec arceaux) pour empêcher le soulèvement de la dalle de béton comme ils sont illustrés sur les **Fig. 2.10**. Cependant, ces connecteurs ne présentaient pas un comportement ductile mais plutôt rigide dans la connexion ce qui n'est pas recommandé pour avoir un comportement convenable des poutres mixtes, comme il a été précisé auparavant dans la **Section 2.2**.



**Figure 2.10** Connecteurs de cisaillement en butée [45].

C'est à partir des années 50 que les chercheurs ont commencé à concevoir des connecteurs de cisaillement qui permettent plus de déformation plastique afin d'avoir un comportement ductile dans la connexion.

Dans ce qui suit les connecteurs de cisaillement les plus populaires dans la construction mixte acier-béton sont présentés.

### 3.2 Goujon à tête

Les connecteurs de cisaillement ductiles les plus populaires dans la construction mixte sont les goujons à tête présentés sur la **Fig. 2.11.a**. Les goujons à tête se composent d'une tige cylindrique en acier qui permet de résister aux forces de cisaillement dans toutes les directions perpendiculaires à l'axe de la tige, et d'une tête d'ancrage pour empêcher le mouvement vertical des dalles de béton dans les poutres mixtes [88].



(a) Goujon à tête



(b) Soudure par pistolet

**Figure 2.11** Connecteur de type Goujon à tête et son installation.

La particularité des goujons est l'utilisation de la technique de soudage par pistolet (voir la **Fig. 2.11.b**) développée par la société Nelson Stud Welding (NSW) [11], qui rend l'installation plus rapide et efficace dans les chantiers. De plus, les goujons sur la poutre en acier ne présentent pas une gêne par rapport à la disposition des armatures transversales dans la dalle de béton, du fait de leurs petites dimensions. Le diamètre typique des connecteurs utilisés dans la construction mixte se situe entre 13 et 25mm. De nombreuses études ont été menées sur ce connecteur en raison de sa popularité [89-95], cependant, les recherches les plus intéressantes pour cette présente thèse sont ceux sur sa résistance dans la connexion, sa ductilité et son mode de ruine.

Le premier chercheur qui a étudié le comportement des goujons à tête était Viest [96] en 1956. Il a mené un total de 12 essais de push-out à l'Université de l'Illinois avec différents rapports Hauteur/diamètre du goujon et a observé trois types de mode de ruine, la rupture de l'acier (diamètre du goujon atteint sa limite d'élasticité et se rompt), la rupture du béton (le béton entourant le goujon est écrasé) et la rupture mixte (les deux matériaux se rompent) et a proposé une formule pour déterminer la résistance au cisaillement des goujons (voir le **Tableau 2.1**). Et c'était une référence établie pour les successeurs dont la plupart des travaux portaient sur la détermination de la résistance [97-100].

Entre autres, Driscoll et Slutter (1961) [101] ont proposé une modification de l'équation de Viest [96] et ont observé que le rapport hauteur/diamètre total ( $h/d$ ) pour les goujons ancrés dans une dalle de béton de densité normal devrait être  $h/d = 4.2$ . Chinn (1965) [102] ont développé des tests de poussée sur des dalles mixtes légères, une formule a également été développée dans son étude. Goble (1968) [103] a étudié aussi la résistance des goujons à travers des essais de push-out (41 spécimens) et une formule a été avancée dans leur travail. Baldwin et al. (1959) [104], Buttry (1961) [105] et Dallam [106] ont également réalisé une série d'essais de push-out sur les goujons à tête, dans lesquelles la résistance du béton  $f_c$  et le diamètre des goujons  $d$  ont été variés. Leurs résultats obtenus ont permis de développer des formules pour calculer la résistance au cisaillement des connecteurs de type goujon en fonction de la résistance du béton et du diamètre du goujon [107].

Olgaard et al. (1971) [89] de leur côté ont testé 48 essais de push-out dans du béton léger et de densité normal avec un rapport hauteur/diamètre de  $h/d = 3.26$ . Les ruines ont été notées à la fois sur l'acier du connecteur et sur le béton de la dalle. De plus, ils ont proposé une formule de calcul de la résistance au cisaillement du goujon qui prend en considération le module de Young du béton  $E_c$ . Cette formule est la première à être adoptée par le règlement américain AISC [92] pour calculer la résistance au cisaillement des goujons à tête. Le **Tableau 2.1** résume toutes les formules de calcul de la résistance des goujons proposées par les auteurs cités.

Auteurs	Formules de calcul <sup>a</sup>
Viest (1956) [96]	Si $d > 1$ in, alors $P_g = 5.25d^2 f_c \sqrt{\frac{4000}{f_c}}$ (2.1)
	Si $d < 1$ in, alors $P_g = 5d f_c \sqrt{\frac{4000}{f_c}}$ (2.2)
Driscoll et Slutter (1961) [101]	Si $h/d > 4.2$ , alors $P_g = 932d^2 \frac{\sqrt{f_c}}{A_s}$ (2.3)
	Si $h/d < 4.2$ , alors $P_g = 222hd \frac{\sqrt{f_c}}{A_s}$
Chinn (1965) [102]	$P_g = 0.8d^2 f_c \sqrt{\frac{4000}{f_c}}$ (2.4)
Goble (1968) [103]	$P_g = 49.4d^2 \sqrt{f_c}$ (2.5)
Baldwin et al. (1965), Buttry (1965) et (1965) et Dallam (1968) [104–106]	Ruine de l'acier : $P_g = A_s F_u$ (2.6)
	Ruine du béton : $P_g = 0.0157hdf_c + 6.80$ (2.7)
Olgaard et al. (1971) [89]	$P_g = 0.5A_s \sqrt{f_c E_c} < A_s F_u$ (2.8)

**Tableau 2.1** Formules de calcul de la résistance des goujons.

<sup>a</sup> Unités: pounds, inches pour [96]; kips, inches pour [89, 101, 104-106] ; Newton, millimètre [102, 103]

Le règlement européen ‘Eurocode 4’ [45] et Algérien ‘D.T.R-BC-2.4.10’ [47] donnent deux formules pour le calcul de la résistance du goujon selon le mode de ruine les plus récurrents. En effet pour la ruine par cisaillement du goujon à la base, l’Eq. 2.9 est proposée ; alors que pour la ruine par écrasement du béton, l’Eq. 2.10 est proposée.

$$P_{Rd1} = \frac{0.8F_u \pi d^2}{\gamma_v} \quad (2.9)$$

$$P_{Rd2} = \frac{0.29\alpha^2 d^2 \sqrt{f_c E_c}}{\gamma_v} \quad (2.10)$$

Ou  $F_u$  est la contrainte ultime de l’acier des goujons,  $\gamma_v$  est le coefficient partiel de sécurité égale à 1.25 et  $\alpha$  est un paramètre qui est déterminé en fonction du rapport hauteur/diamètre du goujon ( $h/d$ ) :

$$\text{Pour } 3 \leq h/d < 4 \quad \alpha = 0.2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right)$$

$$\text{Pour } h/d > 4 \quad \alpha = 1$$

Pour le dimensionnement de la connexion des poutres mixte acier-béton, la valeur minimale de la résistance du goujon obtenue entre les deux formules doit être prise en compte (Eq. 2.11). Il est à noter que pour sauvegarder la ductilité du goujon à tête, il est recommandé de définir une hauteur d’au moins 4 fois le diamètre, de plus le diamètre de la tige du goujon doit être entre 16 à 22mm [45].

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) \quad (2.11)$$

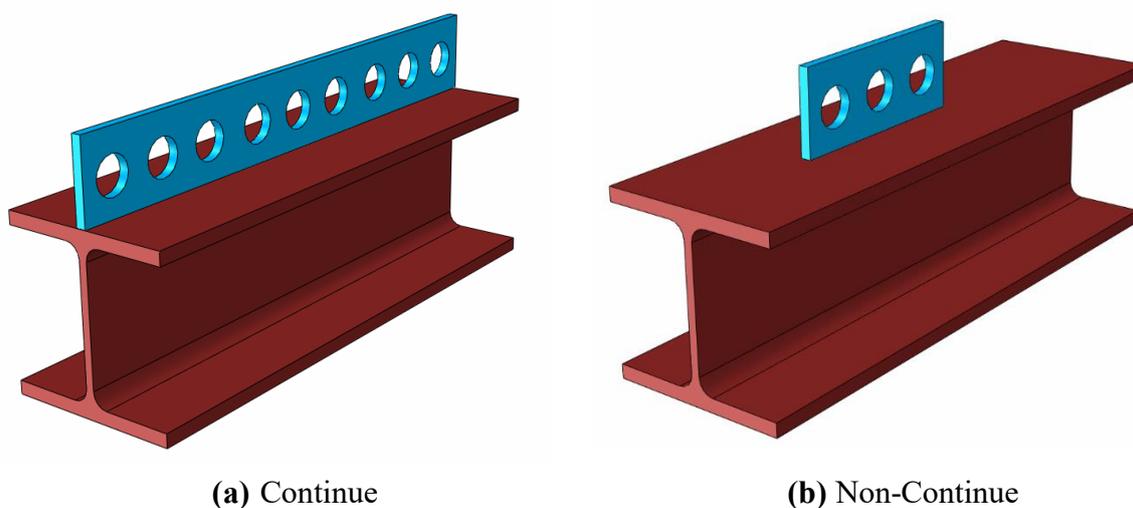
Malgré son succès dû à sa mise en place simple et rapide, le goujon à tête présente également des inconvénients dans la pratique. En effet, les goujons à tête présentent des problèmes de performances mécaniques dans les poutres mixtes [108]. La faible section transversale de ce connecteur de cisaillement fournit une résistance qui ne satisfait pas dans certain cas de dimensionnement, ce qui oblige à installer un grand nombre de goujons à l’interface. Ceci a un impact direct sur le coût de la construction. De plus, sa petite tête ne permet pas un confinement du béton important et donc elle peut ne pas garantir une résistance suffisante contre le soulèvement de la dalle de béton.

Par ailleurs, l’installation du goujon sur la semelle de la poutre en acier se fait par pistolet connecté à un générateur électrique spéciale qui fournit la puissance appropriée. Cependant, selon l’emplacement du chantier de construction, il peut y avoir des situations où l’utilisation de connecteurs à goujon n’est pas possible [109]. Par exemple, sur les chantiers de construction des régions éloignées des villes commerciales développées, l’alimentation des générateurs de soudage par pistolet qui nécessite une puissance électrique élevée (entre 500~2400 Amp) et les travailleurs qualifiés peuvent être indisponibles ou même impossibles à fournir. Ces exigences limitent l’application du goujon dans la construction mixte [110]. Dans ces circonstances, l’utilisation d’autres types de connecteurs pourrait être plus efficaces et pratique dans les chantiers [111].

### 3.3 Plaque perforée (Perfobond)

Les connecteurs de cisaillement en forme d'une plaque perforée appelés aussi Perfobond (Comme les montre la **Fig. 2.12**) ont été introduit par la société allemande d'ingénierie Leonhardt, Andrei and Partners de Stuttgart (Allemagne), à la fin des années 1980s lors de la construction du troisième pont Caroni au Venezuela (Zellner 1987) [112]. La fabrication de ces connecteurs nécessite l'utilisation de plaques d'acier rectangulaires perforées avec des trous circulaires qui servent à accrocher la dalle de béton contre le soulèvement et à permettre le passage des armatures transversales. L'installation de ce type de connecteur est plus facile que celles des goujons à tête conventionnels, les Perfobonds sont soudés sur la semelle supérieure des poutres en acier par soudure à l'arc standard.

De plus, vis-à-vis des performances structurelles, les perfobonds fournissent une résistance supérieure contre le cisaillement à celle des goujons et offrent un meilleur comportement à la fatigue dans la connexion. Une étude réalisée par Zellner (1987) [112] a indiquée qu'une longueur d'un mètre de connecteur Perfobond est comparable à dix-huit goujons de 22 mm de diamètre disposés en deux rangées ou à vingt-quatre goujons de 19 mm de diamètre disposés en trois rangées.



**Figure 2.12** Connecteur de type Plaque perforée (Perfobond)

Plusieurs travaux ont été effectués sur les connecteurs de cisaillement Perfobond [113-116], mais la recherche la plus étendue est celle établie à l'Université de la Saskatchewan à Saskatoon, au Canada. À la suite d'une enquête préliminaire menée par Antunes (1988) [117], un programme expérimental de quatre phases d'essais de push-out et de poutres mixtes ont été réalisées. La première phase impliquait 56 spécimens de push-out (Veldanda et Hosain, 1992 [118]) tandis que la deuxième phase comprenait 6 spécimens de poutre mixte (Oguejiofor et Hosain, 1992 [119]). Les troisièmes et quatrièmes phases ont impliqué une étude approfondie de plusieurs configurations du connecteur. La troisième phase comprenait 48 spécimens de push-out (Oguejiofor et Hosain, 1994 [120]) tandis que la quatrième phase comptait 6 spécimens de poutre mixte (Oguejiofor et Hosain, 1995 [121]).

Les résultats de ces essais ont montrés que la ruine de tous les spécimens testés a été déclenchée par des fissures de fendage longitudinal de la dalle de béton le long de la plaque perforée, suivi de l'écrasement du béton devant le connecteur. L'absence de déformation de la plaque perforée a été notée à la ruine en raison de la grande rigidité du connecteur ce qui a réduit la capacité de glissement de la connexion. En générale le connecteur Perfobond présentait une résistance qui dépassait largement les goujons à tête cependant celui-ci ne permettait pas une capacité de glissement suffisante pour développer un comportement ductile dans la connexion.

Il a été déduit également que le nombre des trous, l'espacement entre eux, l'épaisseur de la plaque, la résistance du béton et la disposition du ferrailage influençaient la résistance et le mode de ruine des spécimens. Par exemple, les performances du connecteur ont été améliorées lorsque les barres d'armature ont été disposées à travers les trous du Perfobond. En outre, Une expression semi-empirique pour prédire la capacité des connecteurs de nervure Perfobond dans une dalle pleine a été formulée comme c'est présenté dans le **Tableau 2.2 (Eq. 2.12)**. Les résultats des spécimens de poutres mixtes ont confirmé la validité de cette expression.

D'autres travaux récent tels que ceux de Jiang et Wang [122], Machacek et Studnicka [123], Al-Darzi et al. [124] et Ahn et al. [125] ont présenté des études paramétriques sur les connecteurs Perfobond à travers des essais de push-out dans le but de proposer des formules plus précises qui permettent de prédire la résistance du connecteur Perfobond dans la connexion. Dans le **Tableau 2.2** sont mis en évidence quelques formules de calcul de résistance des Perfobond développées par les travaux cités auparavant. Dans les quelles  $f_c$  est la résistance du béton à la compression,  $f_y$  est la limite élastique de l'acier,  $A_{tr}$  est la section des barres transversales passant à travers les ouvertures dans la plaque perforée,  $A_c$  est la section trou de la plaque,  $d$  est le diamètre des ouvertures dans la plaque,  $n$  est le nombre d'ouvertures dans la plaque,  $h$  et  $t$  sont la hauteur et épaisseur du connecteur, respectivement.

Auteurs	Formules de calcul <sup>a</sup>
Oguejiofor et Hosain [120]	$P_u = 4.5htf_c + 0.91A_{tr}f_y + 3.31nd^2\sqrt{f_c}$ (2.12)
Jiang et Wang [122]	$P_u = 1.8\sqrt{f_c} A_c^{0.4} + 0.62d^2f_y$ (2.13)
Machacek et Studnicka [123]	$P_u = 12.4f_c + 625.9d^2 - 68$ (2.14)
Al-Darzi et al. [124]	$P_u = 7.62 \times 10^{-4}htf_c - 7.59 \times 10^7 A_{tr}f_y + 0.0019d^2\sqrt{f_c} + 255.31$ (2.15)
Ahn et al. [125]	$P_u = 3.14htf_c + 1.21A_{tr}f_y + 3.79n\pi(d/2)^2\sqrt{f_c}$ (2.16)

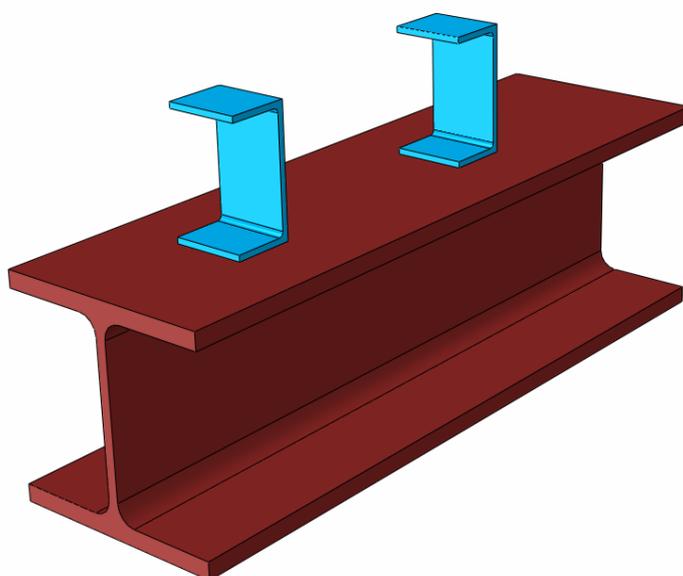
**Tableau 2.2** Formules de calcul de la résistance des goujons.

<sup>a</sup> Unités: MPa, millimètre

Par ailleurs, le connecteur Perfobond présente également des désavantages dans la connexion, notamment les difficultés de mise en place des armatures transversales inférieures dans la dalle qui sont souvent rencontrées dans les chantiers [126]. De plus, ce connecteur a un comportement plutôt rigide, en effet, Vianna et al. [127] ont effectué une évaluation des contraintes sur le connecteur Perfobond et ont remarqué que les valeurs des contraintes dans l'âme de ce connecteur n'atteignait pas la plastification ; alors que le béton était déjà fortement endommagé. Ceci produit des glissements très réduit qui ne satisfait pas souvent le critère de ductilité imposé par l'Eurocode 4 [45] (de 6mm minimum) Valente et Cruz [128]. Par conséquent, le connecteur Perfobond peut être une alternative au goujon dans la connexion toutefois sa faible ductilité limite son utilisation car avec un comportement non-ductile, la poutre mixte ne peut développer sa résistance plastique ultime.

### 3.4 Connecteur en canal

La faible résistance des goujons à tête et les complications concernant l'installation de barres d'armature transversales dans les trous du Perfobond conduisent à l'utilisation d'un autre type de connecteur plus pratique à savoir le connecteur de cisaillement en Canal comme illustré sur la **Fig. 2.13**. Ils sont couramment utilisés dans les poutres mixtes en raison de leur facilité d'approvisionnement et d'installation ; en effet, généralement les profilés UPN sont utilisés comme connecteurs de Canal et sont installés par simple soudage à l'arc sur la semelle de la poutre en acier. Selon Shariati et al. [129], ces connecteurs permettent jusqu'à deux fois plus la résistance du goujon à tête, et ne présente pas une gêne dans l'installation sur la poutre en acier par rapport à la disposition des armatures transversale comme c'est le cas avec les connecteurs Perfobond.



**Figure 2.13** Connecteur de type Canal

Parmi les multiples recherches menées sur le connecteur en Canal [130-135], les essais de push-out réalisés par Rao (1970) [136] ont permis de donner la spécification des connecteurs en Canal en les comparant avec d'autres types de connecteurs connus (goujon à tête, connecteur en buté, entre autres). Les résultats des tests ont indiqué que les connecteurs en Canal offraient une flexibilité raisonnable, meilleur que celle développée par les connecteurs en buté et avaient une capacité de charge bien supérieure à celle des connecteurs de type goujon à tête.

Les connecteurs de cisaillement en Canal ont été dans un premier temps testés à l'Université de l'Illinois par Viest et al. [72] en 1952. Cette étude préliminaire s'est concentrée sur la compréhension du comportement du connecteur en Canal et sur l'évaluation de la faisabilité de les utiliser dans les poutres mixtes pour assurer correctement la connexion. Quarante-trois spécimens de push-out et quatre poutres mixtes ont été testés dans ce programme expérimental. Les résultats des tests ont révélé que l'épaisseur de la semelle, l'épaisseur de l'âme et la longueur du Canal affectaient le comportement du connecteur dans la connexion. Selon eux [72], l'orientation du connecteur en Canal contre la charge de cisaillement (c.-à-d. soit appliquée sur la face ou sur l'arrière du Canal), n'a eu aucun effet significatif sur le comportement de la connexion. Cependant, bien que cette recherche ait fourni une bonne compréhension de la contribution des différents paramètres du connecteur en Canal, une recherche détaillée sur ces connecteurs était encore nécessaire pour développer une formule de calcul de résistance.

Les résultats d'une autre étude expérimentale sur les connecteurs de cisaillement réalisée à l'Université de Lehigh par Slutter et Driscoll (1965) [27] ont permis de développer une formule de calcul de résistance des connecteurs en Canal (Voir Eq. 2.17 dans le Tableau 2.3). Le programme d'essais été de 41 spécimens push-out avec des connecteurs en Canal, dans lesquelles l'épaisseur de la semelle et de l'âme ( $t_f$  et  $t_w$ ) et la longueur du connecteur  $L_c$  ainsi que la résistance du béton ont été variées.

Cette formule a été adoptée par le règlement canadien de conception des structure mixte CAN/CSA-S16-01 [55]. Le règlement américain AISC [44] et le règlement chinois GB 50017-2003 [137] ont repris aussi cette formule mais avec une légère modification en introduisant le module de Young  $E_c$  dans la formule (Voir Eq. 2.18 et Eq. 2.19 dans le Tableau 2.3). Cependant, ces formules s'appliquent strictement aux Canaux de 100 mm de hauteur et n'inclut pas la hauteur du canal comme paramètre. En Europe, dans l'Eurocode 4 [55] aucune formule n'est proposée jusqu'à présent pour les connecteurs en Canal.

Pashan et Hosain [138] ont prolongé la recherche sur le connecteur de cisaillement en Canal en ajoutant la hauteur du connecteur  $H_c$  comme paramètre influent sur la résistance de la connexion acier-béton. Un total de 36 spécimens de push-out sur les connecteurs en Canal ont été préparés pour réaliser cette étude. L'analyse des résultats obtenus ont permis de proposer une nouvelle formule pour calculer la capacité de charge du connecteur en Canal (Voir Eq. 2.20 dans le Tableau 2.3).

Auteurs	Formules de calcul
Slutter et Driscoll [27]	$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c}$ (2.17)
Code Americain AISC [44]	$P_u = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c E_c}$ (2.18)
Code chinois GB 50017-2003 [137]	$P_u = 0.26(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c E_c}$ (2.19)
Pashan et Hosain [138]	$P_u = (336t_f^2 + 5.24L_w H_c)\sqrt{f_c}$ (2.20)

**Tableau 2.3** Formules de calcul de la résistance des goujons.

<sup>a</sup> Unités: MPa, millimètre

En général, le connecteur en Canal offre un comportement intéressant dans la connexion qui lui permet de remplacer les goujons dans la construction mixte. De plus, contrairement aux goujons et aux Perfobonds, la forme géométrique du connecteur en Canal permet un confinement important du béton, lui conférant ainsi une capacité de charge de cisaillement élevée et une stabilité contre le soulèvement de la dalle de béton [139]. Cependant, il convient de mentionner que ce connecteur peut présenter un inconvénient par rapport à sa forte flexibilité, en effet, l'âme de ce connecteur en Canal présente un faible moment d'inertie qui lui fournit une faible rigidité en flexion. Ceci peut engendrer de fortes déformations en flexion prématurées après que la charge ultime soit atteinte, ainsi la capacité de glissement est diminuée et donc la ductilité du connecteur est directement impactée [109].

### 3.5 Autres types de connecteurs

Les connecteurs de cisaillement cités précédemment sont les plus populaire et les plus utilisés dans la construction mixte, cependant leur utilisation reste plus ou moins limité dans certain cas en raison des imperfections notées sur chaque connecteur comme il a été évoqué ci-dessus. Par conséquent le développement de nouveaux types de connecteurs est toujours d'actualité, en effet, de nombreuses recherches récentes ont été menées sur de nouveaux types de connecteurs de cisaillement qui pourraient remplacer les connecteurs traditionnels [140]. Une variété d'idées et d'innovations pour la conception de nouveaux types de connecteurs ont été recensés dans la littérature.

On compte par exemple le travail de Dallam [141], et Dallam et Harpster [142] qui ont expérimenté l'utilisation des connecteurs démontable qui sont des boulons à haute résistance (voir la Fig. 2.14) pour remplacer les goujons soudés dans les poutres mixtes. Ils ont conclu que les connecteurs de cisaillement boulonnés ont une capacité de charge de cisaillement supérieure à celle du connecteur de cisaillement de type goujon par l'augmentation du frottement entre la dalle de béton et la poutre en acier, ce qui prolonge la connexion complète (aucun glissement à l'interface) jusqu'à la charge ultime de la poutre mixte.

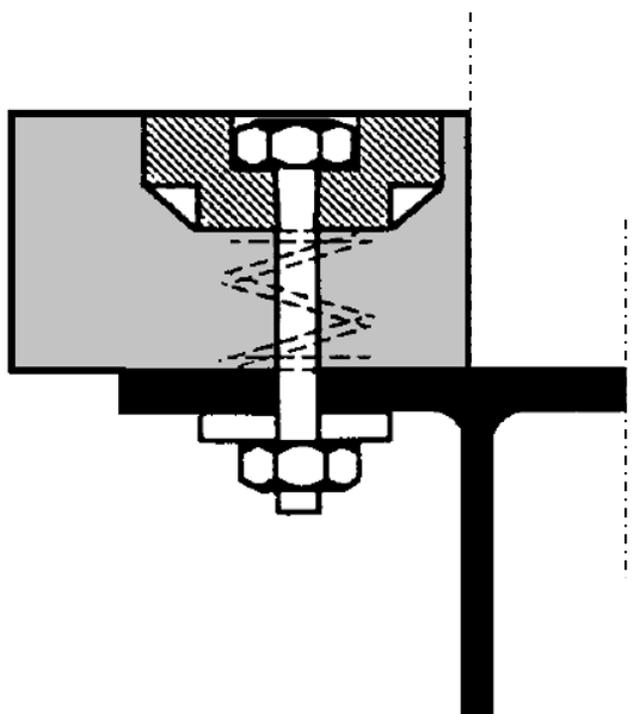


Figure 2.14 Connecteur de type boulons à haute résistance [45].

L'Eurocode 4 [45] propose une formule de calcul de la résistance des connecteurs de type boulon de haute résistance :

$$P_{Rd} = \frac{\mu F_{pr,Cd}}{\gamma_v} \quad (2.21)$$

Où  $F_{pr,Cd}$  est l'effort de précontrainte dans le boulon, il est donné dans la Section 6.5.8.2 de l'Eurocode 3 [56]:  $F_{pr,Cd} = 0.7 f_{ub} A_s$  où  $f_{ub}$  est la contrainte ultime de l'acier des boulon et  $A_s$  est la section transversale du boulon.

$\mu$  est le coefficient de frottement égale à 0.5 lorsque les semelles en acier sont d'au moins 10mm d'épaisseur, et à 0.55 lorsque les semelles en acier sont d'au moins 15mm d'épaisseur et grenillées ou sablées, dépourvues de rouille non adhérente et sans trace de corrosion.

$\gamma_v$  est le coefficient partiel de sécurité pris égale à 1.25

Un autre type de connecteur en forme d'angle illustré sur la Fig. 2.15.a est utilisé dans les poutres mixtes, il s'agit en fait de profilés en acier laminés ou formé à froid en forme de L soudés à la poutre en acier. Ce connecteur permet un bon confinement du béton pour résister au soulèvement et en comparaison avec les connecteurs en Canal (Fig. 2.13), ce connecteur est plus économique en raison de l'absence de la semelle inférieure. En outre, selon l'étude de Shariati et al. [143] celui-ci présente pratiquement le même mode de ruine que les connecteurs en Canal mais avec moins de résistance au cisaillement dans la connexion acier-béton.

Soty et Shima [144] ont établi une procédure d'essai expérimentale et ont abouti à une équation pour prédire la capacité de cisaillement ultime du connecteur de cisaillement en forme de L, elle a été proposée comme suit :

$$P_u = \left( 63 \frac{t_c}{h_c} + 1.6 \right) h_c L_c \sqrt{f_c} \quad (2.22)$$

Où  $h_c$ ,  $t_c$  et  $L_c$  sont respectivement la hauteur, l'épaisseur de l'âme et la longueur du connecteur en angle.

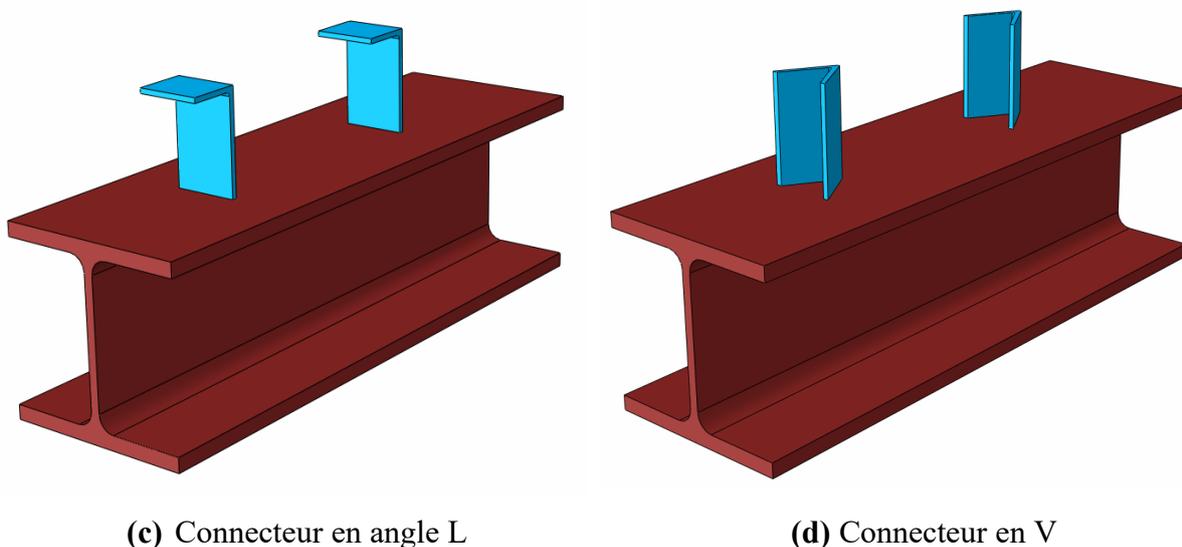


Figure 2.15 Connecteurs en forme de L et de V

Shariati et al. [145] introduit des connecteurs en angle en forme de V comme illustré sur la Fig. 2.15.b. Il a étudié différents paramètres qui influence le comportement du connecteur en V tels que la hauteur, la longueur et l'angle d'inclinaison du connecteur par rapport à la semelle de la poutre en acier. Ces résultats ont été comparés aux connecteurs en angle L (Fig. 2.15.a) et en Canal (Fig. 2.13) obtenus dans l'étude de Shariati et al. [146]. Il a été montré que le connecteur en forme de V présente un bon comportement en terme de résistance au cisaillement et de ductilité. De plus, il fonctionne mieux dans la connexion que le connecteur en angle L et les connecteurs en Canal grâce à sa forme géométrique. Par ailleurs, Le connecteur en V a été également comparé avec les goujons dans l'étude de Bezerra et al. [109], et ils déduisent que le connecteur en V se comporte mieux dans la connexion que le goujon en raison d'une plus grande surface de cisaillement, d'un moment d'inertie plus élevé et d'une plus grande surface de contact avec le béton. En outre, ils ont proposé une équation qui permet de prédire la résistance du connecteur en V :

$$P_u = 0.6 A_s \sqrt{f_c E_c} \quad (2.23)$$

Sachant que cette équation est valable pour des surfaces de cisaillement  $A_s$  du connecteur en V égales à 374.8 et 530.3 mm<sup>2</sup> et une résistance à la compression du béton  $f_c$  comprise entre 20 et 35 MPa.

La société HILTI a développé un connecteur innovant appelé X-HVB présenté sur la Fig. 2.16. Il est formé à froid en forme de L à partir d'acier doux, et les pieds sont fixées par des clous de fixation en acier trempé sur la semelle de la poutre en acier à l'aide d'un outil actionné électriquement appelé « Cloueur DX 76-PTR ». Ce qui contribue à réduire le temps et le coût total d'installation [147]. Néanmoins, les essais de push-out réalisés par Michel Crisinel [148] sur les X-HVB ont montré que leur résistance ultime au cisaillement est toujours dictée par la rupture du connecteur sur sa base ou au niveau de sa fixation par clous. De plus dans une autre étude, Michel Crisinel [149] a rapporté dans son étude que X-HVB fournis une faible résistance au cisaillement à l'interface acier-béton en raison du mode de rupture de ce connecteur qui se produit souvent par l'arrachement des clous de fixation.

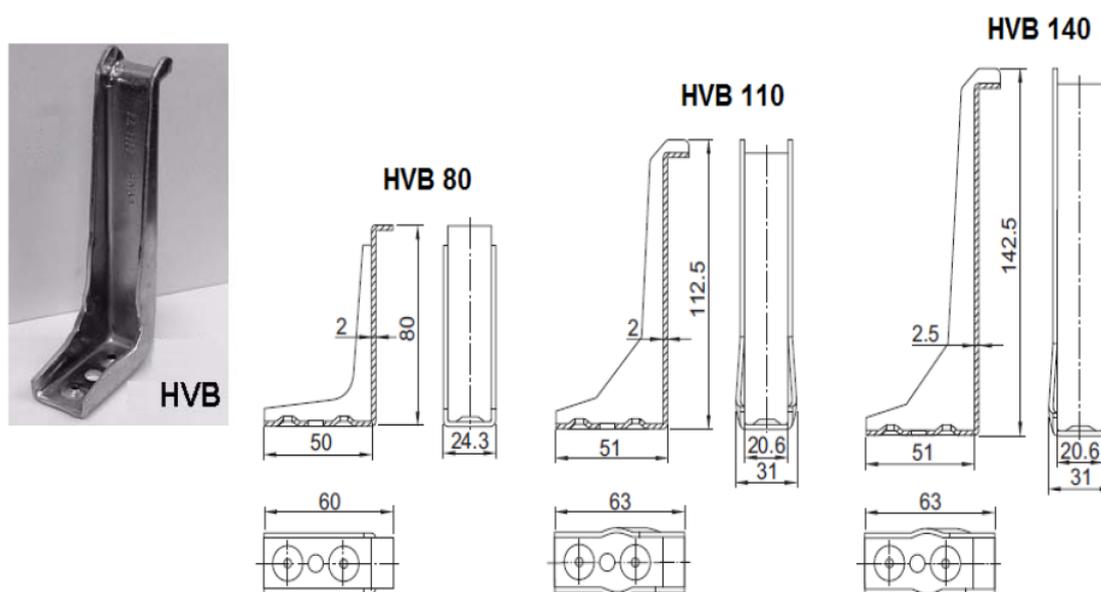


Figure 2.16 Connecteur de type X-HVB [147, 155].

Il n'existe pas des formules de calcul de résistance des connecteur X-HVB, cependant selon le catalogue technique du fabricant Hilti [147], des valeurs des résistances définies expérimentalement qui dépendent de la taille du connecteur (Fig. 2.16) ont été fixées comme suite :

- $P_u = 23 \text{ kN}$  Pour les X-HVB50 - X-HVB80
- $P_u = 28 \text{ kN}$  Pour les X-HVB95 - X-HVB110
- $P_u = 30 \text{ kN}$  Pour les X-HVB125 - X-HVB140

Pour une résistance à la compression du béton  $f_c$  comprise entre 17 MPa et 30 MPa

De leur part, Veríssimo et al. [150] ont proposé un nouveau type de connecteurs nommé Crestbond (Voir la Fig. 2.17) dans le but qu'il soit une alternative au connecteur Perfobond (Fig. 2.12). En effet, celui-ci permet une disposition plus facile des barres d'armature transversale de la dalle de béton grâce à la forme de la découpe en saillies trapézoïdales, qui empêche plus efficacement que les Perfobond la séparation transversale entre le profilé en acier et la dalle de béton (soulèvement). Toutefois, de même que les connecteur Perfobond, le glissement correspondant à la charge ultime est plus faible que pour les goujons en rainure de la forte rigidité de ce connecteur.

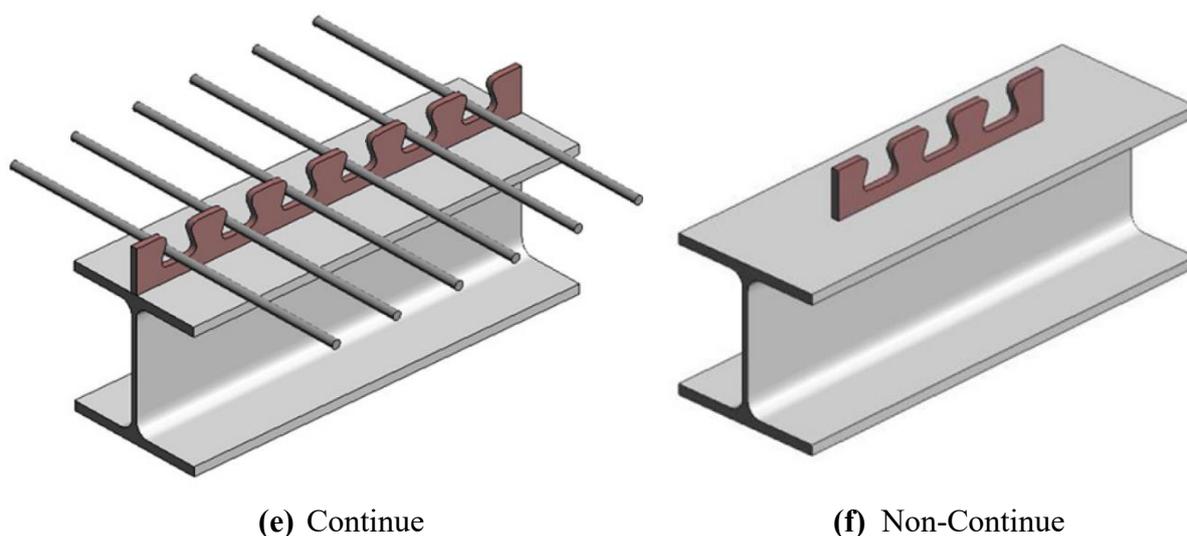


Figure 2.17 Schémas de Connecteur Crestbond pris de Veríssimo et al. [150]

Chu, Bui et al. [151] ont examiné six spécimens d'essai de push-out avec le connecteur Crestbond pour étudier les paramètres qui influence la capacité de ce connecteur dans la connexion, une équation de prédiction de la résistance du Crestbond a été développée :

$$P_u = 3.05h_{cr}t_{cr}f_c + 1.0971A_{tr}f_y + 4.168n(h_{cr,h}b_{cr,h})0.841\sqrt{f_c} \quad (2.24)$$

où  $h_{cr,h}$  et  $b_{cr,h}$  sont la hauteur et la largeur du trou du Crestbond (mm), respectivement.

$f_c$  est la résistance à la compression du béton.

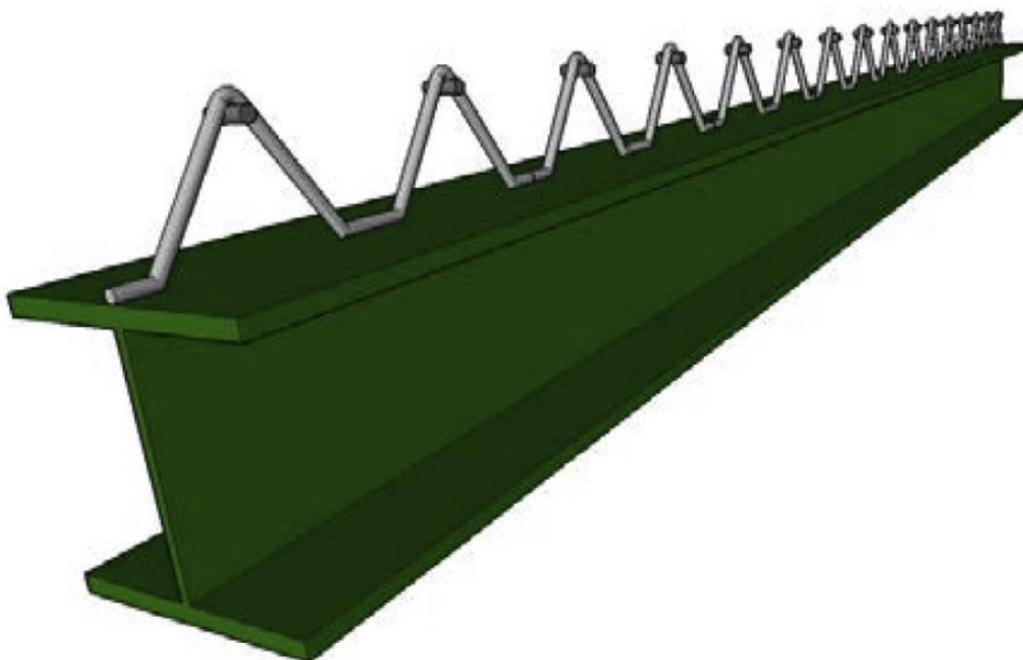
$h_{cr}$  est la hauteur du Crestbond (mm) ;  $t_{cr}$  est l'épaisseur du Crestbond (mm).

$A_{tr}$  est la surface de la barre d'armature transversale dans les trous du Crestbond (mm<sup>2</sup>).

$f_y$  est la limite d'élasticité de l'armature transversale (MPa).

$n$  est le nombre de trous du Crestbond.

Plus récemment, un nouveau type de connecteur de cisaillement en treillis (Voir la **Fig. 2.18**) a été étudié par Barbosa et al. [152] et Bezerra et al. [153]. Ce connecteur est formé d'une barre d'armature en acier (utilisée habituellement pour le renforcement du béton) pliée en forme de triangle. L'installation de ce connecteur se fait par simple soudure à l'arc. Les résultats des essais de push-out ont démontré que le connecteur en treillis présente une bonne résistance contre le cisaillement et le soulèvement de la dalle. En plus, ce connecteur fournit une ductilité satisfaisante et un mode de ruine adéquat de la connexion, le rendant ainsi une solution alternative aux connecteurs conventionnels.



**Figure 2.18** Connecteur en treillis (Schéma pris de [153])

En outre, dans l'étude de Lima et al. [154], une formule de calcul de la résistance des connecteurs en treillis a été proposée (**Eq. 2.25**), elle est valable pour une variation de la surface de cisaillement du connecteur entre 8 et 12.5 mm<sup>2</sup> et de la résistance à la compression du béton entre 25 et 45 MPa.

$$P_u = 0.701A_s\sqrt{f_cE_c} \quad (2.25)$$

Où  $A_s$  est la somme des sections transversales du treillis,  $f_c$  et  $E_c$  sont la résistance en compression et le module de Young du béton, respectivement.

## **4. Bilan de la recherche bibliographique et objectifs de la thèse**

En résumé, Les multiples études menées sur les connecteurs depuis plus de 70 ans ont principalement montré qu'il n'existe pas un connecteur idéal pour la connexion acier-béton. Chaque connecteur présente des avantages mais aussi des inconvénients dans son utilisation et donc le choix d'un connecteur particulier dépend autant de son coût, de sa facilité de fabrication et d'installation que des performances structurelles.

A travers la recherche bibliographique effectuée sur les connecteurs de cisaillement (présenté dans ce chapitre) et aussi sur les poutres mixtes acier-béton (présentée dans le **Chapitre 1**), il peut être déduit que les caractéristiques nécessaires qu'un connecteur de cisaillement doit avoir pour une utilisation économique et pratique d'un côté, et pour un comportement convenable de la connexion acier-béton et de la poutre mixte en général d'un autre côté, sont :

- Une forme innovante qui permet un bon confinement du béton.
- Un approvisionnement facile ou une fabrication simple du connecteur et à moindre cout.
- Une installation courante et pratique sur la poutre en acier et avec peu de ressources.
- Une résistance élevée contre le cisaillement à l'interface.
- Une ductilité suffisante en dépassant le minimum de 6 mm de glissement.
- Une bonne stabilité contre le soulèvement de la dalle de béton.
- Un mode de ruine qui fait participer le connecteur et le béton dans la résistance.
- L'aptitude d'assurer la liaison acier-béton de la poutre mixte jusqu'à ce que la plasticité de la dalle de béton et la poutre en acier soit atteinte.
- La capacité de permettre à la poutre mixte d'attendre sa résistance plastique ultime de sa section mixte, même avec un degré de connexion réduit (connexion partielle).

Dans le cadre de cette thèse, un nouveau type de connecteur de cisaillement innovant en forme d'OMEGA est proposé. Ce connecteur a pour vocation à être une alternative efficace aux autre types de connecteur et pourrait être une solution pratique pour éviter les problèmes liés à l'utilisation des connecteurs de cisaillement conventionnels mentionnés précédemment.

Le but de cette présente thèse est donc d'évaluer le comportement des connecteurs OMEGA dans la connexion acier-béton en établissant des essais expérimentaux et des simulations numériques. L'efficacité de ce connecteur proposé peut alors être vérifiée vis-à-vis des exigences des caractérisées que doit avoir un connecteur idéal (mentionnées ci-dessus) pour permettre un bon fonctionnement global de la poutre mixte acier-béton.

## 5. Connecteur OMEGA

Les connecteurs de cisaillement sont utilisés pour résister aux sollicitations de cisaillement, de traction et de flexion dans les poutres mixtes. Par conséquent, la forme du connecteur de cisaillement doit être idéalisée de sorte à avoir des propriétés géométriques qui permettent au connecteur de développer une capacité de connexion satisfaisante à l'interface acier-béton [89]. Dans cette thèse, un modèle géométrique en forme d'OMEGA a été proposé pour développer un nouveau connecteur de cisaillement original (tel présenté sur la **Fig. 2.19**), visant à ce qu'il soit une alternative aux connecteurs conventionnels pour les poutres mixte acier-béton. Cette forme géométrique est facile à concevoir dans les ateliers mécaniques, elle permet de confiner une grande zone de béton de manière à renforcer la stabilité du connecteur contre les sollicitations internes de la connexion.

Le connecteur OMEGA a été proposé sous deux formes géométriques légèrement distinguées, à savoir la forme primaire « OCP » et la forme améliorée « OCA », comme indiqué sur les **Fig. 2.19.a** et **Fig. 2.19.b**, respectivement. Les deux formes ont un canal avec deux semelles : le canal idéalisé pour résister au cisaillement par ses montants (les éléments verticaux du canal) d'une part, et pour confiner le béton à l'intérieur afin de résister au soulèvement de la dalle de béton et mieux répartir les contraintes dans la dalle d'autre part. Les deux semelles sont réservées pour l'installation du connecteur par soudage à l'arc standard sur la poutre en acier. Cependant pour ce qui concerne la forme améliorée, deux montants latéraux ont été ajoutés en plus du canal et des deux semelles afin d'augmenter la surface de cisaillement du connecteur et le confinement du béton, ainsi les performances structurales du connecteur OMEGA sont améliorées dans la connexion acier-béton.

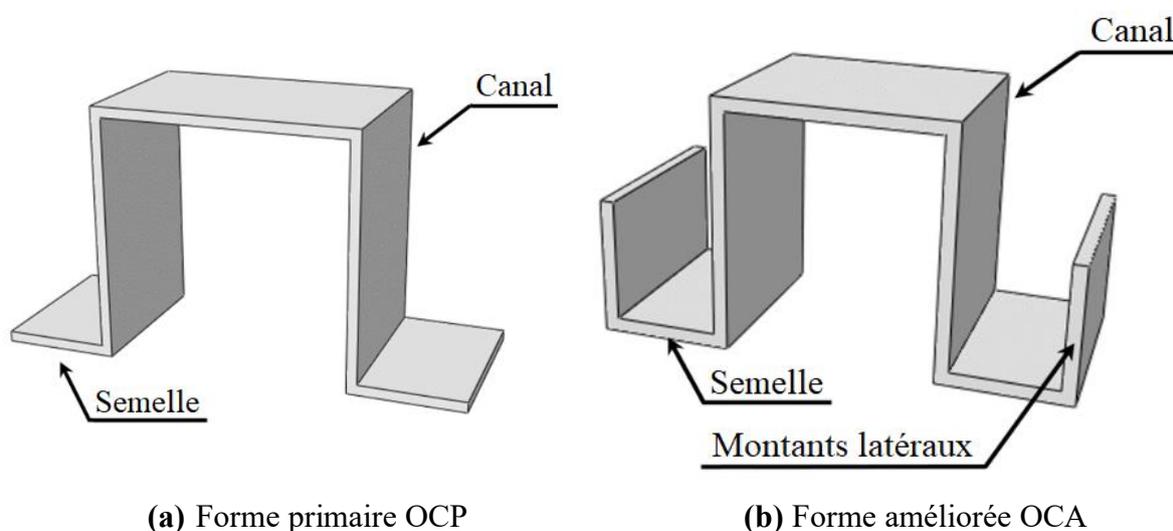
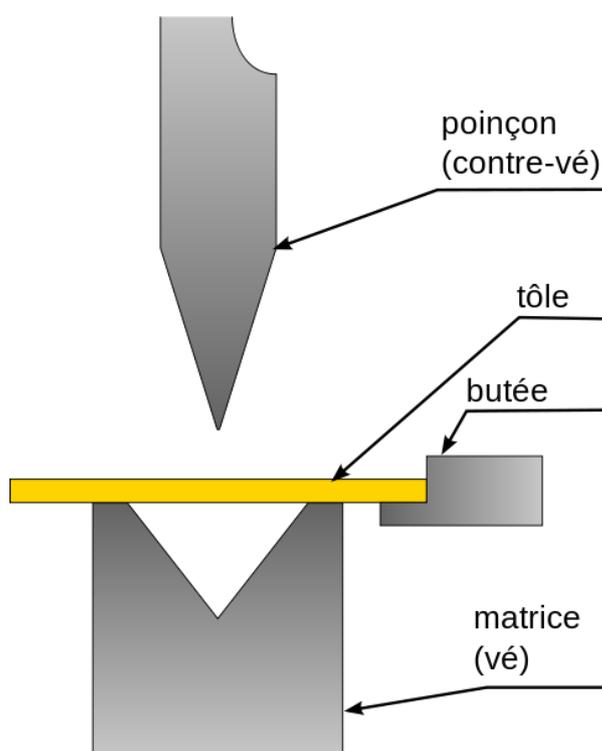


Figure 2.19 Connecteur OMEGA

## 5.1 Méthode de fabrication du connecteur OMEGA

La fabrication du connecteur OMEGA se fait par pliage à l'air d'une plaque en acier à la forme d'OMEGA (primaire ou améliorée). Le pliage est en fait une déformation obtenue grâce à l'application d'une force par un poinçon sur une pièce métallique de longueur définie posée sur deux appuis d'une matrice. Le pliage à l'air en V comme schématisé sur la **Fig. 2.20** est généralement utilisé pour la conception des profilés métallique façonné à froid [156, 157], celui-ci a donc été adopté pour la réalisation des connecteurs OMEGA. Pour ce type de pliage, le poinçon est en forme de V et les deux points d'appuis représentent les arêtes de la matrice, elle aussi en forme de V (voir la **Fig. 2.20**).



**Figure 2.20** Le pliage en V (Schéma pris de [162])

Il est à noter que le procédé de pliage des plaques d'acier doit se faire conformément aux recommandations de la norme NF ISO 7438 [158] afin de ne pas endommager la plaque métallique. En effet, cette norme spécifie une méthode de détermination de l'aptitude à la déformation plastique par pliage des matériaux métalliques. De ce fait, un tableau de pliage (qui suit la norme NF ISO 7438 [158]) est souvent fourni avec les machines de pliage pour le réglage de la force de descente du poinçon qui dépend de l'épaisseur de la plaque, de la largeur du V de la matrice, du rayon interne du pli, de la largeur minimale du bord et de l'angle final du pliage souhaité.

## 5.2 Processus de pliage du connecteur OMEGA

Dans le cadre de cette thèse, la réalisation du connecteur proposé en forme d'OMEGA a été effectuée dans le département de génie mécanique de l'Université de Lorraine à l'aide d'une machine numérique de pliage illustrée sur **Fig. 2.21.a**. Le tableau de pliage pour le réglage de la force du poinçon de cette machine est présenté dans **L'ANNEXE A**. La fabrication du connecteur OMEGA était plutôt rapide et assez simple, puisqu'il suffisait de découper une tôle d'acier en plusieurs plaques aux dimensions précises (une des plaques découpée est illustrée sur la **Fig. 2.21.b**) en utilisant la même machine; puis d'établir un processus de pliage sur ces plaques en acier pour façonner la forme finale d'OMEGA.

En effet, pour le cas de la forme améliorée du connecteur OMEGA, le processus de pliage passe par plusieurs étapes, à savoir :

- (a) Dans un premier temps, les pliages des deux extrémités de la plaque en acier ont été effectués afin d'avoir les deux montants latéraux (Voir la **Fig. 2.21.c**).
- (b) Par la suite, deux autres pliages ont été réalisés sur les extrémités toujours pour obtenir les deux semelles du connecteur qui sont réservées pour la soudure (Voir la **Fig. 2.21.d**).
- (c) Enfin, les deux derniers pliages ont été exécutés afin de former le canal du connecteur OMEGA (Voir la **Fig. 2.21.e**).

Pour la forme primaire du connecteur OMEGA, la fabrication est encore plus rapide compte tenu de l'absence des deux montants latéraux. En effet, seules les deux dernières étapes sont nécessaires pour l'élaboration de la forme primaire du connecteur OMEGA.



(a) Machine numérique de pliage



(b) Plaque découpée pour le pliage



(c) Pliages pour former les deux montants latéraux du connecteur OMEGA.



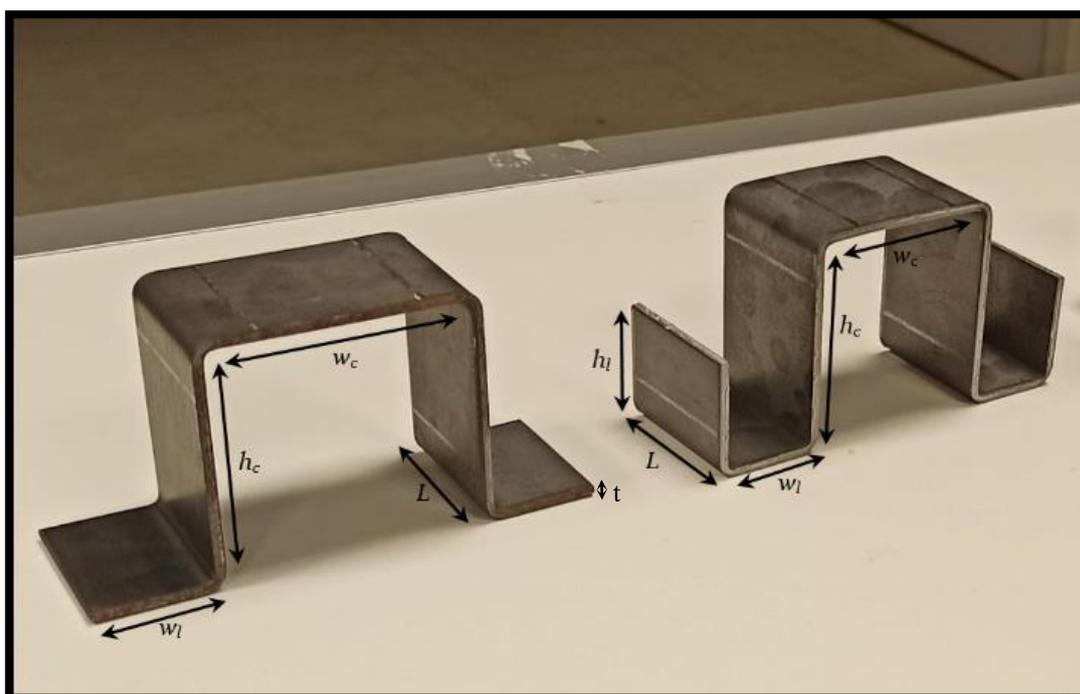
(d) Pliages pour former les deux semelles du connecteur OMEGA.



(e) Pliages pour former le canal du connecteur OMEGA.

Figure 2.21 Processus de pliage des connecteurs OMEGA

La **Fig. 2.22** montre les formes finales (primaires et améliorées) des connecteurs OMEGA. Sachant que la hauteur  $h_c$  de 70 mm et la largeur  $w_c$  de 60 mm du canal ont été idéalisées de sorte que le passage du béton à travers celui-ci soit assurément permis. En outre, la hauteur des deux montants latéraux  $h_l$  (de la forme améliorée) et la largeur des deux semelles  $w_l$  représentent respectivement les moitiés de la hauteur  $h_c$  et de la largeur  $w_c$  du canal. Les valeurs de l'épaisseur  $t$  et de la longueur  $L$  du connecteur OMEGA sont de  $t = 3\text{ mm}$  et  $L = 50\text{ mm}$ . Cependant étant donné que l'épaisseur et la longueur sont ceux qui impactent le plus la capacité des connecteurs, des valeurs de  $t = 4\text{ mm}$  avec  $L = 60\text{ mm}$  ont été également prises pour certains connecteurs OMEGA dans le cadre de cette thèse (voir le **Chapitre 3**).



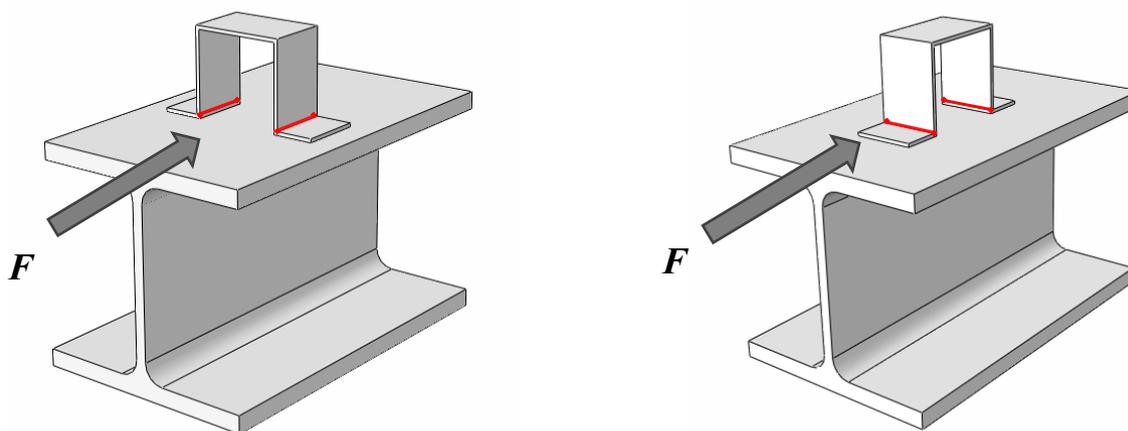
**Figure 2.22** Formes finales des connecteurs OMEGA

En pratique, les connecteurs OMEGA peuvent être directement commandés par des entreprises spécialisées en tôlerie métallique qui proposent des services de fabrication des éléments à profilés personnalisés formés à froid. Il suffit donc de fournir la forme géométrique d'OMEGA avec les dimensions et les angles de pliage pour établir une commande. Pour ce qui concerne le coût de fabrication du connecteur OMEGA, une barre de profilé en OMEGA de 1 mètre de longueur (qui donne 20 connecteurs OMEGA de 50 mm de longueur) a été estimée à 48.5 € par une entreprise française spécialisée en pliage (voir **L'ANNEXE A**).

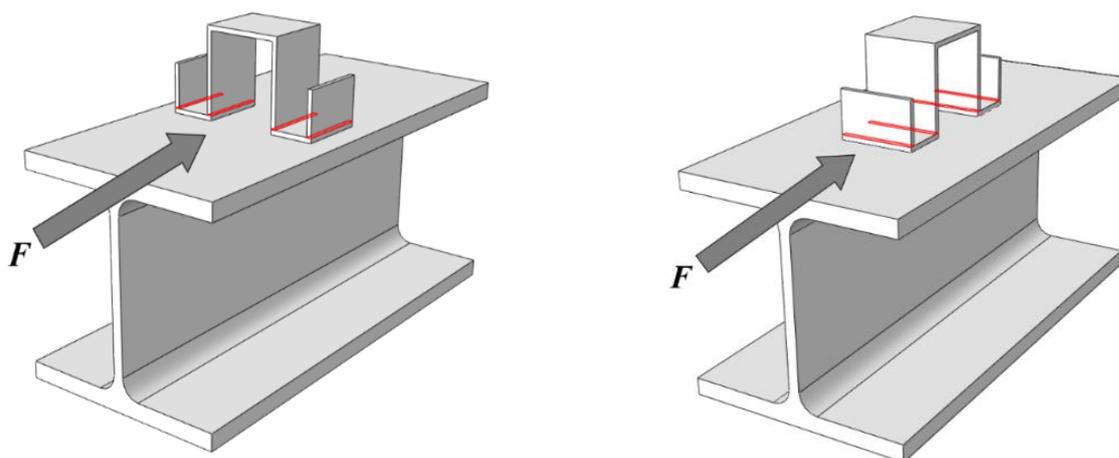
Étant donné que le connecteur OMEGA a été conçu pour avoir une résistance équivalente à celle de deux goujons réunis, une comparaison estimative peut être faite entre un connecteur OMEGA et 2 goujons à tête. D'après une estimation d'une certaine entreprise française, le prix de 40 goujons de 22 mm de diamètre est de 77.5 € (voir **L'ANNEXE A**). Par conséquent, il peut être déduit que les connecteurs OMEGA sont une solution moins chère par rapport aux goujons dans la réalisation des poutres mixtes d'environ 60% ( $77.5 - 48.5 / 48.5$ ).

### 5.3 Disposition du connecteur OMEGA

Le connecteur OMEGA peut être disposé sur la poutre en acier dans le sens transversal comme dans le sens longitudinal contre la force de cisaillement existante à l'interface acier-béton, comme c'est représenté sur la **Fig. 2.23.a** pour le cas de la forme primaire et sur la **Fig. 2.23.b** pour le cas de forme améliorée. Chaque disposition du connecteur OMEGA a des caractéristiques spécifiques, notamment sur le confinement du béton et sur le renformi du connecteur dans la connexion. En effet avec la disposition longitudinale, le béton à l'intérieur du canal va être sollicité directement par la force de cisaillement, ce qui n'est pas le cas de la disposition transversale. Par ailleurs, lorsque la disposition transversale est adoptée, il est nécessaire d'utiliser de grande section de poutre en acier en raison de la grande largeur du connecteur OMEGA, tandis que la disposition longitudinale s'adapte à toutes les sections de la poutre en acier.



(a) Pour la forme primaire du connecteur OMEGA.



(b) Pour la forme améliorée du connecteur OMEGA.

**Figure 2.23** Dispositions du connecteur OMEGA à l'interface acier-béton

## 5.4 Propriétés géométriques du connecteur OMEGA

Il convient de noter que la surface de cisaillement d'un connecteur est un paramètre déterminant de la résistance au cisaillement, celle-ci est souvent considérée comme la surface de la base d'un connecteur quelle que soit le sens de son installation. Pour le cas des connecteurs OMEGA, la surface de cisaillement est prise égale à la somme des sections transversales des montants, aussi bien pour la disposition transversale que pour la disposition longitudinale comme c'est illustré en rouge sur la **Fig. 2.23**. Par conséquent, le connecteur OMEGA de la forme primaire 'OCP' ont une surface de cisaillement égale à la somme des surfaces des montants du canal ( $A_{OCP} = t \times L \times 2$ ), alors que les connecteurs OMEGA de la forme améliorée 'OCA' ont une surface de cisaillement égale à la surface totale des deux montants du canal plus celle des montants latéraux ( $A_{OCP} = t \times L \times 4$ ).

Par ailleurs, le connecteur dans la connexion peut être également sollicité en flexion comme il a été expliqué dans la **Section 2.3**, la définition du moment d'inertie du connecteur permet d'évaluer sa stabilité contre la flexion. Pour ce qui concerne les connecteur OMEGA, le moment d'inertie change entre les deux dispositions face à la force de cisaillement qui engendre la flexion. En effet avec la disposition transversale c'est la longueur du connecteur qui est parallèle à la force de cisaillement alors qu'avec la disposition longitudinale c'est l'épaisseur qui est parallèle à la force de cisaillement.

Pour le cas de la forme améliorée du connecteur OMEGA par exemple, le moment d'inertie peut être définie par  $I_{OCAT} = 4 \times \frac{t \times L^3}{12}$  pour la disposition transversale et par  $I_{OCAL} = 4 \times \frac{L \times t^3}{12}$  pour la disposition longitudinale. Sachant que la longueur  $L$  est bien plus grande que l'épaisseur  $t$ , le connecteur OMEGA disposé transversalement va fournir un moment d'inertie beaucoup plus important qu'un connecteur OMEGA disposé longitudinalement. Ainsi, la disposition transversale permet l'avantage d'avoir une meilleure stabilité contre la flexion par rapport à la disposition longitudinale.

## 5.5 Propriétés mécaniques du connecteur OMEGA

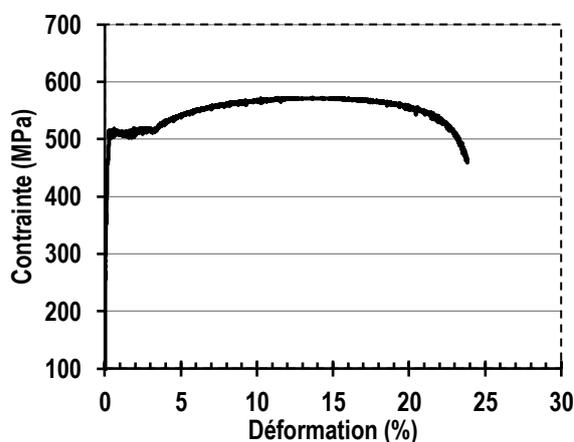
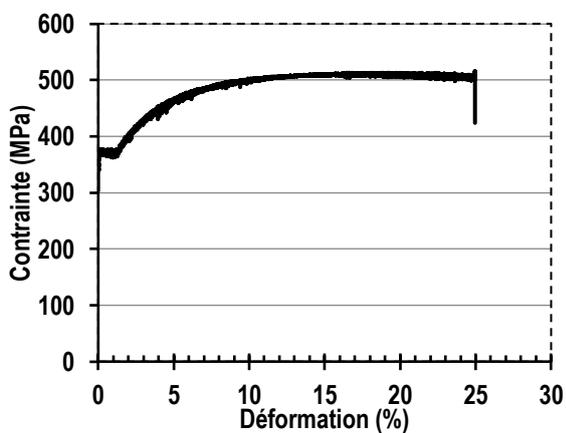
Concernant les propriétés mécaniques de l'acier des connecteurs OMEGA, la nuances d'acier de S355 a été utilisée pour pratiquement tous les connecteurs OMEGA, à l'exception d'une seule configuration du connecteur OMEGA ou la nuance d'acier de S460 a été adoptée dans le but d'établir une étude sur l'influence de la nuance d'acier sur le comportement du connecteur OMEGA (voir le **Chapitre 3**).

Des essais de traction standard ont été réalisés sur des éprouvettes prélevées sur les tôles d'acier utilisées pour la fabrication du connecteur OMEGA (voir la **Fig. 2.24.a**). Il est à noter que ces éprouvettes d'acier ont été prélevées en utilisant la machine de découpe par plasma comme illustré sur la **Fig. 2.24.b**. Les courbes contrainte-déformation de la nuance d'acier S355 et de la nuance d'acier S460 obtenues sont illustrées sur la **Fig. 2.24.c** et la **Fig. 2.24.d**, respectivement.



(a) Epreuves en acier des connecteurs

(b) Machine de découpe par plasma



(c) Courbe contrainte-déformation de S355

(d) Courbe contrainte-déformation de S355

Figure 2.24 Essais de traction sur les éprouvettes prélevées en acier

Ainsi, les propriétés mécaniques des aciers des connecteurs OMEGA sont résumées dans le Tableau 2.4.

Nuances d'acier	Limite élastique $f_y$ (MPa)	Contrainte ultime $f_u$ (MPa)	Module de Young $E_s$ (MPa)
S355	373.62	506.80	206991.69
S460	504.40	570.92	199808.59

Tableau 2.4 Propriétés mécaniques des aciers des connecteurs OMEGA

Il est à noter que le processus de pliage peut avoir un effet sur les propriétés mécaniques de la partie pliée de l'élément en acier, en effet, le pliage s'effectue par déformation plastique de l'acier jusqu'à la forme désirée atteignant ainsi une certaine contrainte  $\sigma_i$  (qui dépasse évidemment  $f_y$ ), suivie d'un relâchement de la force. Les résultats des recherches menées par Karren et Winter [159], Chajes et al [160] et Winter et Uribe [161] montrent la différence entre la courbe contrainte-déformation d'un élément en acier non déformé à celle obtenue d'un élément plié de même nuance d'acier tel représenté sur la Fig. 2.25. Il peut être observé que la mise en forme de l'acier génère une augmentation de la limite élastique  $f_y$  de  $\Delta_y$  et de la contrainte ultime à la traction  $f_u$  de  $\Delta_u$ , mais elle entraîne en même temps une réduction de la phase plastique de  $\Delta_e$ . Ainsi une nouvelle courbe contrainte-déformation peut être tracée en prenant en compte les modifications des propriétés mécaniques de l'acier dans la partie où le pliage est établie.

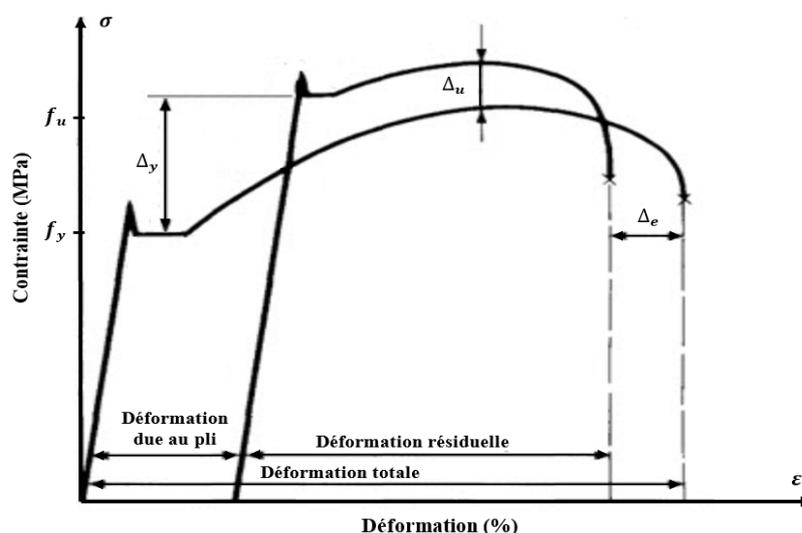


Figure 2.25 Effet du pliage sur les propriétés mécaniques de l'acier.

Cette modification des propriétés mécaniques de l'acier du connecteur OMEGA peut avoir un effet positif sur sa résistance puisque la limite élastique  $f_y$  et de la contrainte ultime  $f_u$  de l'acier sont augmentées, cependant la réduction de la phase plastique représente une perte de ductilité du connecteur ce qui pourrait accélérer sa ruine contre les sollicitations à l'interface acier-béton, en particulier pour les connecteurs OMEGA disposés longitudinalement où la force de cisaillement est appliquée directement sur les plis (voir la Fig. 2.23).

## 5.6 Installation du connecteur OMEGA

L'installation du connecteur OMEGA sur la poutre en acier se fait par la soudure à l'arc conventionnelle, elle consiste à mettre en fusion l'acier des deux pièces à température très élevée (3200°C) grâce à un métal d'apport appelé l'électrode alimenté par un générateur de soudure. Cette technique de soudage est très courante dans la construction métallique en raison de sa simplicité et facilité d'exécution que tout technicien peut réaliser ce qui n'est pas le cas de la méthode d'installation des goujons (soudure par pistolet).

En effet, la technique de soudure par pistolet adoptée pour installer les goujons à tête est plus chère et plus complexe, car elle nécessite des équipements spécifiques coûteux et des ouvriers qualifiés pour la mise en œuvre. De plus le groupe électrogène de la soudure par pistolet a besoin de forte puissance d'énergie (environ 225 kVA), chose qui n'est pas disponible dans tous les chantiers. De ce fait, la technique de soudure à l'arc va permettre un avantage non négligeable aux connecteurs OMEGA pour les utiliser dans les poutres mixtes, au détriment des goujons à tête.

La soudure du connecteur OMEGA sur la poutre en acier a été réalisée comme illustré sur la **Fig. 2.26**, où il peut être observé que le cordon de soudure est établi autour des semelles du connecteur sauf à l'intérieur du canal afin de rendre l'exécution de la soudure plus facile et rapide. À noter que la longueur totale des cordons de soudure  $L_w$  ne dépend pas de la forme du connecteur (primaire ou améliorée) et de la disposition du connecteur (transversale ou longitudinale), mais plutôt de de la longueur  $L$  du connecteur OMEGA et de la largeur de la semelle  $w_l$  ( $L_w = [L + 2w_l] \times 2$ ).



**Figure 2.26** Soudure du connecteur OMEGA sur la poutre en acier.

La soudure doit être suffisamment résistante à la force de cisaillement de l'interface acier-béton pour garantir le travail du connecteur OMEGA dans la connexion sans le risque de ruine au niveau de la soudure. Par conséquent, les recommandations de l'Eurocode 3 [56] concernant le dimensionnement de la résistance de la soudure ont été suivies. En effet, ce règlement indique que la résistance de la soudure s'accroît lorsque l'épaisseur du cordon de soudure appelée gorge "a" est augmentée. Une méthode simplifiée est proposée par ce code (l'Eurocode 3 [56]) pour déterminer la gorge minimale de la soudure par la formule suivante :

$$a \geq \frac{F_w \beta_w \sqrt{3}}{L_w f_u} \quad (2.26)$$

Où  $F_w$  est l'effort de cisaillement appliqué sur la soudure,  $\beta_w$  est le facteur de corrélation qui dépend de la nuance de l'acier, ( $\beta_w = 0.9$  pour S355),  $f_u$  est la contrainte ultime de l'acier, ( $f_u = 510 \text{ MPa}$  pour S355) et  $L_w$  est la longueur effective totale de la soudure d'angle, ( $L_w = 220 \text{ mm}$  pour  $L = 50 \text{ mm}$  et  $L_w = 240 \text{ mm}$  pour  $L = 60 \text{ mm}$ )

Ainsi, pour permettre une résistance de soudure de  $F_w = 350 \text{ kN}$ , la gorge du cordon de soudure doit être :

$$\begin{cases} a \geq 4.9 \text{ mm} & \text{pour } L = 50 \text{ mm} \\ a \geq 4.5 \text{ mm} & \text{pour } L = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

## 6. Procédures d'investigation sur les connecteurs OMEGA

Des tests expérimentaux de push-out ont été effectués sur le connecteur OMEGA pour étudier leur résistance, leur ductilité et leur mode de ruine dans la connexion acier-béton. Les connecteurs à goujon de 22 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur (G22) ont également été testés dans ce projet de thèse afin de comparer les performances du connecteur OMEGA proposé avec le goujon qui est le connecteur le plus populaire dans la construction mixte.

La méthode élément finis a été utilisée dans cette thèse pour simuler le comportement de l'essai de push-out dans le but de développer une étude paramétrique sur les connecteurs OMEGA. L'objectif est d'évaluer le comportement et la résistance de ces connecteurs en fonction de la configuration de ses dimensions et de la résistance de la dalle de béton. Puis, en utilisant les différents résultats, une formule de calcul de résistance des connecteurs OMEGA a été développée.

Des essais de flexion à 4 points sur des poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA disposés à l'interface ont également été réalisés dans le cadre de cette thèse. Le but est d'analyser l'influence du comportement de la connexion avec les connecteurs OMEGA sur le comportement global de la poutre mixte. En outre, une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats analytiques a été établie pour vérifier si les méthodes de calcul proposées par le règlement européen 'Eurocode 4' [45] et algérien 'D.T.R-BC-2.4.10' [47] sont applicables pour les poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA.

## **7. Conclusion**

Ce chapitre a permis d'illustrer dans un premier temps le comportement des connecteurs de cisaillement dans la connexion des poutres mixte acier-béton. Ensuite, une recherche bibliographique a été établie sur les différents types de connecteur de cisaillement utilisés dans la construction mixte, celle-ci a permis d'évaluer les avantages et les inconvénients de chacun et d'identifier les caractéristiques nécessaires que doit avoir un connecteur en termes de résistance et de ductilité pour permettre à la poutre mixte de fonctionner correctement en flexion.

A partir des conclusions tirées de cette recherche bibliographique, la problématique de cette présente thèse a pu être développée en proposant un nouveau type de connecteur sous la forme d'OMEGA qui a pour objectif de satisfaire toutes les exigences structurelles et fonctionnelles pour fournir à la poutre mixte un comportement adéquat. Le processus de fabrication, les propriétés et la méthode d'installation de ce connecteur OMEGA proposé dans cette thèse ont été présentés à la fin de ce chapitre.

**Chapitre 3 :**

*Essais de push-out sur les connecteurs  
OMEGA*

## 1. Introduction

Dans cette thèse, le connecteur original en forme d'OMEGA a été conçu dans le but de le proposer comme une alternative pratique pour éviter les imperfections liées à l'utilisation des connecteurs conventionnels tels que les goujons à tête comme il a été mentionné dans le **Chapitre 2**. Par conséquent son utilisation dans la poutre mixte doit répondre à certaines exigences principales. Les tests expérimentaux de push-out sont généralement utilisés pour déterminer le comportement interne des connecteurs de cisaillement avec le béton de la dalle dans la connexion acier-béton. Cet essai traditionnel s'est avéré très efficace dans l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface et au soulèvement de la dalle, la capacité de déformation du connecteur et le mode de ruine du connecteur avec le béton de la dalle.

Dans ce chapitre, des spécimens de l'essai de push-out ont été préparé avec les connecteurs OMEGA, Les résultats sont obtenus sous forme de courbes charge-glissement et de courbes charge-soulèvement, l'évaluation de ces courbes permet de définir la résistance du connecteur OMEGA au cisaillement et au soulèvements de la dalle, ainsi que la ductilité par la capacité de glissement. De plus, les modes de ruines des spécimens sont analysés pour comprendre le mécanisme de la connexion acier-béton avec ce connecteur OMEGA proposé. Par ailleurs, d'autres spécimens de l'essai de push-out ont été réalisé avec les connecteurs conventionnels de type goujon à tête afin de comparer les performances des connecteurs OMEGA à celles des goujons standard

## 2. Procédure expérimentale de l'essai de push-out

Les spécimens de l'essai de push-out se composent d'une courte pièce de poutre en acier reliée des deux côtés par des dalles de béton au moyen de connecteurs de cisaillement installés à l'interface acier-béton (en l'occurrence les connecteurs OMEGA). Les deux dalles de béton sont posées sur leurs bases et la charge est appliquée sur le dessus de la poutre en acier (voir la **Fig. 3.1**), ainsi les connecteurs de cisaillement sont soumis à des forces de cisaillement à l'interface acier-béton.

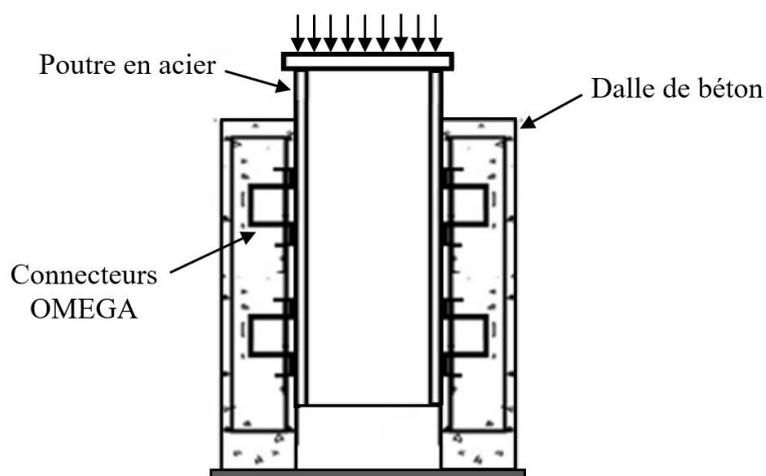


Figure 3.1 Essai de push-out.

## 2.1 Description des spécimens pour les essais de push-out

Comme il a été évoqué dans le **Chapitre 2**, deux formes des connecteurs OMEGA ont été proposées dans cette thèse (la forme primaire et la forme améliorée). De plus, ce connecteur peut être disposé transversalement comme il peut être disposé longitudinalement contre l'effort de cisaillement. Par conséquent, les essais de push-out sur les connecteurs OMEGA ont été organisés en trois séries :

(a) **La série 1** : Pour les essais de push-out sur les connecteurs OMEGA de la forme primaire OCP-(3x50) avec les deux sens de disposition (deux spécimens identiques pour la disposition transversale 'OCPT-(3x50)' et deux autres pour la disposition longitudinale 'OCPL-(3x50)').

- Le but est de vérifier la capacité de ces connecteurs avec la forme primaire et l'influence de son sens de disposition sur le comportement de la connexion.

(b) **La série 2** : Pour les essais de push-out sur les connecteurs OMEGA de la forme améliorée OCA-(3x50) dans laquelle deux spécimens identiques sont fabriqués pour chaque disposition du connecteur (transversale 'OCAT-(3x50)' et longitudinale 'OCAL-(3x50)').

- Le but est d'évaluer l'apport que peut fournir les deux montants latéraux ajoutés à cette forme améliorée et également avec les deux sens de disposition.

(c) **La série 3** : Pour les essais de push-out sur les connecteurs OMEGA de la forme améliorée disposés au sens longitudinale mais cette fois-ci avec l'agrandissement de la surface de cisaillement, dans laquelle l'épaisseur a été agrandie de 3 à 4 mm et la longueur de 50 à 60 mm ('OCAL-(4x60)'). En outre, deux nuances d'acier des connecteurs OMEGA ont été utilisées (acier de S355 comme les autres connecteurs OMEGA des autres séries et une nouvelle nuance d'acier de S460). Il est à noter que le choix du sens de disposition longitudinale du connecteur OMEGA a été adopté en raison de l'avantage de mise en disposition qu'elle fournit pour la connexion d'un côté, et de vérifier l'impact des dimensions sur la stabilité en flexion du connecteur OMEGA, compte tenu du faible moment d'inertie procuré par la disposition longitudinale au connecteur OMEGA (voir la **Section 5.4** du **Chapitre 2**).

- Cette série a pour but d'étudier l'influence des propriétés géométriques (surface de cisaillement) du connecteur OMEGA sur le mécanisme de la connexion.

Par ailleurs, des essais de push-out sur les goujons de 22 mm de diamètre "G22" en deux spécimens identiques ont été réalisés en parallèle des trois séries mentionnées dans l'intérêt de mener des études de comparaisons avec les connecteurs OMEGA. En résumé dans ce chapitre, un total de 12 spécimens a été fabriqué pour effectuer la procédure expérimentale de l'essai de push-out (**Tableau 3.1**).

Séries	Spécimens	Nbre de spécimens	Type de connecteurs	Disposition du connecteur	Nuance d'acier
	SP-G22	2	G22	-	S350
Série 1	SP-OCPT-(3x50)	2	OCPT-(3x50)	Transversale	S355
	SP-OCPL-(3x50)	2	OCPL-(3x50)	Longitudinale	S355
Série 2	SP-OCAT-(3x50)	2	OCAT-(3x50)	Transversale	S355
	SP-OCAL-(3x50)	2	OCAL-(3x50)	Longitudinale	S355
Série 3	SP-OCAL-(4x60)- S355	1	OCAL-(4x60)	Longitudinale	S355
	SP-OCAL-(4x60)- S460	1	OCAL-(4x60)	Longitudinale	S460

Tableau 3.1 Description des spécimens des essais de push-out.

## 2.2 Configuration des spécimens des essais de push-out

Les recommandations de l'Eurocode 4 [45] ont été suivies pour la fabrication des spécimens de l'essai de push-out. Ce règlement propose une configuration "normalisée" pour les spécimens avec les goujons à tête qui précise les dimensions de la dalle de béton (150x600x650 mm<sup>3</sup>) et de la poutre d'acier (HEB260) ainsi que la disposition constructive des connecteurs. Il est à noter que cette configuration "normalisée" a été appliquée dans cette étude pour les spécimens de push-out avec les G22. La **Fig. 3.2** illustre les détails de la configuration "normalisée" utilisée pour les spécimens des essais de push-out avec les G22.

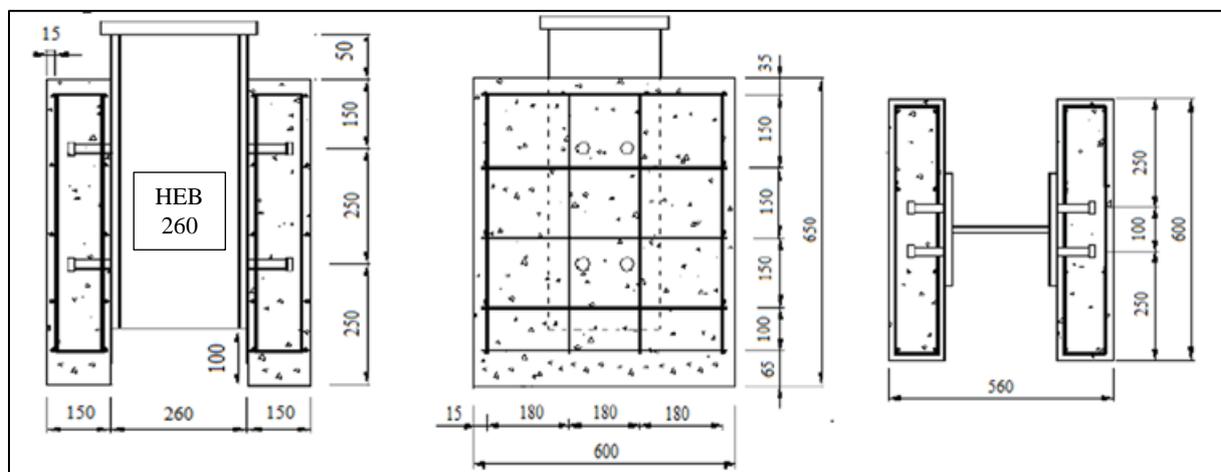
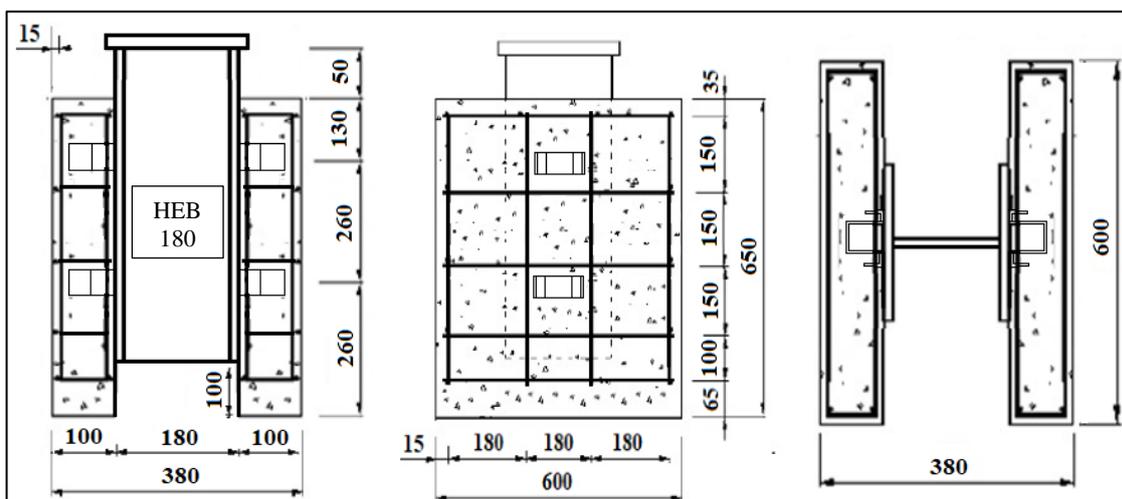


Figure 3.2 Configuration normalisée du test de push-out sur les G22.

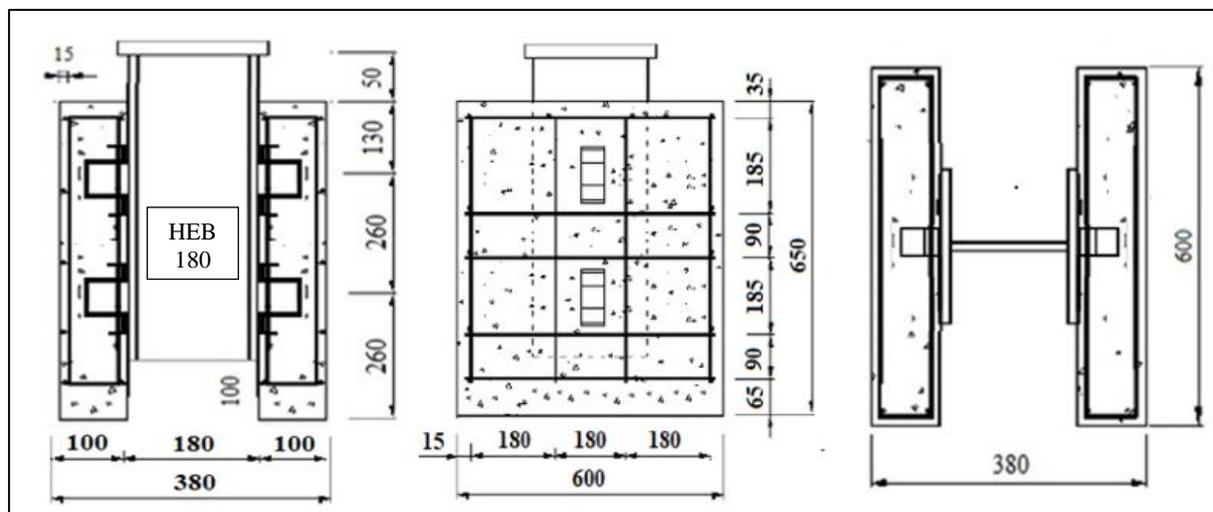
En revanche dans le même code [45], une autre configuration dite "spécifique" de l'essai de push-out est proposée pour les spécimens avec les autres types de connecteurs. Cette configuration indique uniquement les espacements entre les connecteurs (en entre axe), sans donner de détails sur les dimensions des composants des spécimens de l'essai de push-out (dalle de béton et la poutre en acier). Par conséquent le choix du profilé de la poutre en acier et des dimensions de la dalle de béton reste libre pour la configuration des spécimens avec les connecteurs OMEGA.

Selon l'étude menée par George et Goble [162], la section transversale de la poutre en acier n'a pas une grande influence sur le comportement des connecteurs dans les essais de push-out tant que l'épaisseur de la semelle permet un soudage efficace des connecteurs. En ce qui concerne la dalle de béton, l'étude réalisée par Anderson et Meinheit [163] a démontré que l'épaisseur de la dalle n'est pas une variable qui influence le comportement et la résistance des connecteurs. Cependant, l'Eurocode 4 [45] exige un revêtement minimum de 20 mm pour éviter les fissures de fendage longitudinale au-dessus du connecteur de cisaillement ainsi qu'une distance supérieure à 20 mm entre le bord du connecteur et le bord de la semelle de la poutre sur laquelle il est soudé.

Par conséquent, la configuration "spécifique" des spécimens de push-out sur les connecteurs OMEGA a été définie comme suite: le profilé HEB 180 a été adopté pour la poutre en acier au lieu du profilé HEB260 de la configuration "normalisée" et l'épaisseur de la dalle de béton a été fixée à 100 mm contre 150 mm des dalles de béton avec les G22. Pour le ferrailage de la dalle, les barres d'armature de 8 mm de diamètre ont été utilisées pour tous les spécimens. Le choix de ces dimensions était dans le but de concevoir des spécimens plus petits pour permettre la facilité de la manutention et de l'installation dans la presse hydraulique. La Fig. 3.3.a et la Fig. 3.3.b montrent les détails des configurations "spécifique" utilisées pour les spécimens des essais de push-out sur les connecteurs OMEGA disposés au sens transversal et longitudinale, respectivement. Il est à noter que quatre goujons (G22) ont été installés sur chaque dalle de béton et que seulement deux connecteurs OMEGA ont été placés sur chaque dalle de béton.



(a) Configuration spécifique du test de push-out sur les OC de disposition transversale.



(b) Configuration spécifique du test de push-out avec les OC de disposition longitudinale.

Figure 3.3 Configuration du test de push-out des connecteurs OMEGA

### 2.3 Préparation des spécimens de l'essai de push-out

Pour les spécimens de push-out avec les goujons, les poutres en acier avec les G22 soudés par pistolet ont été directement commandées, par manque de moyens au laboratoire pour la réalisation de la technique de soudure spécifique aux goujons (voir la **Fig. 3.4.a**). En revanche l'installation des connecteurs OMEGA sur les poutres en acier a été effectuée avec de la soudure à l'arc conventionnelle par un technicien professionnel dans l'atelier du laboratoire (**Fig. 3.5-10.a**).

Après la fabrication des ferrailles des dalles de béton de tous les spécimens comme c'est présenté sur la **Fig. 3.11.a**, ils ont été installés avec les poutres en acier (sur lesquelles les connecteurs ont été soudés) dans les coffrages en bois comme on peut le voir sur les **Fig. 3.4-10.b**. Dans le but de mesurer uniquement la résistance des connecteurs de cisaillement à l'interface, les surfaces des poutres en acier ont été lubrifiées pour éliminer la résistance par frottement qui peut être générée par l'interaction entre la dalle de béton et la poutre en acier (voir **Fig. 3.11.b**).

Le béton a été préparé en utilisant la bétonnière présente dans l'atelier du laboratoire (**Fig. 3.11.c**) puis il a été coulé dans les coffrage comme c'est illustré sur les **Fig. 3.11.e-f**. Il est à noter qu'une aiguille vibrante a été utilisée pour bien homogénéiser le béton et éviter le problème de ségrégation (voir **Fig. 3.11.d**). Les spécimens ont été par la suite décoffrés après un temps de séchage de 48 heures. La **Fig. 3.11.g** montre quelques spécimens de push-out prêts à être testés après 28 jours de maturité du béton.



(a)



(b)

Figure 3.4 Préparation du spécimen de push-out avec les goujons G22



(a)



(b)

Figure 3.5 Préparation du spécimen de push-out avec les OCPL-(3x50).



(a)



(b)

Figure 3.6 Préparation du spécimen de push-out avec les OCPT-(3x50).



(a)



(b)

Figure 3.7 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(3x50).



(a)



(b)

Figure 3.8 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAT-(3x50).



(a)



(b)

Figure 3.9 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(4x60)-S355.



(a)



(b)

Figure 3.10 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(4x60)-S460.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

Figure 3.11 Préparation des éléments des spécimens et coulage du béton.

## 2.4 Propriétés des matériaux

Les propriétés mécaniques de tous les types de matériaux utilisés dans les spécimens d'essai de push-out ont été obtenues en effectuant des essais standard conformément à la norme de l'Eurocode 2 [70]. Pour ce qui concerne les dalles de béton, les quantités des différents matériaux utilisée pour la formulation du béton sont présentées dans le **Tableau 3.2** pour un volume de 120 litres qui correspond aux deux dalles du spécimen de push-out, plus les trois éprouvettes cylindriques de (160x320) afin d'évaluer les propriétés mécaniques du béton. Pour chaque spécimen coulé, deux éprouvettes cylindriques ont été réservées pour le test en compression (**Fig. 3.12.a**) et une pour le test de fendage (**Fig. 3.12.b**).

Matériaux	Gravier (Kg)	Sable (Kg)	Ciment CEM II (Kg)	Eau (L)	Super plastifiant (Kg)
Quantités	124.23	95.86	40.80	21.06	0.35

**Tableau 3.2** La formulation utilisée pour la préparation du béton

Le **Tableau 3.3** présente toute les valeurs de résistance obtenues par les éprouvettes de béton prélevés pour les essais de push-out. La résistance moyenne à la compression et la résistance moyenne à la traction mesurées étaient  $f_c = 28.5 \text{ MPa}$  et  $f_t = 2.3 \text{ MPa}$ , respectivement. Le module de Young du béton était de  $E_c = 30310.32 \text{ MPa}$  en le calculant par la formule (**Eq. 3.1**) proposée par l'Eurocode 2 [70]:

$$E_c = 22000 \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.3} \quad (3.1)$$



(a) Test de compression

(b) Test de fendage

**Figure 3.12** Essai sur les éprouvettes cylindriques de béton.

Spécimens		Résistance à la compression $f_c$ (MPa)	Résistance à la traction $f_t$ (MPa)	
Série 1	SP-OCPT (3x50)	Ep1	27.67	-
		Ep2	31.06	-
		Ep3	-	2.4
	SP-OCPL (3x50)	Ep4	29.72	-
		Ep5	27.53	-
		Ep6	-	2.7
Série 2	SP-OCAT (3x50)	Ep1	29.42	-
		Ep2	29.84	-
		Ep3	-	2.10
	SP-OCAL (3x50)	Ep4	27.28	-
		Ep5	27.10	-
		Ep6	-	2.07
Série 3	SP-OCAL (4x60)-S355	Ep1	30.80	-
		Ep2	28.82	-
		Ep3	-	2.14
	SP-OCAL (4x60)-S460	Ep4	28.81	-
		Ep5	28.43	-
		Ep6	-	2.29
SP-G22		Ep1	27.28	-
		Ep2	26.32	-
		Ep3	-	2.4

Tableau 3.3 Les propriétés mécaniques des éprouvettes de béton

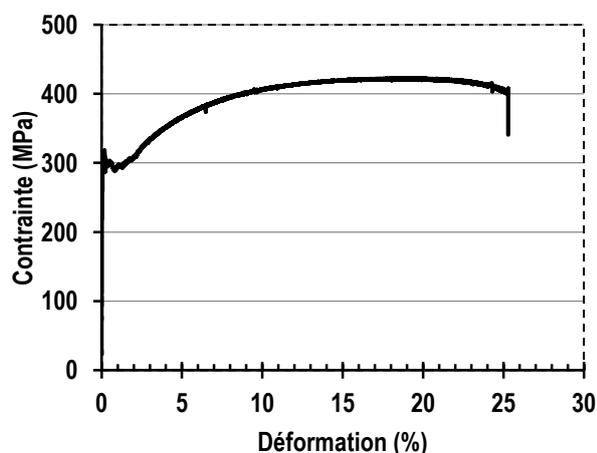
Par ailleurs, en ce qui concerne les propriétés de l'acier de la poutre en acier, des barres d'armatures et des connecteurs de cisaillement, elles ont été mesurées en exécutant des essais de traction sur des éprouvettes en acier prélevées (voir la **Fig. 3.13.a-b**). Les courbes contrainte-déformation des aciers de la poutre en acier et des barres d'armatures sont illustrées sur la **Fig. 3.13.c** et la **Fig. 3.13.d**, respectivement. Tandis que les courbes contrainte-déformation de l'acier des connecteurs OMEGA sont présentées dans la **Fig. 2.24** du **Chapitre 2**.



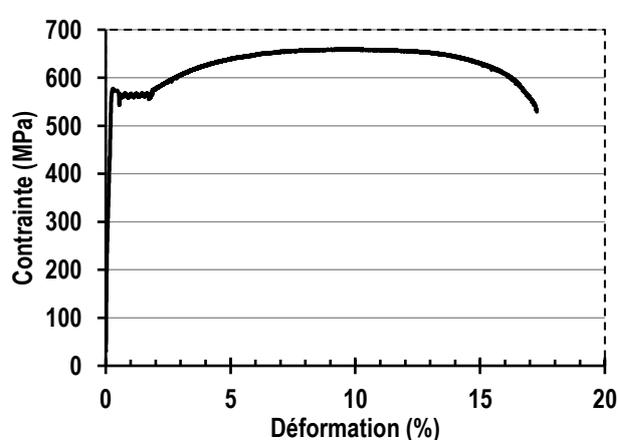
(a) Eprouvettes en acier des connecteurs



(b) Essais de Traction



(c) Courbe contrainte-déformation de S275



(d) Courbe contrainte-déformation de Fe E500

**Figure 3.13** Essais de traction sur les éprouvettes prélevées en acier

Pour tous les spécimens de push-out, la nuance d'acier des poutres en acier est de S275 et celle des barres d'armatures est de Fe E500. Pour les connecteur OMEGA, la nuance d'acier de S355 était utilisée pour tous les spécimens à l'exception d'un seul spécimen de la série 3 ou la nuance du connecteur OMEGA est de S460. Concernant les goujons de tête "Nelson", la nuance d'acier est de S350 comme définis par le fournisseur. Les détails des propriétés mécaniques de tous les aciers sont résumés dans le **Tableau 3.4**.

Les éléments	Nuances d'acier	Limite élastique $f_y$ (MPa)	Contrainte ultime $f_u$ (MPa)	Module de Young $E_s$ (MPa)
Poutre en acier	S275	310.11	425.04	206666.67
Barres d'armatures	Fe E500	560.03	658.01	192500
Connecteurs OMEGA	S355	373.62	506.80	206991.69
	S460	504.40	570.92	199808.59
Goujons à tête	S350	337.84	420.58	210000

Tableau 3.4 Les propriétés mécaniques des éléments en acier.

## 2.5 Procédure de chargement et instrumentalisation

La Fig. 3.14 montre un spécimen de push-out installée dans la machine de chargement pour l'exécution de l'essai. La presse hydrauliques d'une capacité de 5000 kN a été utilisée pour exécuter le test de push-out. Les spécimens ont été soigneusement centrées sous les vérins hydrauliques pour assurer la répartition des charges sur tous les connecteurs ancrés dans la dalle.



Figure 3.14 Installation du spécimen de push-out dans la presse hydraulique.

La procédure de chargement a été établie selon les instructions de l'Eurocode 4 [45] : Dans la phase initiale, la charge a été appliquée avec des incréments de 10 kN jusqu'à 40 % de la charge de rupture attendue. Par la suite, la charge a été appliquée par des cycles répétés de 25 fois entre 5 et 40 % de la charge de rupture estimée. En dernier lieu, la charge a été appliquée avec un incréments de 5 kN jusqu'à ce que la charge de rupture soit atteinte (Fig. 3.15).

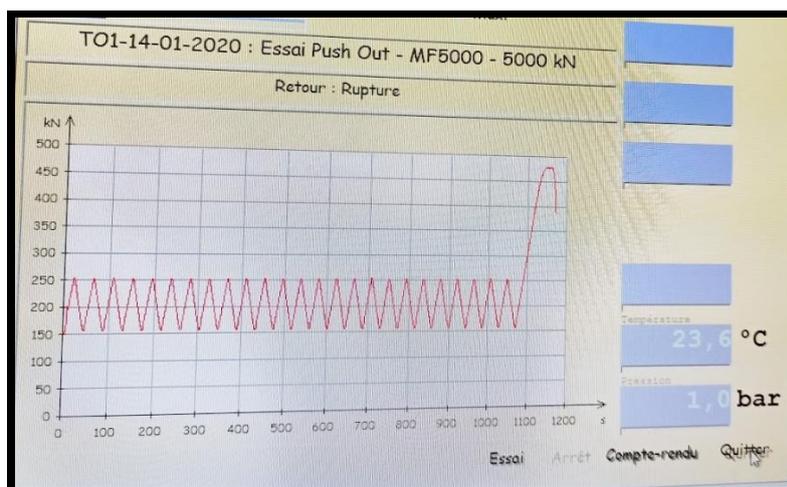
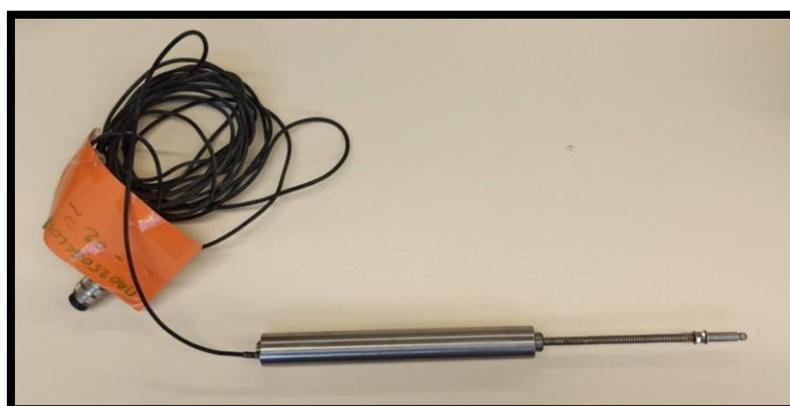


Figure 3.15 Phases de chargement de l'essai de push-out.

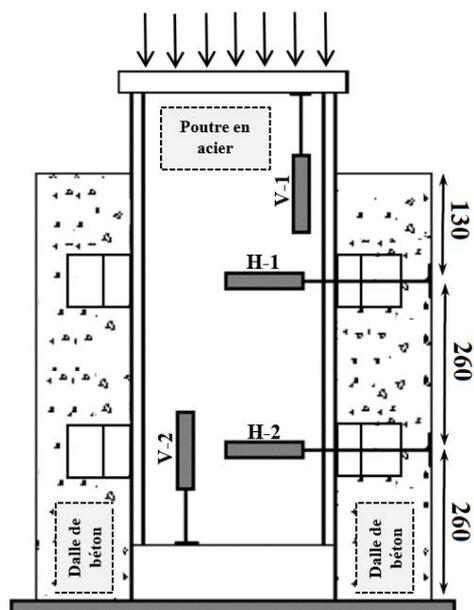
Il est à noter que chaque spécimen était équipé de quatre capteur de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transducer) (voir la Fig. 3.16.a). Deux LVDT (H1 et H2) ont été utilisés pour mesurer la séparation horizontale de l'interface qui représente le soulèvement de la dalle de béton et deux LVDT (V1 et V2) ont été utilisés afin d'évaluer le déplacement vertical des profilés en acier par rapport aux dalles en béton (glissement de l'interface). Les LVDT horizontaux ont été placés au niveau des deux positions des connecteurs, tandis que les LVDT verticaux ont été placés sur le haut et le bas de la poutre en acier. Les LVDT ont été fixés avec des dispositifs de serrage mécanique et pointés sur des plaques métalliques collées sur les éléments des spécimens comme c'est illustré sur la Fig. 3.16.b. Les positions de tous les capteurs LVDT sur les spécimens de push-out sont schématisées sur la Fig. 3.16.c.



(a) Capteur de déplacement LVDT



(b) Installation des LVDT



(c) Position des capteurs LVDT

Figure 3.16 Configuration des capteurs LVDT.

Les valeurs des charges appliquées aux spécimens de push-out ont été contrôlées pour chaque incrément de temps à l'aide du logiciel QuantX 4 (version 6) par la connexion avec la presse hydraulique, comme illustré sur la Fig. 3.17.a. Alors que les valeurs de déplacement obtenues par les capteurs LVDT pour chaque incrément de charge ont été enregistrées à l'aide d'une centrale d'acquisition de données Spyder-8 (voir la Fig. 3.17.b) connectée à un ordinateur, dans lequel le logiciel StrainSmart (version 4.5) a été utilisé pour l'acquisition des données des capteurs LVDT dans un fichier Excel



(a) Mesure des déplacement LVDT



(b) Mesure de la force appliquée



(c) Vue générale de l'essai de push-out

**Figure 3.17** Configuration des outils utilisé pour l'exécution de l'essai de push-out.

Les charges appliquées ont été ultérieurement corrélées aux déplacements de glissement vertical et de soulèvement horizontal pour chaque spécimen testé afin de tracer les courbes charge-glissement et charge-soulèvement. La **Fig. 3.17.c** montre une vue générale de l'essai de push-out avec tous les outils et appareillages utilisés pour son exécution.

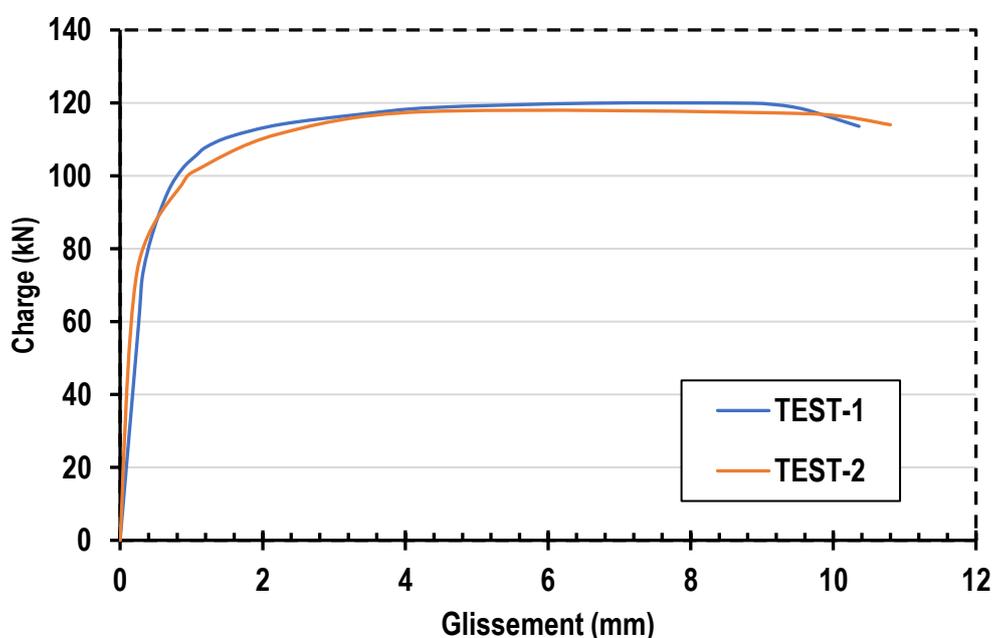
### 3. Résultats des essais de push-out

Dans cette section, les résultats des essais de push-out avec les analyses et les interprétations sont présentés. Dans un premier temps les courbes charge-glissement obtenues à partir de ces essais ont été évaluées afin de tirer les résistances au cisaillement de chaque connecteur étudié. La capacité de glissement et la rigidité au cisaillement ont été ensuite évaluées afin de vérifier la ductilité de la connexion acier-béton avec les connecteurs OMEGA.

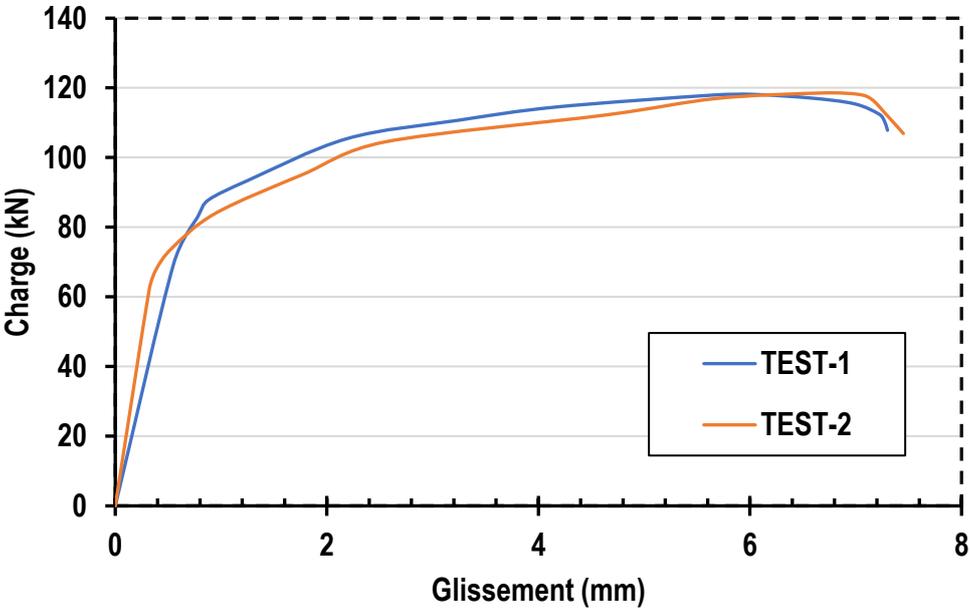
Les courbes charge-soulèvement obtenues à partir des essais de push-out ont été également analysées, une évaluation de la résistance des différents connecteurs étudiés contre le soulèvement de la dalle de béton a été effectuée. Enfin, les observations des ruines produites des différents échantillons ont été étudiés afin de comprendre le mode du mécanisme de rupture des connecteurs dans la dalle de béton. Durant l'analyse des résultats, l'influence de la forme, la disposition, les dimensions du connecteur ainsi que la nuance d'acier ont été prises en considération. De plus, des comparaisons constructives ont été établies entre les connecteurs OMEGA et les goujons à tête afin de déduire les avantages et les inconvénients de l'utilisation de chacun dans la connexion de la poutre mixte acier-béton.

#### 3.1 Courbes charge-glissement

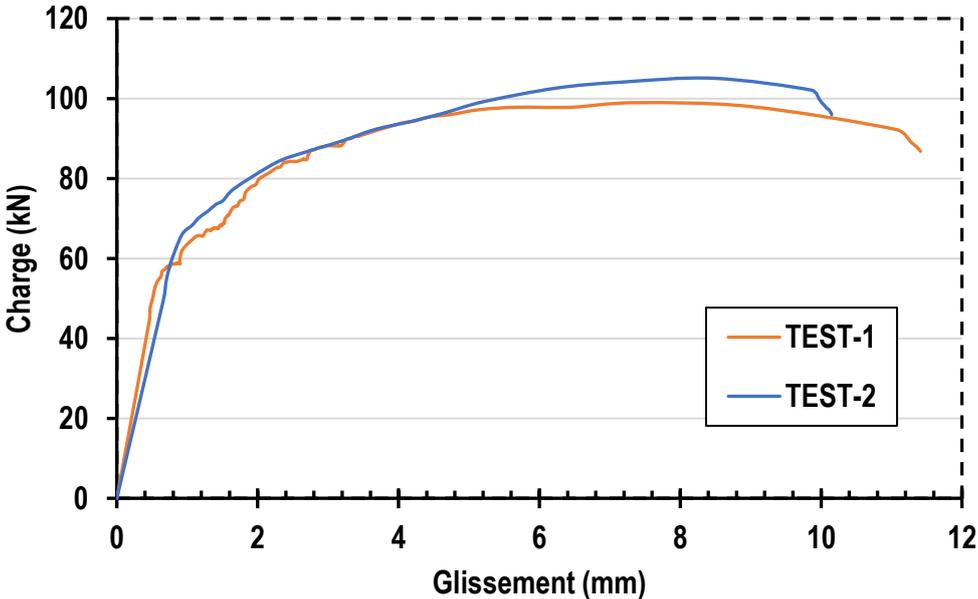
Les courbes charge-glissement obtenues à partir des essais de push-out sur les connecteurs OMEGA de la série 1 (SP-OCPT-(3x50) et SP-OCPL-(3x50)) sont présentées sur la **Fig. 3.18.a** et la **Fig. 3.18.b** respectivement; tandis que la courbe charge-glissement du spécimen avec les goujons de tête (SP-G22) est présentée sur la **Fig. 3.18.c**.



(a) Courbe charge-glissement des spécimens avec 'OCPT-(3x50)'.



(b) Courbe charge-glissement des specimens avec 'OCPL-(3x50)'

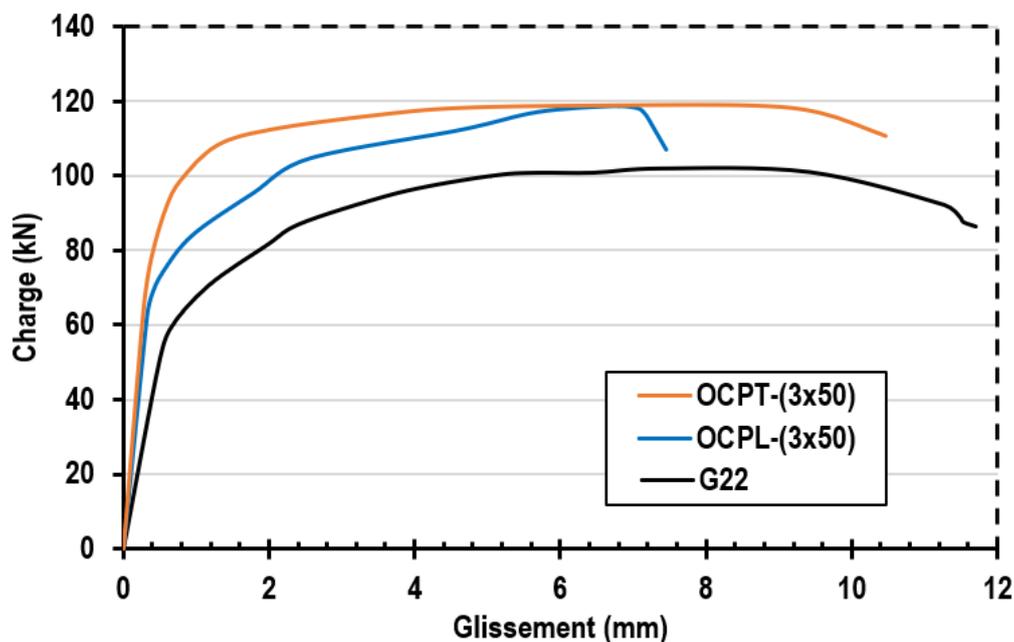


(c) Courbe charge-glissement des specimens avec 'G22'

Fig 3.18 Courbes charge-glissement des connecteurs OMEGA de la série 1 et des goujons G22

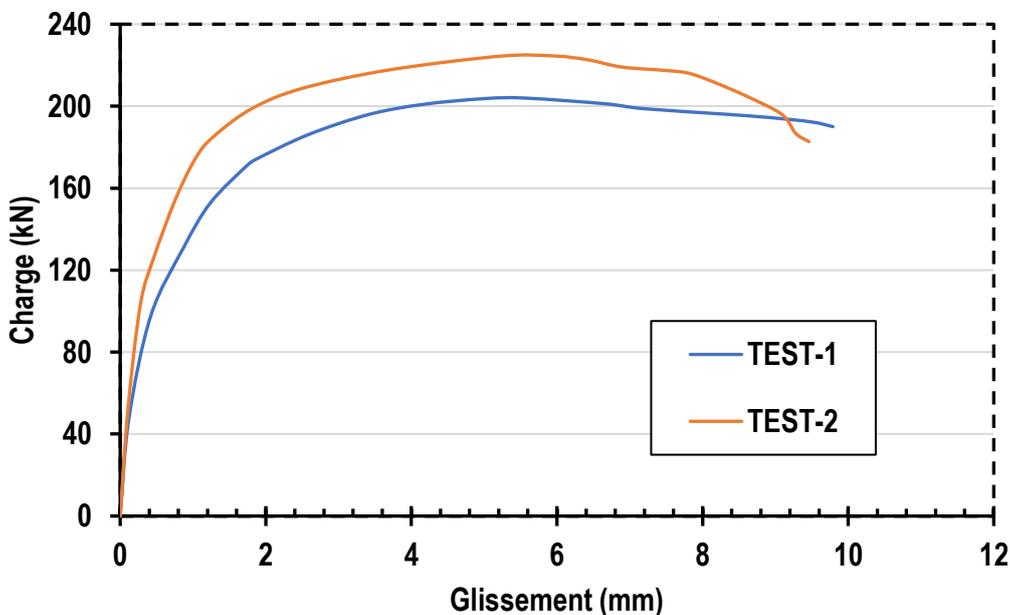
La charge maximale moyenne atteinte par les OCPT-(3x50) est de 118.74 kN par connecteur, et celle atteinte par les OCPL-(3x50) est de 118.35 kN par connecteur. Donc la résistance du connecteur OMEGA de la forme primaire est quasiment identique qu'il soit disposé dans le sens longitudinal ou dans le sens transversal. Toutefois, il existe une différence dans le comportement entre les deux dispositions (transversale ou longitudinale). Cela a une relation avec le taux de rigidité que peut fournir chaque disposition au connecteur OMEGA par la différence du moment d'inertie de chacune. En effet, comme on peut le voir sur les courbes charge-glissement (**Fig. 3.19**), l'OCPT-(3x50) par son plus grand moment d'inertie, a atteint sa résistance au cisaillement plus rapidement et celle-ci est restée stable jusqu'à la ruine. En revanche pour l'OCPL-(3x50), la charge augmentait progressivement avec le glissement jusqu'à la résistance maximale et la ruine s'est produite tout juste après.

Concernant les spécimens avec les goujons G22, la charge moyenne ultime par goujon est de 102.98 kN par connecteur, soit une résistance au cisaillement inférieure à celle d'OCPT-(3x50) et d'OCPL-(3x50) d'environ 16% (voir les valeurs de résistances des connecteurs sur le **Tableau 3.5**). Cependant, il est à noter que le rapport des surfaces de cisaillement entre les connecteurs OMEGA de la série 1 et les G22 est de 0,79 (soit 300 / 380,13). Par conséquent, l'OCPT-(3x50) et l'OCPL-(3x50) ont la capacité de fournir une plus grande résistance au cisaillement de 16% que les G22 bien qu'ils aient une plus petite surface de cisaillement. Cela montre que la forme géométrique du connecteur OMEGA génère une participation plus concrète à la résistance globale de la connexion acier-béton.

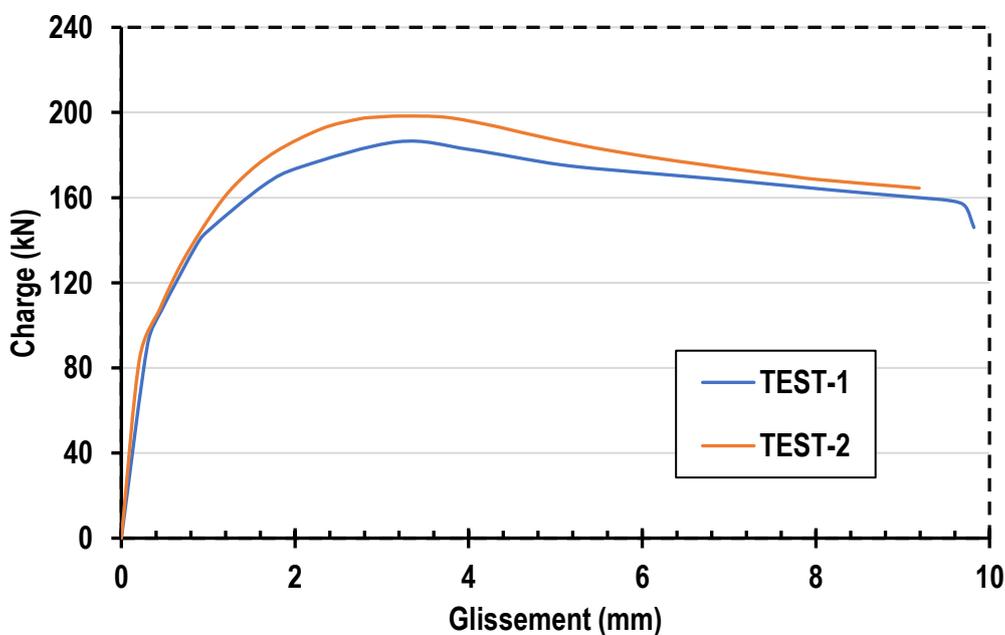


**Fig 3.19** Comparaison entre les courbes charge-glissement des connecteurs OMEGA de la série 1 et des goujons G22

Les courbes charge-glissement des connecteurs OMEGA de la série 2 c'est à dire OCAT-(3x50) et OCAL-(3x50) sont illustrées sur les **Fig. 3.20.a** et **Fig. 3.20.b**, respectivement. La capacité de charge maximale moyenne enregistrée des spécimens avec connecteurs OMEGA de la forme améliorée disposée transversalement OCAT-(3x50) est de 214.68 kN/ connecteur. Tandis que la résistance maximale moyenne obtenue à partir des spécimens avec les connecteurs OMEGA de la forme améliorée disposée longitudinalement OCAL-(3x50) est de 192.24 kN/connecteur.



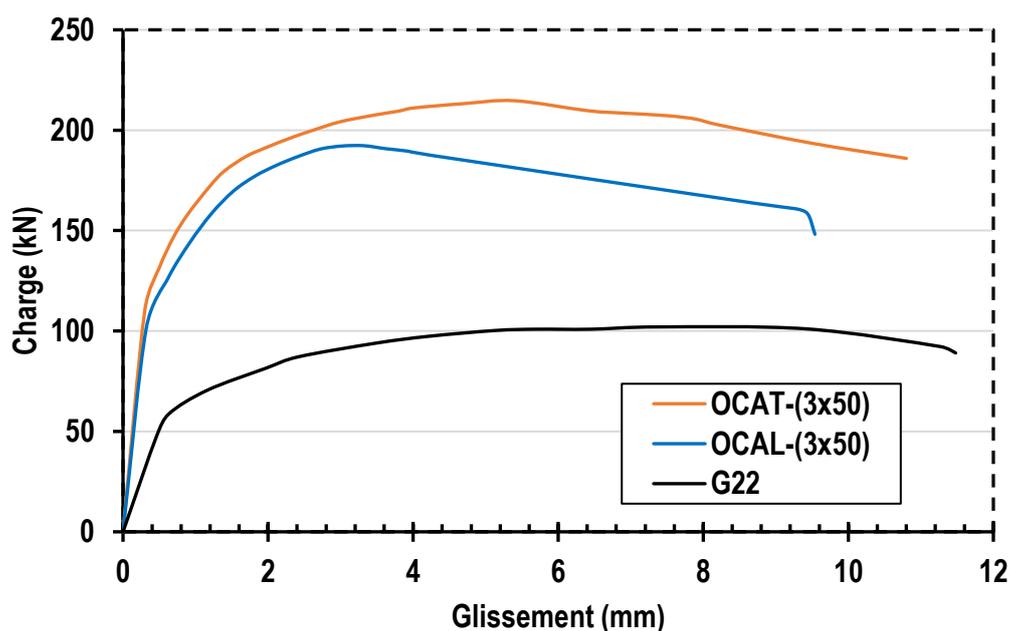
(a) Courbe charge-glissement des connecteurs OCAT-(3x50)



(b) Courbe charge-glissement des connecteurs OCAL-(3x50)

Figure 3.20 Courbe charge-glissement des connecteurs de la série 2.

Dans ce cas aussi la différence n'est pas significative entre les résistances des deux connecteurs OMEGA pour les deux disposition (transversale et longitudinale) contre l'effort de cisaillement. Cependant, de même que les connecteurs OMEGA de la forme primaire, une différence de comportement est notée sur les courbes charge-glissement comme c'est illustré sur la **Fig. 3.21**. En effet, les OCAT-(3x50) présentent un décroissement de la charge (due à l'écrasement du béton et à la déformation du connecteur) juste après que la résistance maximale est atteinte. Alors que les OCAL-(3x50) présente plus de stabilité et de capacité de glissement après que la résistance ultime est atteinte, et le décroissement de la charge vient plus tardivement. Par conséquent, comme pour les connecteurs OMEGA de la série 1, la disposition transversale du connecteur OMEGA de la forme améliorée a permis également plus de stabilité dans le comportement que la disposition longitudinale par son plus grand moment d'inertie.



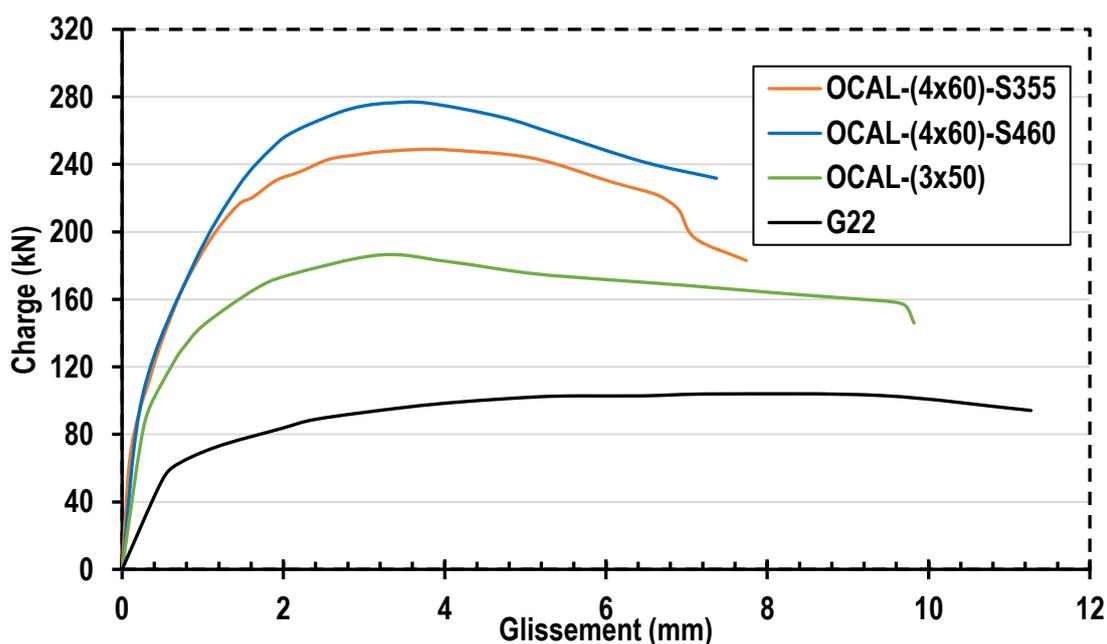
**Figure 3.21** Courbes charge-glissement des connecteurs OMEGA de la série 2 et des goujons G22

En comparant les deux connecteurs de la série 2 (OCAT-(3x50) et OCAL-(3x50)) avec les goujons G22, on remarque que la différence de résistance est très importante, ou un ratio de 110.4% a été enregistré entre OCAT-(3x50) et G22 (plus de 2 fois la résistance), et de 88.4% entre OCAL-(3x50) et G22. Donc, les connecteurs OMEGA de la forme améliorée peuvent résister à presque autant que deux goujons G22 réunis, bien qu'ils aient moins de surface de cisaillement ( $760.3/600 \text{ mm}^2$ ).

A partir des résultats obtenus des deux séries, une comparaison peut être faite entre la forme primaire et la forme améliorée du connecteur OMEGA, une augmentation de la résistance au cisaillement de 80.8% a été enregistré pour la disposition transversale et de 62.4% d'augmentation pour la disposition longitudinale. Car avec cette forme améliorée, le connecteur OMEGA a une surface de cisaillement plus importante et permet plus de confinement du béton.

Par conséquent, le connecteur OMEGA avec la forme améliorée donne un comportement plus efficace et plus intéressant que celui de la forme primaire.

Concernant les résultats de la série 3, la **Fig. 3.22** présente les courbes charge-glissement obtenues par les deux spécimens de push-out fabriqués avec les connecteur OMEGA ‘OCAL-(4x60)’ de surface de cisaillement de 960 mm<sup>2</sup> avec deux nuance d’acier différente (S355 et S460). Il peut être observé que la charge maximale moyenne atteinte des connecteurs ‘OCAL-(4x60)’ de nuance de S460 est de 276.65 kN/connecteur, alors que celle des connecteurs OCAL-(4x60) de nuance de S355 est de 248.79 kN/connecteur. Donc en augmentant considérablement la nuance d’acier du connecteur OMEGA, la résistance de la connexion n’a été augmentée que d’environ 11.2%; On en déduit alors que la nuance d’acier du connecteur peut être considérée comme un paramètre ayant peu d’influence sur la capacité de connexion des poutres mixtes.



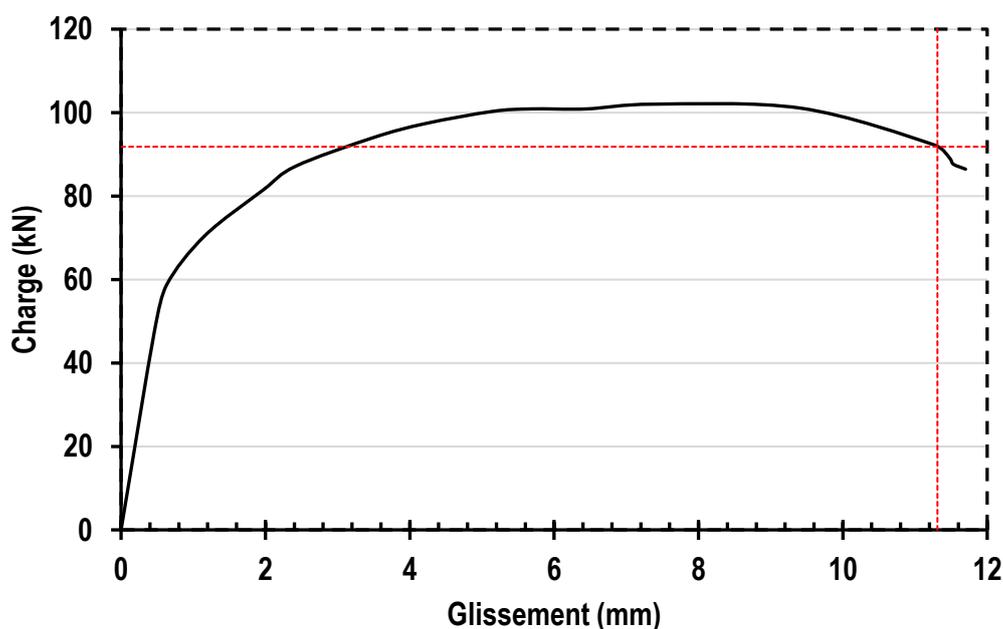
**Figure 3.22** Courbes charge-glissement des connecteurs OMEGA de la série 3.

Par ailleurs, il est à noter également sur la **Fig. 3.22** que le connecteur OMEGA ‘OCAL-(4x60)-S355’ de surface de cisaillement de 960 mm<sup>2</sup>, a présenté une résistance maximale supérieure de près de 1/3 de plus (environ 29.4%) à celle du connecteur OMEGA de la série 2 ‘OCAL-(3x50)’ de surface de cisaillement de 600 mm<sup>2</sup>. Ceci montre alors que l’agrandissement de la surface de cisaillement du connecteur a une influence considérable sur la capacité de la connexion acier-béton. D’autre part sur la même figure (**Fig. 3.22**), en comparant ce connecteur avec les goujons G22, une augmentation de la résistance au cisaillement de près de 2.5 fois (environ 243.9%) est enregistrée.

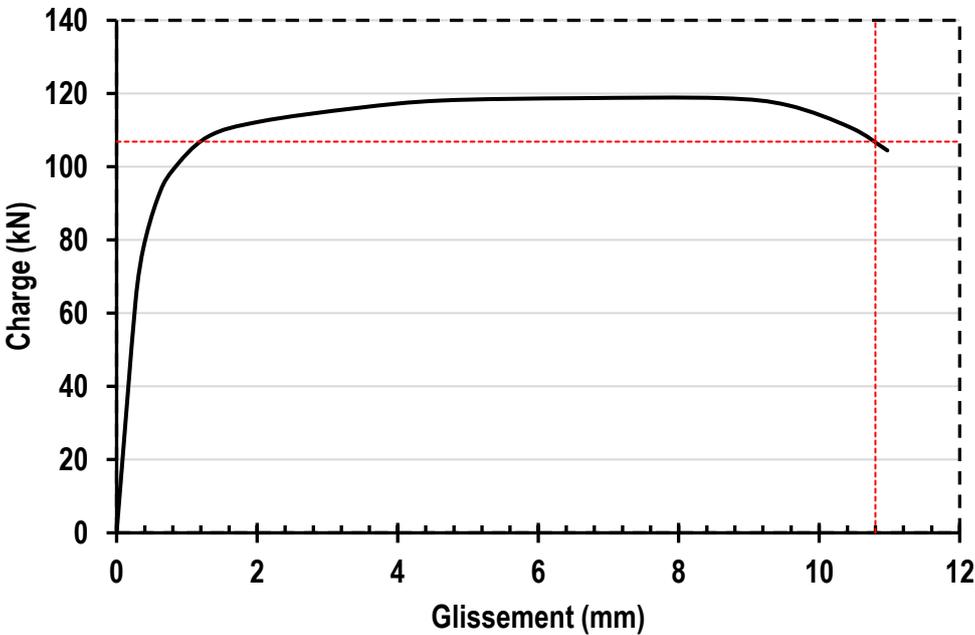
### 3.1.1 Résistance et glissement caractéristique

Conformément aux recommandations de l'Eurocode 4 [45], la charge de résistance caractéristique  $P_{Rk}$  (donnée 90% de  $P_{Max}$ ) doit être prise au lieu de la charge maximale  $P_{Max}$  pour le dimensionnement de la poutre mixte. L'objectif est de prendre en compte la résistance du connecteur qui correspond à un glissement plus prolongé, appelé glissement caractéristique ( $\delta_{Rk}$ ). Selon le même code [45], les connecteurs qui conduisent à des valeurs de glissement caractéristiques ( $\delta_{Rk}$ ) supérieures à 6 mm, sont classés comme connecteurs ductiles, autrement les connecteurs sont classés comme rigides. Sachant que les connecteurs ductiles sont les plus recommandés pour les poutres mixtes. Car dans ce cas, la résistance plastique maximale des poutres mixtes peut être atteinte sans le risque de ruine prématurée de l'interface acier-béton.

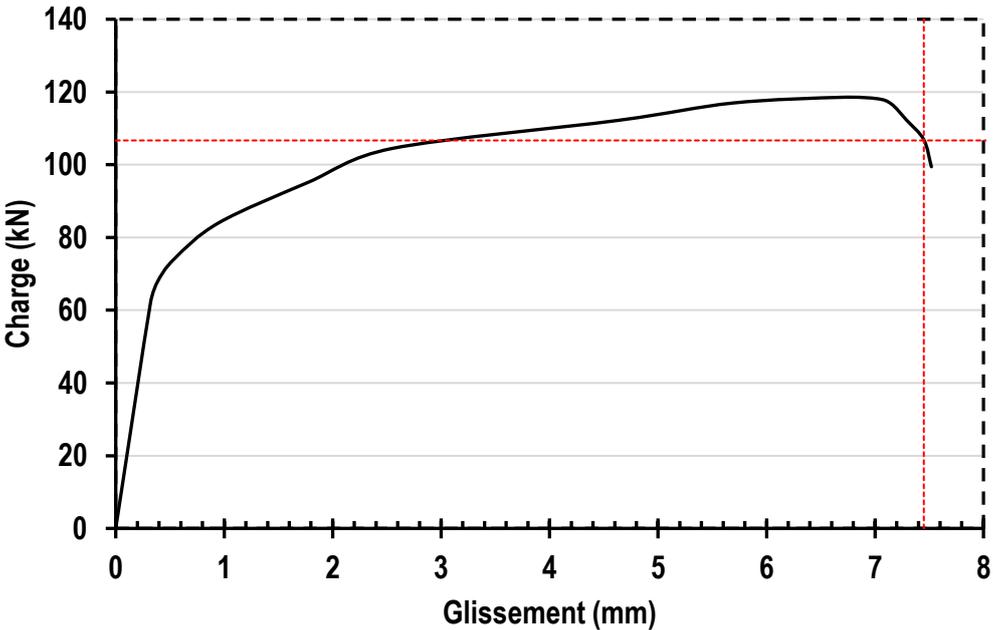
La Fig. 3.23 montre la projection de la charge caractéristique  $P_{Rk}$  et son glissement caractéristique vertical relatif  $\delta_{Rk}$  sur les courbes moyennes de charge-glissement des tous les connecteurs étudiés. Toutes les valeurs obtenues de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sont résumées dans le **Tableau 3.5**, dans lequel il peut être déduit que les connecteurs OMEGA ainsi que les G22 présentent des valeurs de glissement caractéristiques supérieures à 6 mm. Par conséquent, ces derniers peuvent être classés comme des connecteurs ductiles.



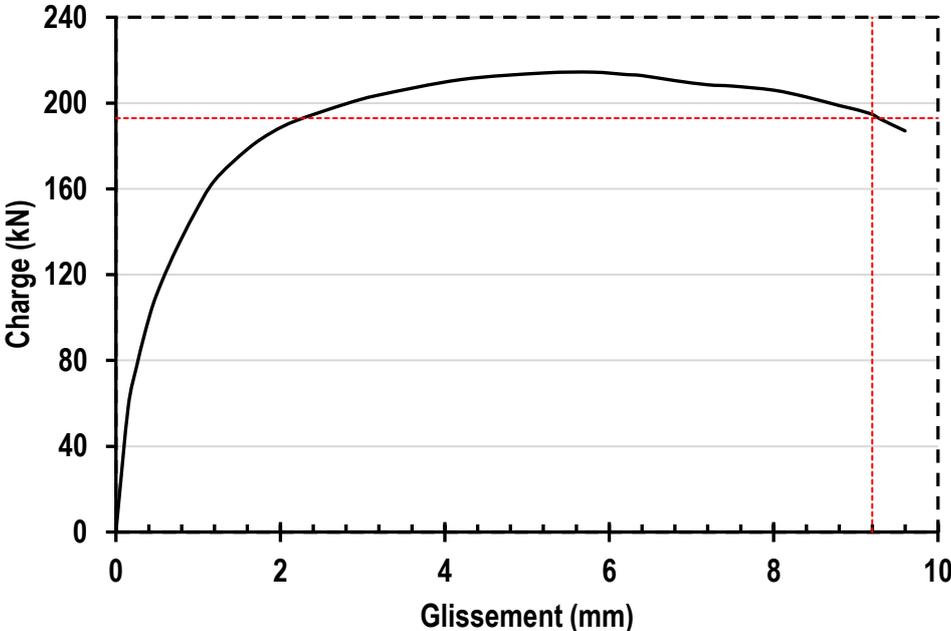
(a) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs G22



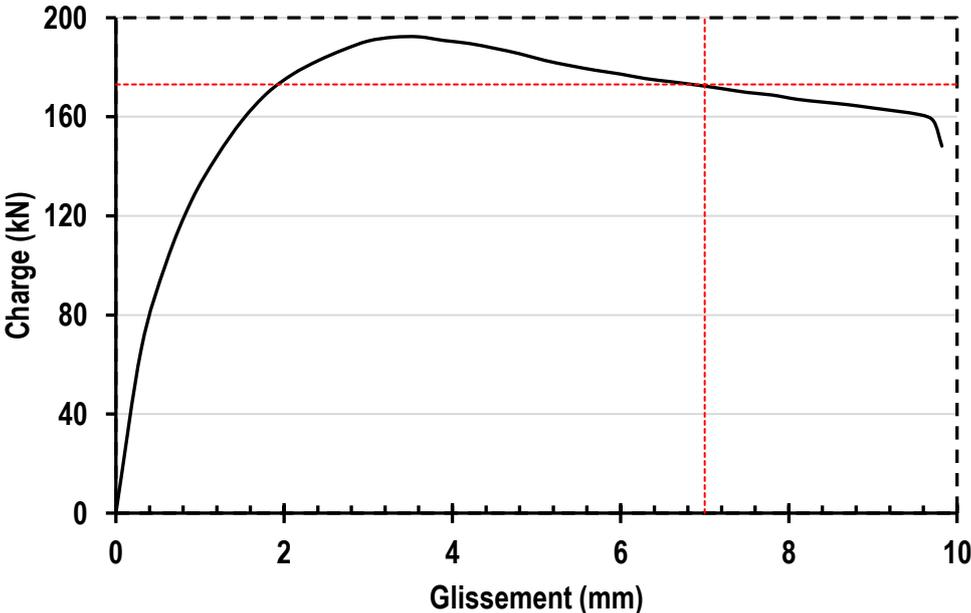
(b) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCPT-(3x50)



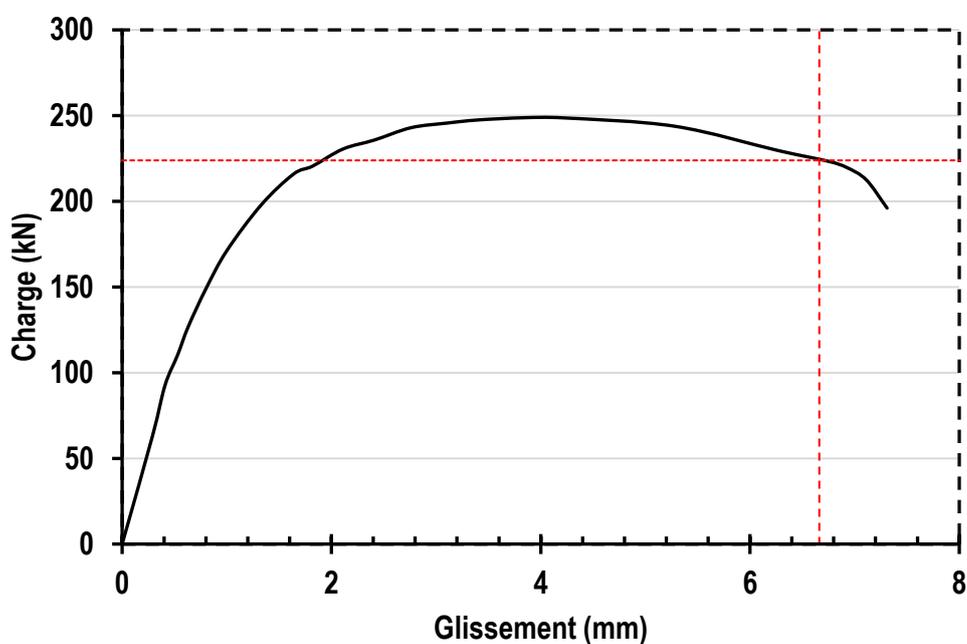
(c) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCPL-(3x50)



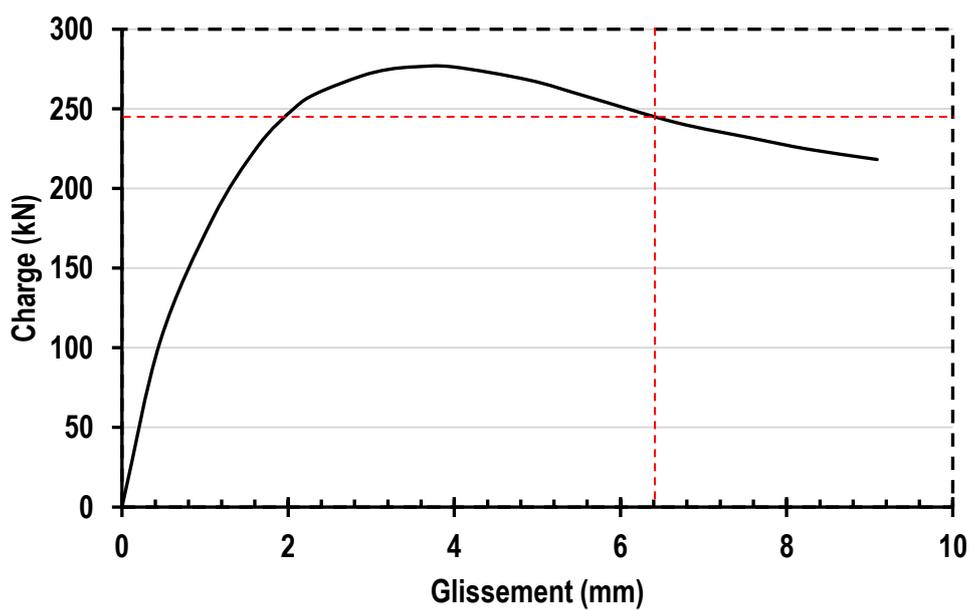
(d) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCAT-(3x50)



(e) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCAL-(3x50)



(f) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCAL-(4x60)-S355



(g) Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement des connecteurs OCAL-(4x60)-S460

Figure 3.23 Projection de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  sur les courbes charge-glissement des connecteurs étudiés.

A travers les valeurs de  $\delta_{Rk}$  enregistrées, il convient de noter qu'une réduction de la capacité de glissement a été observée lorsque la surface de cisaillement des OCAL a été augmentée de  $A_s = 600 \text{ mm}^2$  (OCAL-(3x50)) à  $A_s = 960 \text{ mm}^2$  (OCAL-(4x60)), montrant ainsi que la surface de cisaillement des connecteur a une influence sur la ductilité de la connexion. Cependant le comportement est resté ductile en dépassant les 6 mm de glissement minimum. Par ailleurs pour l'OCAL-(4x60) de nuance d'acier de S460, il a été noté que la capacité de glissement a été légèrement diminuée par rapport à l'OCAL-(4x60) de nuance d'acier de S355. La nuance d'acier du connecteur ne présente donc pas un effet considérable sur la connexion en terme de résistance et de capacité de glissement.

Spécimens	Connecteurs	Résistances maximales $P_{Max}$ (kN)	Résistances moyennes $P_{Moy}$ (kN)	Résistance caractéristique $P_{Rk}$ (kN)	Glissement caractéristique $\delta_{Rk}$ (mm)	
Série 1	SP-G22	G22	$\frac{98.95}{105.07}$	102.02	91.82	11.31
	SP- OCPT (3x50)	OCPT- (3x50)	$\frac{119.92}{117.56}$	118.74	106.87	10.82
	SP- OCPL (3x50)	OCPL- (3x50)	$\frac{118.53}{118.16}$	118.35	106.52	7.45
Série 2	SP- OCAT (3x50)	OCAT- (3x50)	$\frac{225.46}{203.91}$	214.68	190.13	9.53
	SP- OCAL (3x50)	OCAL- (3x50)	$\frac{186.46}{198.32}$	192.29	173.06	7.02
Série 3	SP- OCAL (4x60)-S355	OCAL- (4x60)-S355	248.79	248.79	223.91	6.6
	SP- OCAL (4x60)-S460	OCAL- (4x60)-S460	276.65	276.65	248.98	6.4

Tableau 3.5 Résultats des courbe charge-glissement des connecteurs étudiés

### 3.1.2 Rigidité de la connexion

La rigidité de la connexion appelée aussi rigidité au cisaillement est un paramètre qui détermine le degré de stabilité du connecteur (en terme de déformation) contre le cisaillement appliqué à l'interface. Un certain nombre de méthodes sont disponibles pour le calcul de la rigidité au cisaillement des goujons à tête. Nie et Shen [164] ont proposé une équation concise pour déterminer la rigidité au cisaillement après avoir effectué une analyse statistique sur un grand nombre de données expérimentales sur les goujons ( $k = 0.66P_{Max}$  (kN / mm), ou  $P_{Max}$  est la résistance maximale du goujon). Cependant, cette méthode prédisait la rigidité au cisaillement en utilisant un coefficient empirique dérivé uniquement de la base de données des connecteurs de type goujons à tête. Ainsi, cette méthode n'a pas été utilisée dans cette étude.

Il existe une autre méthode plus répandue basée sur la courbe charge-glissement pour calculer la rigidité au cisaillement des connecteurs : La rigidité au cisaillement est définie comme la pente d'une ligne sécante sur la courbe charge-glissement ou le point inférieur est le point d'origine. Cependant pour le point supérieur de cette ligne sécante, plusieurs propositions ont été suggérées par les chercheurs, en effet, Oehlers & Coughlan [165], Oehlers & Bradford [166], Oehlers [167] et Johnson et May [49] ont défini le point supérieur comme le demi-point de résistance au cisaillement, JSSC [168] préfère utiliser le point de résistance au cisaillement d'un tiers et l'Eurocode 4 [45] spécifie que le point supérieur doit être égal à 0.7 fois la résistance au cisaillement.

Cette méthode est généralement utilisée pour les goujons à tête. Cependant selon Cao Junhui et al. [169], elle peut être utilisée également pour tout les type de connecteur puisqu'elle permet de définir la rigidité au cisaillement sur la base de la courbe charge-glissement plutôt que sur la résistance au cisaillement. Par conséquent, dans cette étude la méthode de la ligne sécante a été adoptée pour calculer la rigidité au cisaillement des connecteurs OMEGA, et les recommandations de Oehlers & Coughlan [165], Oehlers & Bradford [166], Oehlers [167] et Johnson et May [49] concernant le point supérieur de la ligne sécante ( $0.5 \times P_{Max}$ ) a été prise en compte. Les valeurs de rigidité au cisaillement ont été calculées pour tous les connecteur OMEGA ainsi que les goujons G22 et sont résumées dans le **Tableau 3.6**.

Les résultats obtenus montrent que les connecteurs OMEGA n'ont pas la même rigidité au cisaillement lorsqu'ils sont disposés transversalement ou longitudinalement contre l'effort de cisaillement, bien qu'ils aient la même surface de cisaillement. En effet, la disposition transversale du connecteur OMEGA a permis une plus grande rigidité au cisaillement que la disposition longitudinale d'environ 53.5% (232.82/151.72) pour la forme primaire du connecteur OMEGA et d'environ 55.9% (370.13/237.41) pour la forme améliorée.

Ceci explique la différence dans le comportement observé sur les courbe charge-glissement entre les deux dispositions du connecteur OMEGA (Voir **Fig. 3.19** et **Fig. 3.21**). Contrairement à la disposition longitudinale, une stabilité du connecteur contre la force de cisaillement est permise avec la disposition transversale (due à un plus grand moment d'inertie) exprimé par un plateau au niveau de la résistance ultime sur les courbes charge-glissement avant la ruine.

Cependant malgré cela, la capacité de glissement des connecteurs OMEGA disposés longitudinalement est suffisante pour que ces derniers soient considérés comme connecteurs ductile en dépassant les 6mm de glissement, comme il a été constaté dans la **Section 3.1.1**.

Dans le **Tableau 3.6**, on constate que l'ajout des deux montants latéraux à la forme primaire du connecteur OMEGA (pour obtenir la forme améliorée), fournit davantage de rigidité à la connexion du fait que ces derniers ont procuré plus de surface de cisaillement et de confinement du béton. En effet une augmentation de 58.9% (370.13/232.82) de rigidité de connexion a été enregistrée entre l'OCAT-(3x50) et l'OCPT-(3x50) et une augmentation de 56.5% (237.41/151.72) a été enregistrée entre l'OCAL-(3x50) et l'OCPL-(3x50).

Spécimens	Surface de cisaillement (mm <sup>2</sup> )	Charge maximales $P_{Max}$ (kN)	Charge à $0.5P_{Max}$ (kN)	Glissement à $0.5P_{Max}$ (mm)	Rigidité au cisaillement (kN/mm)
SP-G22	380	102.02	51.01	0.420	121.45
SP-OCPT (3x50)	300	118.74	59.37	0.255	232.82
SP-OCPL (3x50)	300	118.35	59.17	0.390	151.72
SP-OCAT (3x50)	600	214.68	107.34	0.290	370.13
SP-OCAL (3x50)	600	192.29	96.15	0.405	237.41
SP-OCAL (3x50)-S355	960	248.75	124.38	0.420	296.14
SP-OCAL (3x50)-S460	960	276.65	138.33	0.450	307.40

**Tableau 3.6** Résultats de rigidité au cisaillement des connecteurs étudiés.

D'autre part, pour les spécimens de la série 3, le connecteur OMEGA 'OCAL-(4x60)-S355' a permis plus de rigidité au cisaillement que les l'OCAL-(3x50) d'environ 24.7% (296.14/237.41). Du fait de l'augmentation de la surface de cisaillement. En revanche, pour le spécimen avec les connecteurs OMEGA de nuance d'acier différente (S460), un rapport de rigidité au cisaillement de 3.8% (307.4/296.14) a été enregistré entre le connecteur OMEGA de nuance d'acier S460 et celui de nuance d'acier de S355. Par conséquent, la surface de cisaillement a une influence sur la rigidité au cisaillement de la connexion, ce qui n'est pas le cas de la nuance d'acier du connecteur OMEGA.

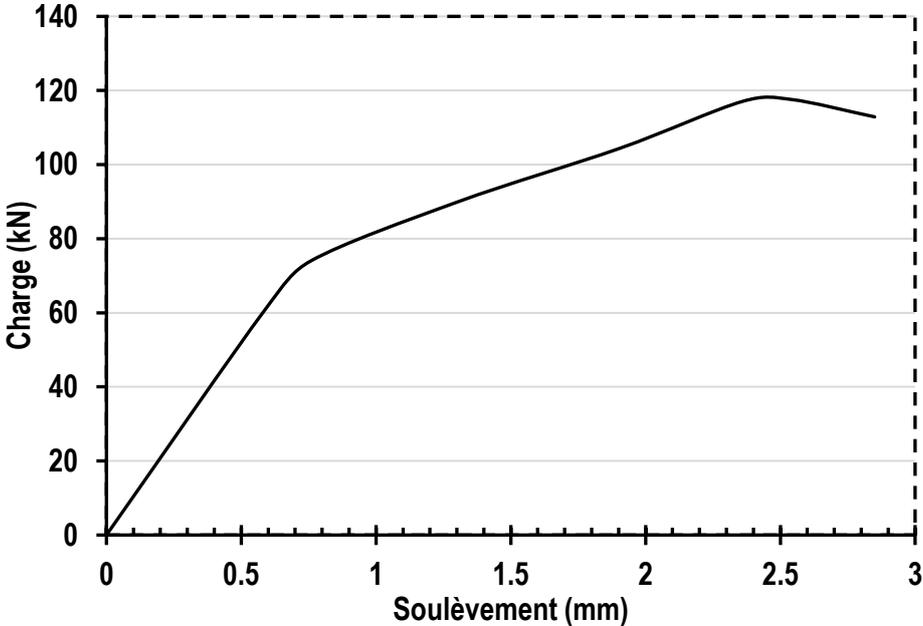
Il est également montré dans le **Tableau 3.6** la valeur de rigidité de cisaillement du goujon G22. Cependant, dans la dalle de béton des spécimens de push-out, le nombre de goujons est égal au double de celui des connecteurs OMEGA, par conséquent, pour la comparaison avec les connecteurs OMEGA, la valeur de rigidité au cisaillement de deux G22 réunis a été prise en compte ( $121.45 \times 2 = 242.90$  kN/mm) :

- Pour ce qui concerne les connecteurs OMEGA de la série 1, l'OCPT-(3x50) présente une rigidité au cisaillement comparable à celle de deux goujons réunis avec un ratio d'environ 4.3% ( $242.90 / 232.82$ ) ; en revanche l'OCPL-(3x50) a produit une rigidité au cisaillement inférieure à celle des goujons G22 d'environ 60.1% ( $242.90 / 151.72$ ).
- Concernant les connecteur OMEGA de la série 2, l'OCAT-(3x50) présente des valeurs de rigidité au cisaillement qui dépassent celle des goujons G22 d'environ 52.4% ( $370.13/242.90$ ), par contre, l'OCAL-(3x50) produit une rigidité au cisaillement quasi identique à celle des G22 avec une différence d'environ 2.3% ( $242.90 / 237.41$ ).

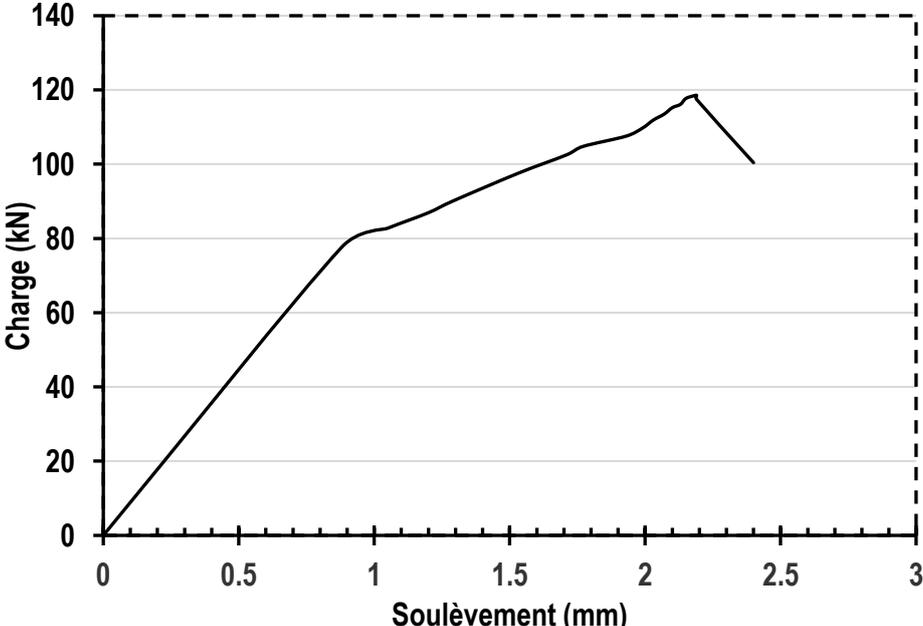
Par conséquent, la disposition transversale du connecteurs OMEGA a l'avantage de fournir une rigidité au cisaillement très élevée au point qu'elle soit comparable à celle de deux goujons réunis et cela est valable pour les deux formes du connecteur. Par contre pour la disposition longitudinale du connecteur OMEGA, la comparaison avec les goujons en terme de rigidité au cisaillement dépendait de la forme du connecteur. En effet avec la forme primaire, le connecteur fournissait une rigidité au cisaillement supérieur à un goujon et avec la forme améliorée celui-ci pouvait fournir une rigidité au cisaillement comparable à deux goujons réunis.

### 3.2 Courbes charge-soulèvement

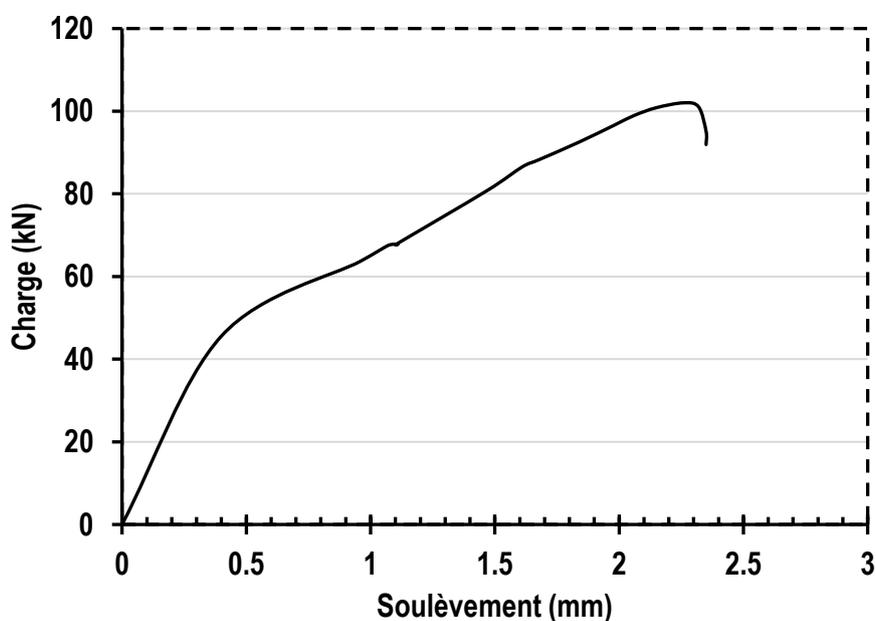
Dans la poutre mixte, les connecteurs sont aussi sollicités par un effort de traction engendré par le soulèvement de la dalle de béton par rapport à la poutre métallique. Dans cette section, le soulèvement des dalles de béton est évalué avec l'augmentation de la charge à partir des essais de push-out réalisés dans cette étude. Les **Fig. 3.24.a**, **Fig. 3.24.b**, montrent les courbes de charge-soulèvement obtenues par les spécimens avec les connecteurs de la série 1 à savoir OCPT-(3x50) et OCPL-(3x50), respectivement. Tandis que la **Fig. 3.24.c** illustre la courbe charge-soulèvement des spécimens avec les G22. Les valeurs maximales enregistrées du soulèvement des dalles de béton des spécimens avec les OCPT-(3x50), OCPL-(3x50) et SC22 sont respectivement de 2.54 mm, 2.19 mm et 2.32 mm.



(a) Courbe charge-soulèvement des spécimens avec 'OCPT-(3x50)'



(b) Courbe charge-soulèvement des spécimens avec 'OCPL-(3x50)'



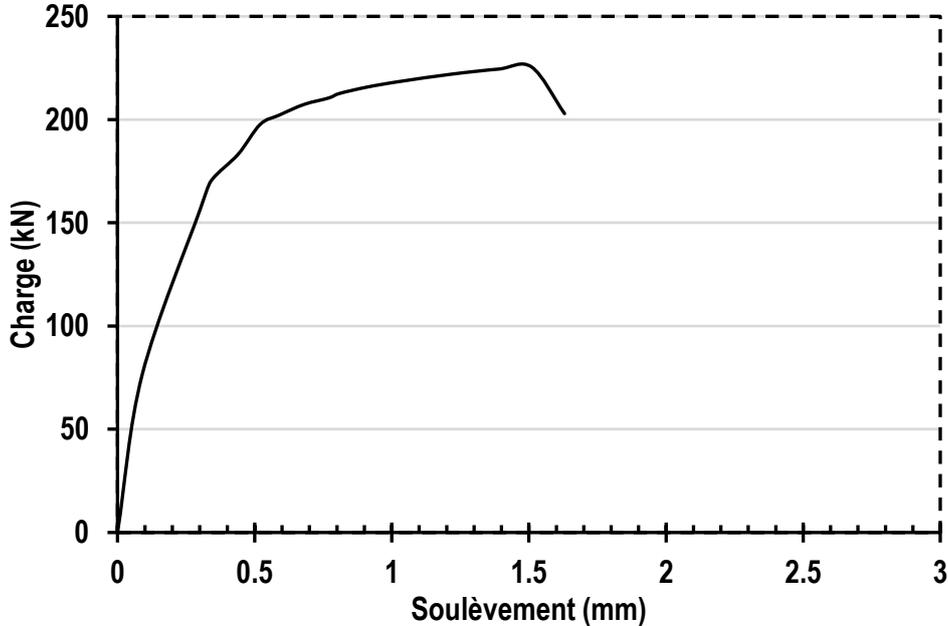
(c) Courbe charge-soulèvement des spécimens avec 'G22'

**Figure 3.24** Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 1.

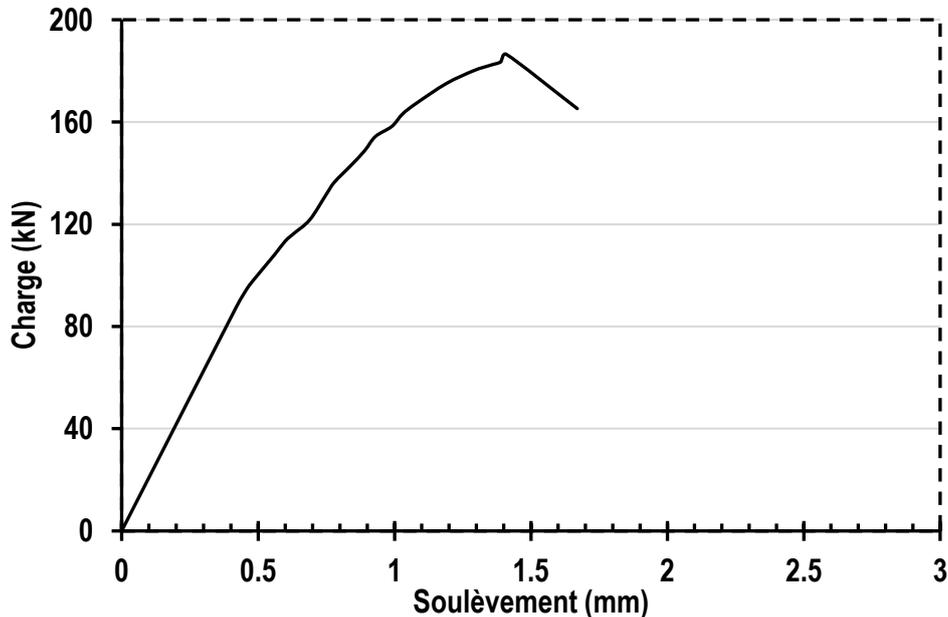
Les valeurs expriment que les deux connecteurs OMEGA de la série 1 (c'est-à-dire avec la forme primaire) engendrent des soulèvements presque identiques à celui des goujons. Cependant, il est à noter qu'uniquement deux connecteurs OMEGA ont été installés dans chaque dalle de béton des spécimens de la série 1, alors que pour les spécimens avec les G22, quatre goujons ont été installés pour chaque dalle de béton. Ce qui revient à dire que la résistance au soulèvement des OCPT-(3x50) et OCPL-(3x50) représente le double de celle des G22.

En ce qui concerne les connecteurs OMEGA de la forme améliorée, Les **Fig. 3.25.a** et **Fig. 3.25.b** présentent les courbes de charge-soulèvement obtenues par les spécimens avec les connecteurs OCAT-(3x50) et OCAL-(3x50) de la série 2, respectivement. Alors que Les **Fig. 3.26.a** et **Fig. 3.26.b**, illustrent les courbes de charge-soulèvement obtenues par les spécimens avec les connecteurs OCAT-(4x60)-S355 et OCAT-(4x60)-S460 de la série 3, respectivement. Les soulèvements maximaux mesurés sur les dalles de béton des spécimens avec les connecteurs OMEGA OCAT-(3x50) et OCAL-(3x50) (c'est-à-dire ceux de la série 2) sont de 1.41 mm et de 1.63 mm, respectivement. Tandis que les soulèvement maximaux notés sur les dalles de béton des spécimens avec les connecteurs OMEGA OCAT-(4x60)-S355 et OCAT-(4x60)-S460 (c'est-à-dire ceux de la série 3) sont de 1.45 mm et de 1.19 mm, respectivement.

Ces connecteurs OMEGA de la forme améliorée permettent donc de réduire encore plus le soulèvement de la dalle par rapport à ceux de la forme primaire et aux G22. Car avec les quatre montants verticaux (deux montants du canal + deux montants latéraux), le connecteur OMEGA génère plus de résistance à la traction et donc empêche plus efficacement la séparation de la dalle de béton sur la poutre en acier.

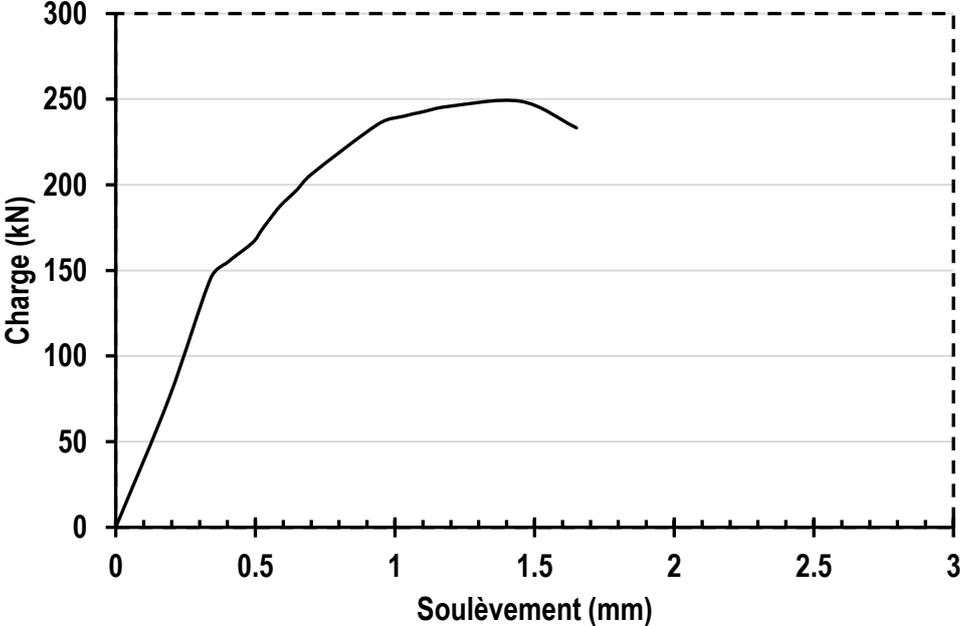


(a) Courbe charge-soulèvement des connecteurs ‘OCAT-(3x50)’.

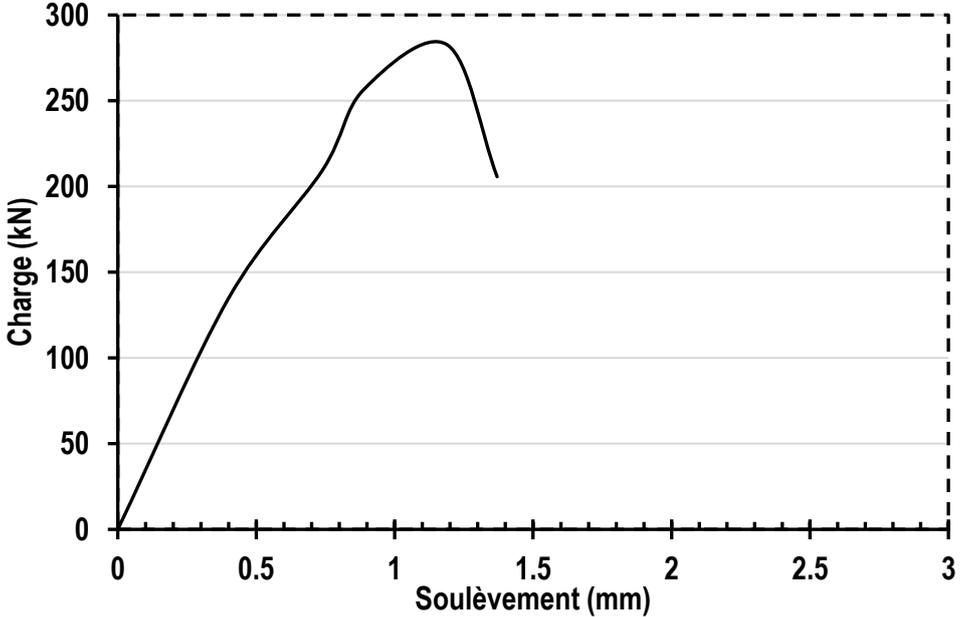


(b) Courbe charge-soulèvement des connecteurs ‘OCAL-(3x50)’.

Figure 3.25 Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 2.



(a) Courbe charge-soulèvement des connecteurs OCAL-(4x60)-S460



(b) Courbe charge-soulèvement des connecteurs OCAL-(4x60)-S460.

Figure 3.26 Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 3.

Le **Tableau 3.7** résume les valeurs de résistances et de soulèvements maximaux de tous les connecteurs OMEGA et des goujons, déterminées à partir des courbes charge-soulèvement.

Spécimens	Connecteurs	Résistances moyennes $P_{Moy}$ (kN)	Soulèvement maximal $S_{Max}$ (mm)	
SP-G22	G22	102.02	2.32	
Série 1	SP- OCPT (3x50)	OCPT- (3x50)	118.74	2.54
	SP- OCPL (3x50)	OCPL- (3x50)	118.35	2.19
Série 2	SP- OCAT (3x50)	OCAT- (3x50)	214.68	1.51
	SP- OCAL (3x50)	OCAL- (3x50)	192.29	1.41
Série 3	SP- OCAL (4x60)-S355	OCAL- (4x60)-S355	248.79	1.45
	SP- OCAL (4x60)-S460	OCAL- (4x60)-S460	276.65	1.19

**Tableau 3.7** résistance et de soulèvement maximales des connecteurs étudiés

### 3.3 Modes de ruines

Dans cette section, une inspection des états des spécimens de push-out testés expérimentalement à la ruine a été réalisée, dans le but d'évaluer le comportement des connecteurs OMEGA à travers les différents mécanismes de ruines produits pour chacun. Pour y parvenir, à la fin des essais de push-out les dalle de béton d'une partie des spécimens ont été complètement démolie (Voir **Fig. 3.27.a**) et pour d'autres des coupes longitudinales (précisément pour les spécimens avec les connecteurs OMEGA disposés au sens longitudinal comme on peut le voir sur la **Fig. 3.27.b**) ont été effectuées



(a) Démolition de la dalle

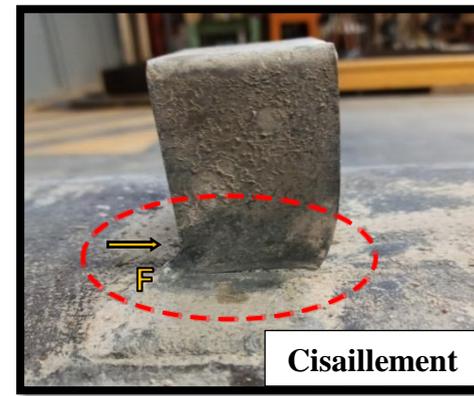


(b) Coupe longitudinale sur la dalle

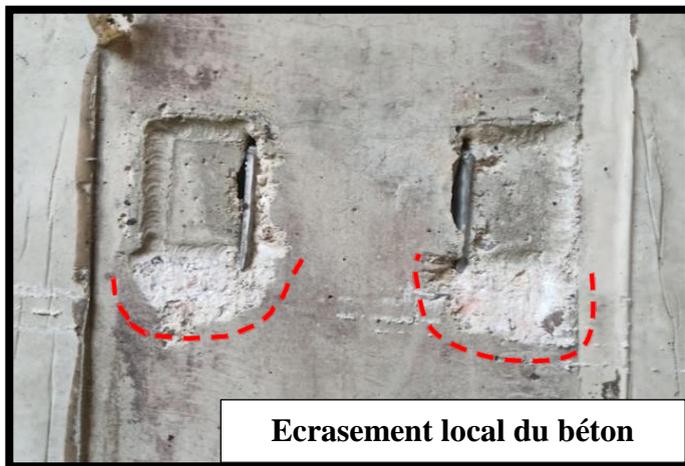
**Figure 3.27** Matériels utilisés pour effectuer la démolition des dalles de béton

La **Fig. 3.28.a** et **Fig. 3.29.a** illustrent la déformation des connecteurs OMEGA de la série 1. On peut observer que l'endommagement de l'OCPT-(3x50) et de l'OCPL-(3x50) a été produit principalement par cisaillement à la base et jusqu'à ce que l'acier se fracture pour certains, et cela malgré la différence du sens de disposition du connecteur sur la poutre (transversale ou longitudinale). De plus, il est à noter que les montants ont subi aussi de la traction en raison du soulèvement de la dalle.

D'un autre côté, la **Fig. 3.28.b** montre l'état de la dalle de béton des spécimens avec les OCPT-(3x50) et la **Fig. 3.29.b** montre celle de la dalle de béton des spécimens avec les OCPL-(3x50). On remarque qu'il s'est produit uniquement un endommagement local du béton concentré autour de la base des montants du canal des connecteurs sans l'apparition de fissuration sur la surface extérieure des dalles, et cela en raison de la déformation par cisaillement de OCPT-(3x50) et de OCPL-(3x50).

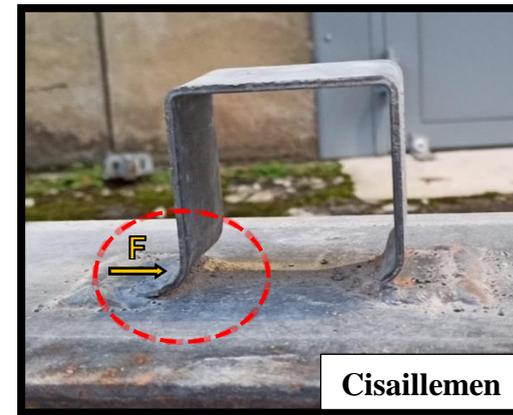
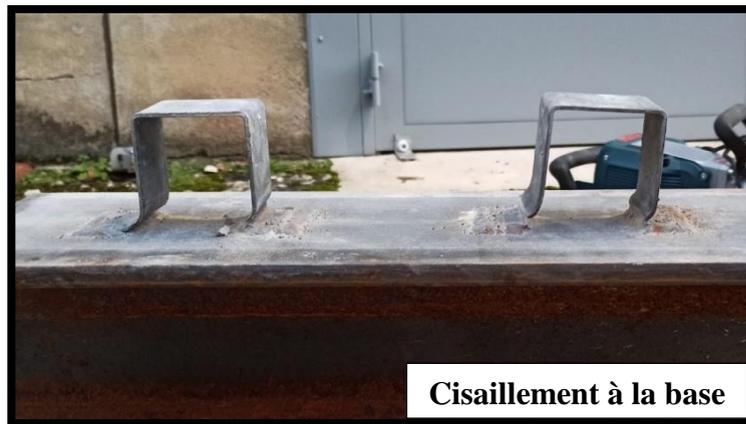


(a) Etat des connecteurs OCPT-(3x50).

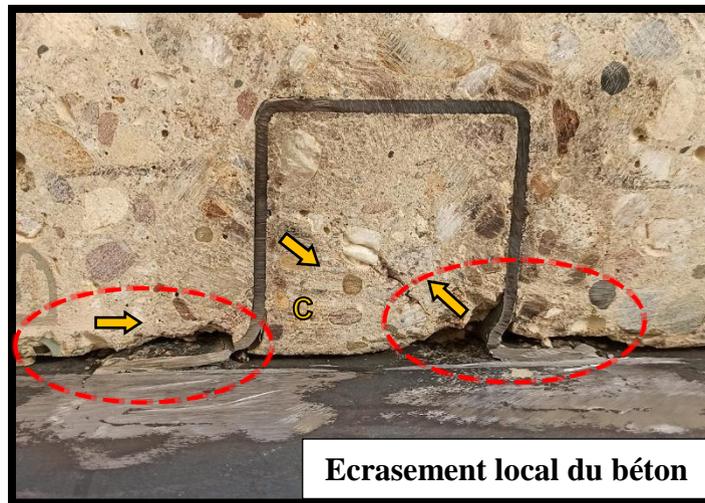


(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les OCPT-(3x50).

Figure 3.28 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCPT-(3x50).



(a) Etat des connecteurs OCPL-(3x50).



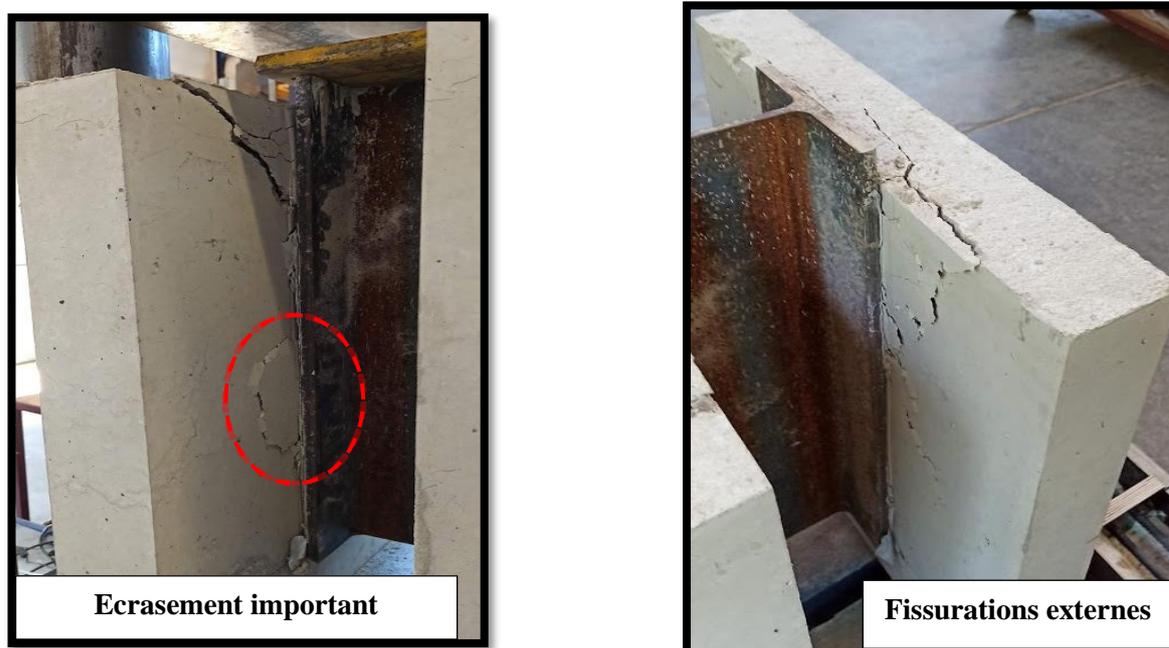
(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les OCPL-(3x50).

Figure 3.29 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCPL-(3x50).

Alors que pour les spécimens de push-out de la série 2 (les connecteurs OMEGA de la forme améliorée), le mécanisme de ruine des connecteurs était beaucoup plus conséquent comme il peut être aperçu sur la **Fig. 3.30.a** et la **Fig. 3.31.a**. En effet, les connecteurs ont subi une combinaison de plusieurs sollicitations à savoir des forces de cisaillement ( $F$ ) et de traction ( $T$ ) en plus d'un moment de flexion ( $M$ ).



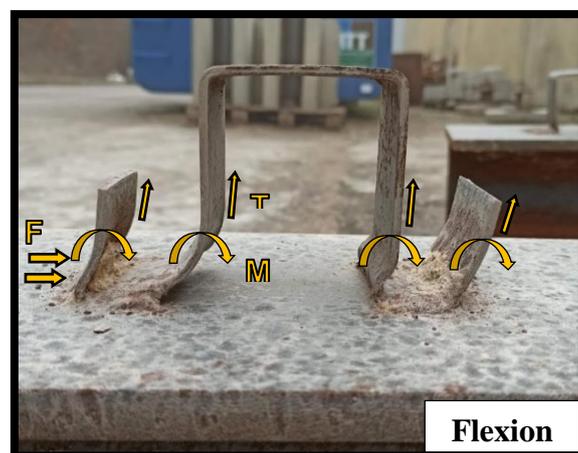
(a) Etat des connecteurs OCAT-(3x50).



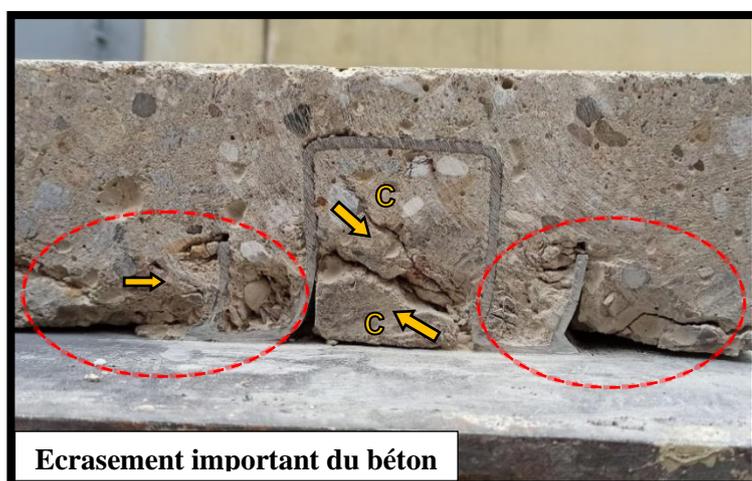
(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les OCAT-(3x50).

**Figure 3.30** Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCAT-(3x50).

Les déformations des connecteurs ont engendré par la suite des écrasements considérables du béton à proximité des montants des connecteurs. De plus, des fissures de fendage longitudinales sur les surfaces extérieures des dalles de béton ont été observées (voir la Fig. 3.30.b et la Fig. 3.31.b). Toutefois, on peut noter une petite différence de mode de ruine entre les deux types de disposition du connecteur OMEGA notamment pour la disposition longitudinale où le béton confiné à l'intérieur du canal a subi un cisaillement local (dédié par l'apparition des fissures internes dans cette zone) en raison des efforts de compression appliqués dans deux directions opposées (voir la Fig. 3.31.b).



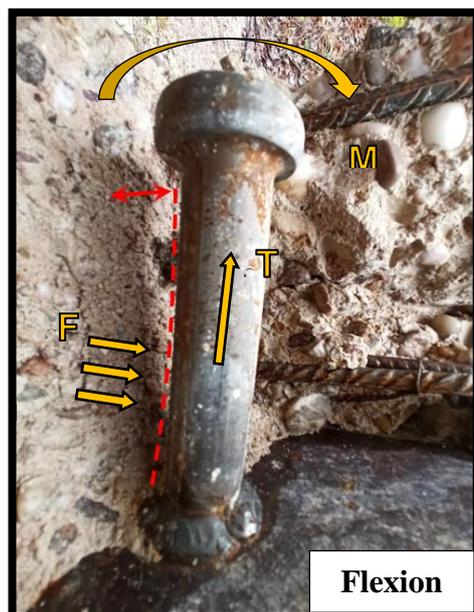
(a) Etat des connecteurs OCAL-(3x50).



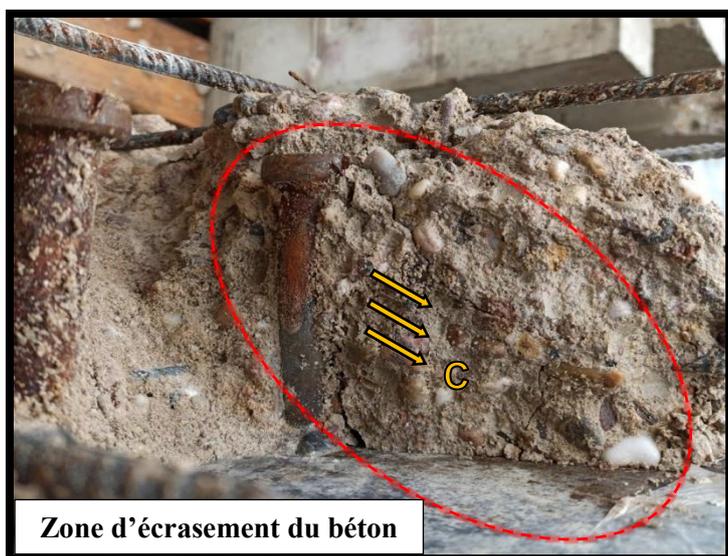
(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les OCAL-(3x50).

Figure 3.31 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCAL-(3x50).

Concernant les spécimens avec les goujons G22, le mode de ruine observé est également plus conséquent comme les connecteur OMEGA de la forme améliorée (la Fig. 3.32), en constatant les mêmes sollicitations (F, T et M) et des endommagements significatifs sur la dalle de béton (écrasement du béton prêt du goujon et des fissurations externes)



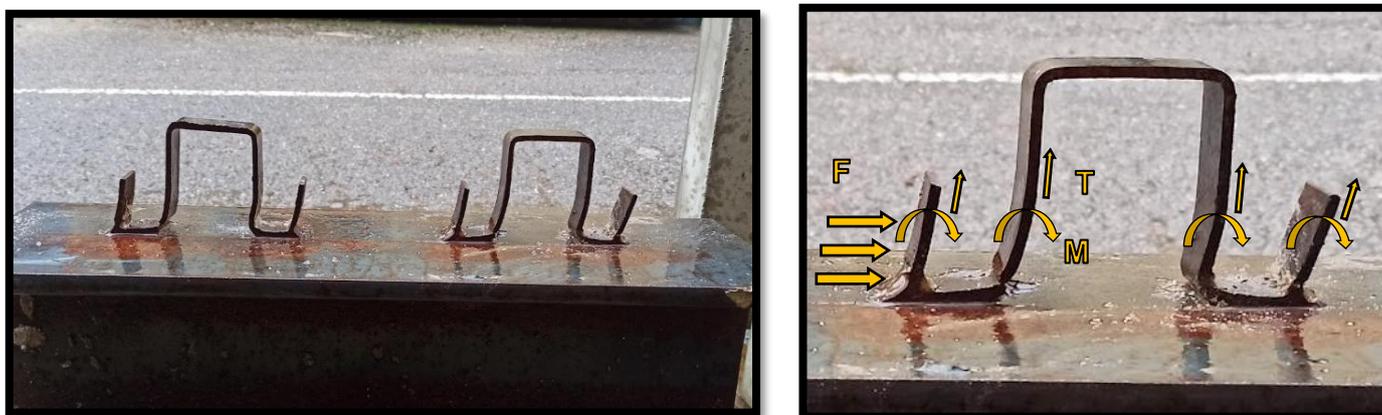
(a) Etat des connecteurs G22.



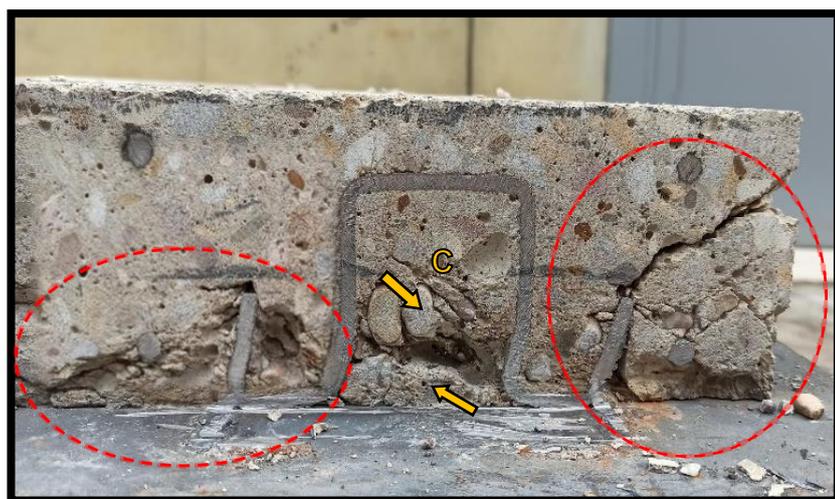
(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les G22.

Figure 3.32 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les G22.

Pour les spécimens de la série 3, les **Fig. 3.33** et **Fig. 3.34** illustrent les modes de ruine observés pour le spécimen avec les OCAL-(4x60)-S355 et pour le spécimen avec les OCAL-(4x60)-S460, respectivement. On note que du fait que l'OCAL-(4x60)-S355 a une plus grande surface de cisaillement que OCAL-(3x50) de la série 2, la déformation de ce connecteur a été moins importante cependant l'impact sur la dalle de béton était plus conséquent.



(a) Etat des connecteurs l'OCAL-(4x60)-S355.



(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les l'OCAL-(4x60)-S355.

**Figure 3.33** Mode de ruine des spécimens de push-out avec les l'OCAL-(4x60)-S355.

D'un autre côté, en établissant une comparaison entre le mode de ruine du spécimen de push-out avec l'OCAL-(4x60)-S355 et celui du spécimen avec l'OCAL-(4x60)-S460, on constate que pratiquement le même mode de ruine est produit entre les deux connecteurs dans la connexion et donc il peut être déduit que la nuance d'acier du connecteur ne présente pas une influence notable sur le comportement interne de la connexion acier-béton.



(a) Etat des connecteurs l'OCAL-(4x60)-S460.



(b) Etat des dalles de béton des spécimens avec les l'OCAL-(4x60)-S460.

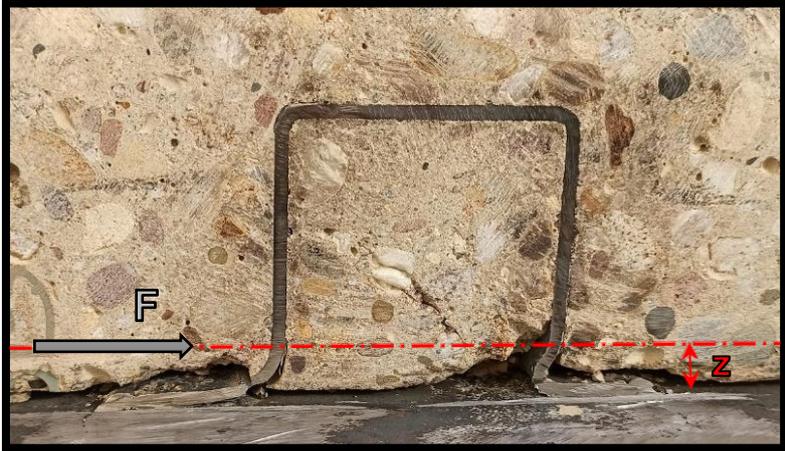
Figure 3.34 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les l'OCAL-(4x60)-S460.

En observant les modes de ruine de tous les spécimens de push-out, on constate alors que :

- (a) Aucune dégradation n'a été observée au niveau de la soudure des semelles des connecteurs OMEGA car la méthode conventionnelle de soudage à l'arc standard s'est avérée suffisamment efficace et résistante pour assurer l'installation des connecteurs OMEGA sur la poutre en acier.
- (b) Du fait que la forme primaire a moins de surface de cisaillement que la forme améliorée, une différence de mode de ruine des spécimens a été enregistrée en observant la ruine par cisaillement du connecteur avec la forme primaire et la ruine par flexion des connecteurs avec la forme améliorée. Ainsi, l'impact sur la dalle de béton se produisait selon la déformation des connecteurs.
- (c) Les dalles de béton des spécimens avec les connecteur OMEGA disposés transversalement contre l'effort de cisaillement ont subi un endommagement avec plus d'ampleurs en terme d'écrasement et de fissuration que celles des spécimens avec les connecteurs OMEGA disposés longitudinalement en raison de la différence de moment d'inertie et donc de rigidité entre les deux dispositions.
- (d) Le mode de ruine des spécimens avec OCAL-(4x60)-S355 de la série 3 est similaire à celui des spécimens avec OCAL-(3x50) de la série 2 mais l'impact sur le béton était beaucoup plus conséquent (due à sa plus grandes surface de cisaillement et rigidité au cisaillement); en observant plus d'écrasement du béton et de fissures sur la surface extérieure de la dalle de béton (voir **Fig. 3.33.b**).

Par conséquent, le mode de ruine dépend de la surface de cisaillement et la rigidité du connecteur contre les efforts de compression généré par le béton de la dalle. En d'autres termes, c'est le rapport de rigidité entre le béton et le connecteur qui va définir le mode de ruine de la connexion acier-béton. Hajjar [170] dans ses travaux a présenté une explication rationnelle des forces agissant sur les connecteurs. Selon lui, la force de compression normale résultante du béton agissant sur le connecteur (qui représente en fait la force de cisaillement  $F$  entre la dalle de béton et la poutre en acier) génère un moment de flexion  $M = F \times Z$  à la base du connecteur, où  $Z$  est le bras de levier de  $F$  jusqu'à la base du connecteur. La valeur de  $Z$  est liée à la rigidité relative entre le béton et le connecteur de cisaillement.

Lorsque la rigidité du béton est beaucoup plus élevée que la rigidité fournie par le connecteur,  $Z$  tend vers zéro. Donc la ruine du connecteur se fait par cisaillement sans impacter d'avantage le béton. Par ailleurs, lorsque la rigidité du connecteur est beaucoup plus grande que celle du béton, le bras de levier  $Z$  a tendance à être à la moitié de la hauteur du connecteur. Ce qui induit à un comportement en flexion du connecteur avec un impact important sur la dalle de béton.



(a) Coupe sur la dalle de béton du spécimen avec les OCPL-(3x50).



(b) Coupe sur la dalle de béton du spécimen avec les OCAL-(3x50).



(c) Coupe sur la dalle de béton du spécimen avec les OCAL-(4x60)-S355.

Figure 3.35 Difference de mode de ruine des OCAL en fonction des surfaces de cisaillement.

La **Fig. 3.35** résume et illustre clairement l'application de ce modèle sur les connecteurs OMEGA (avec la disposition longitudinale à titre d'exemple). En effet, le connecteur de la forme primaire 'OCPL-(3x50)' présente une faible surface de cisaillement ce qui la rend moins rigide dans la connexion que le béton, par conséquent la force de compression normale résultante du béton  $F$  s'est concentré sur la base du connecteur OMEGA.

Par contre pour les connecteur OMEGA de la forme amélioré (c'est à dire 'OCAL-(3x50)' et 'OCAL-(4x60)'), ils ont une plus grande surface de cisaillement et ont des rigidités supérieures à celle du béton dans la connexion mais avec des degrés différents (car l'OCAL-(4x60) est plus rigide que l'OCAL-(3x50)), on constate alors sur la **Fig. 3.35** que le bras de levier  $Z$  de la force de compression normale résultante du béton  $F$  était appliquée à presque du  $\frac{1}{4}$  de la hauteur des OCAL-(3x50), et à la moitié de la hauteur des OCAL-(4x60).

## 4. Conclusion

Dans ce chapitre, des tests expérimentaux de push-out ont été réalisés sur le connecteur OMEGA avec les deux formes proposées (formes primaire et améliorée) pour étudier leur comportement dans la connexion acier-béton des poutre mixte. Les connecteurs à goujon de 22 mm de diamètre et 100 mm de hauteur (G22) ont été utilisés à des fins de comparaison avec les connecteurs OMEGA. Les différents résultats obtenus de ces essais ont démontré que le connecteur OMEGA de la forme améliorée présente le comportement le plus intéressant en terme de résistance, de ductilité et de mode de ruine. De plus, celui-ci a la capacité de remplacer deux goujons G22 réunis dans la connexion acier-béton.

Par ailleurs, il a été constaté que la disposition transversale du connecteur OMEGA permet plus de ductilité (capacité de glissement) que la disposition longitudinale en raison de son plus grand moment d'inertie. Toutefois, tous les connecteurs OMEGA testés dans ce chapitre présente un comportement ductile en dépassant les 6 mm de glissement. D'un autre côté, il est à noter que la nuance d'acier du connecteur OMEGA ne présenté pas une influence aussi importante sur la résistance et la ductilité que l'augmentation de sa surface de cisaillement, par conséquent l'étude de l'influence des dimensions des connecteurs OMEGA sur le comportement de la connexion est nécessaire pour compléter et approfondir les investigations.

**Chapitre 4 :**

*Etude paramétrique sur les connecteurs  
OMEGA*

## 1. Introduction

Dans la littérature, les études sur les connecteurs de cisaillement dans les poutres mixtes tels que celle de Jayas and Hosain [171] ou encore celle de Johnson and Yuan [172] montrent souvent que les paramètres qui influencent le plus la résistance, la ductilité et le mode de ruine de la connexion sont les dimensions du connecteur et la résistance de la dalle de béton. Dans le chapitre précédent (**Chapitre 3**), les investigations des essais expérimentaux sur les connecteurs OMEGA ont montré que ce connecteur présentait des résultats intéressants et qui pourrait être une alternative aux autres types de connecteurs. Cependant, l'étude expérimentale était limitée en terme de variation des dimensions du connecteurs OMEGA et de la résistance de la dalle de béton.

Par conséquent, dans ce chapitre la simulation numérique par le logiciel ABAQUS a été utilisée dans le but d'approfondir les investigations sur les connecteurs OMEGA avec la forme améliorée en développant une étude paramétrique qui vise à analyser l'influence de la surface de cisaillement, la hauteur et la largeur du connecteur OMEGA d'un côté et l'influence de la nuance de la dalle de béton d'un autre coté sur le comportement et de la connexion acier-béton. De plus, La distribution des contraintes des différents éléments d'essai de push-out (dalle de béton et connecteurs) a également été revue afin d'approfondir les investigations de l'étude paramétrique. Enfin, en utilisant les résultats de l'étude paramétrique, une équation pour la prédiction de la résistance au cisaillement des connecteurs OMEGA a été développée.

Il convient de noter que l'étude paramétrique développée dans ce chapitre est établie uniquement sur les connecteurs OMEGA de la forme améliorée. Car les résultats des essais expérimentaux de push-out réalisés sur les connecteurs OMEGA (**Chapitre 3**) ont montré que la forme améliorée de ce connecteur proposé présentait un comportement structurel bien plus intéressant que la forme primaire en terme de résistance et de mode de ruine.

## 2. Description de l'étude paramétrique

Le développement de l'étude paramétrique consiste à concevoir plusieurs spécimens numériques du test de push-out sur les connecteurs OMEGA dans le but de varier les paramètres (cités ci-dessous) pour vérifier leurs influences sur le comportement de la connexion.

**(a) La hauteur du connecteur OMEGA :** elle est en fait celle du canal  $h_c$ , cette dernière a été augmenté de 70 à 100 mm. Cependant, il est à noter que la hauteur des montants latéraux  $h_l$  représente la moitié de celle du canal, par conséquent, l'augmentation de la hauteur du connecteur concerne aussi celle des montants latéraux (de 35 à 50 mm).

**(b) La largeur du connecteur OMEGA :** sa variation dépend de la largeur du canal  $w_c$  et de celle des semelles  $w_s$ , sachant que  $w_c = 2w_s$ . Or dans cette étude, la largeur des semelles a été conservée à 30 mm afin de préserver la même résistance de la soudure du connecteur. Donc, la variation de la largeur ne concernait que celle du canal où elle a été diminuée de 60 à 40 mm (la largeur a été réduite plutôt qu'augmenter pour réduire la taille du conducteur).

(c) **La surface de cisaillement du connecteur OMEGA** : elle représente la section transversale des montants du canal plus celle des montants latéraux ( $A_s = 4 \times t \times L$ ). Pour la variation de cette surface de cisaillement, l'épaisseur du connecteur  $t$  a été comprise entre 2 et 4 mm et sa longueur  $L$  entre 40 et 60 mm. Il est à noter que d'après l'étude de Ollgard et al [88], entre autres, c'est la surface de cisaillement (parmi les autres dimensions du connecteur) qui influence le plus le comportement de la connexion, c'est pour cela que cette présente étude paramétrique se focalise principalement sur l'effet de la surface de cisaillement sur la connexion.

(d) **La résistance à la compression des dalles de béton** : elle a été variée de 20 à 50 MPa.

Soit un total de 36 spécimens de test de push-out ont été modélisées pour exécuter cette étude paramétrique comme ils sont présentés dans le **Tableau 4.2**. Il est à noter que la configuration des spécimens expérimentaux de push-out du **chapitre 3** illustré sur la **Fig. 3.3.b** a été considérée pour la simulation du modèle numérique. Les propriétés des matériaux des connecteurs OMEGA, de la poutre en acier et des barres d'armature ont été prises comme données dans les essais expérimentaux de push-out (**Chapitre 3**). Les propriétés du béton sont présentées dans le **Tableau 4.1**.

Propriétés du béton (MPa)	Classe du béton			
	C20	C28.5	C40	C50
Résistance à la compression $f_c$	20	28.5	40	50
Résistance à la traction $f_t$	2	2.3	3.5	4.2
Module de Young $E_{cm}$	27085.2	30121.5	33345.8	35654.4

**Tableau 4.1** Propriétés mécaniques des résistances du béton

### 3. Analyse par élément finis

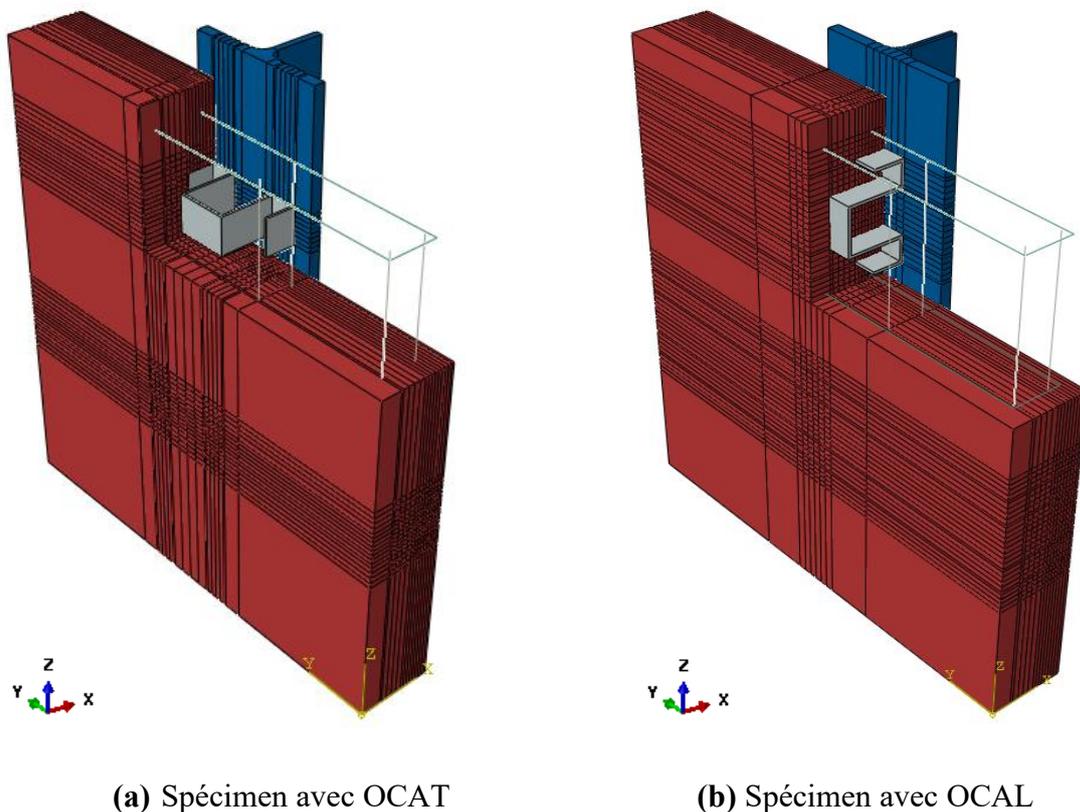
Pour réaliser l'étude paramétrique cité précédemment, L'analyse par élément finis (AEF) a été utilisé dans cette thèse pour développer un modèle par éléments finis (MEF) qui peut simuler le comportement des spécimens de push-out avec les connecteur OMEGA de la forme améliorée testées expérimentalement. Dans cette thèse le logiciel ABAQUS a été utilisé pour la réalisation de l'étude numérique. Ce logiciel est réputé pour sa fiabilité de simulation des applications mécaniques et structurelles d'ingénierie. Cependant, la simulation par le logiciel est basée sur des approches théoriques et donc l'utilisateur doit toujours s'attendre à des résultats approximatifs. Notamment des irrégularités au niveau des courbes peuvent avoir lieu, par conséquent, un léger réajustement et une fluidification des courbes obtenues par le modèle numérique ont été effectué dans cette thèse.

Disposition transversale		Disposition longitudinale		Surface de cisaillement $A_{OCA}$ (mm <sup>2</sup> )	Résistance du béton $f_c$ (MPa)
Spécimens	OCAT-( $t \times L$ )	Spécimens	OCAL-( $t \times L$ )		
SOT(2x40)-C20	OCAT-(2x40)	SOL(2x40)-C20	OCAL-(2x40)	160	20
SOT(2x40)-C28.5	OCAT-(2x40)	SOL(2x40)-C28.5	OCAL-(2x40)	160	28.5
SOT(2x40)-C40	OCAT-(2x40)	SOL(2x40)-C40	OCAL-(2x40)	160	40
SOT(2x40)-C50	OCAT-(2x40)	SOL(2x40)-C50	OCAL-(2x40)	160	50
SOT(3x40)-C20	OCAT-(3x40)	SOL(3x40)-C20	OCAL-(3x40)	240	20
SOT(3x40)-C28.5	OCAT-(3x40)	SOL(3x40)-C28.5	OCAL-(3x40)	240	28.5
SOT(3x40)-C40	OCAT-(3x40)	SOL(3x40)-C40	OCAL-(3x40)	240	40
SOT(3x40)-C50	OCAT-(3x40)	SOL(3x40)-C50	OCAL-(3x40)	240	50
SOT(4x40)-C20	OCAT-(4x40)	SOL(4x40)-C20	OCAL-(4x40)	320	20
SOT(4x40)-C28.5	OCAT-(4x40)	SOL(4x40)-C28.5	OCAL-(4x40)	320	28.5
SOT(4x40)-C40	OCAT-(4x40)	SOL(4x40)-C40	OCAL-(4x40)	320	40
SOT(4x40)-C50	OCAT-(4x40)	SOL(4x40)-C50	OCAL-(4x40)	320	50
SOT(2x50)-C20	OCAT-(2x50)	SOL(2x50)-C20	OCAL-(2x50)	200	20
SOT(2x50)-C28.5	OCAT-(2x50)	SOL(2x50)-C28.5	OCAL-(2x50)	200	28.5
SOT(2x50)-C40	OCAT-(2x50)	SOL(2x50)-C40	OCAL-(2x50)	200	40
SOT(2x50)-C50	OCAT-(2x50)	SOL(2x50)-C50	OCAL-(2x50)	200	50
SOT(3x50)-C20	OCAT-(3x50)	SOL(3x50)-C20	OCAL-(3x50)	300	20
SOT(3x50)-C28.5	OCAT-(3x50)	SOL(3x50)-C28.5	OCAL-(3x50)	300	28.5
SOT(3x50)-C40	OCAT-(3x50)	SOL(3x50)-C40	OCAL-(3x50)	300	40
SOT(3x50)-C50	OCAT-(3x50)	SOL(3x50)-C50	OCAL-(3x50)	300	50
SOT(4x50)-C20	OCAT-(4x50)	SOL(4x50)-C20	OCAL-(4x50)	400	20
SOT(4x50)-C28.5	OCAT-(4x50)	SOL(4x50)-C28.5	OCAL-(4x50)	400	28.5
SOT(4x50)-C40	OCAT-(4x50)	SOL(4x50)-C40	OCAL-(4x50)	400	40
SOT(4x50)-C50	OCAT-(4x50)	SOL(4x50)-C50	OCAL-(4x50)	400	50
SOT(2x60)-C20	OCAT-(2x60)	SOL(2x60)-C20	OCAL-(2x60)	240	20
SOT(2x60)-C28.5	OCAT-(2x60)	SOL(2x60)-C28.5	OCAL-(2x60)	240	28.5
SOT(2x60)-C40	OCAT-(2x60)	SOL(2x60)-C40	OCAL-(2x60)	240	40
SOT(2x60)-C50	OCAT-(2x60)	SOL(2x60)-C50	OCAL-(2x60)	240	50
SOT(3x60)-C20	OCAT-(3x60)	SOL(3x60)-C20	OCAL-(3x60)	360	20
SOT(3x60)-C28.5	OCAT-(3x60)	SOL(3x60)-C28.5	OCAL-(3x60)	360	28.5
SOT(3x60)-C40	OCAT-(3x60)	SOL(3x60)-C40	OCAL-(3x60)	360	40
SOT(3x60)-C50	OCAT-(3x60)	SOL(3x60)-C50	OCAL-(3x60)	360	50
SOT(4x60)-C20	OCAT-(4x60)	SOL(4x60)-C20	OCAL-(4x60)	480	20
SOT(4x60)-C28.5	OCAT-(4x60)	SOL(4x60)-C28.5	OCAL-(4x60)	480	28.5
SOT(4x60)-C40	OCAT-(4x60)	SOL(4x60)-C40	OCAL-(4x60)	480	40
SOT(4x60)-C50	OCAT-(4x60)	SOL(4x60)-C50	OCAL-(4x60)	480	50

Tableau 4.2 Spécimen numérique de push-out pour l'étude paramétrique

### 3.1 Présentation du model EF

Le processus du développement du modèle EF proposé dans ce chapitre passe par plusieurs étapes schématisées sur la **Fig. 4.2**. Les pièces qui composent le test de poussée (c'est-à-dire la dalle en béton, les connecteurs OMEGA, la poutre en acier de construction et les barres d'armature) ont d'abord été créées et modélisées individuellement. Toutes les pièces créées sont des éléments solides tridimensionnels, à l'exception des barres d'armature qui sont des élément fil « wire ». Les parties ont été ensuite assemblées pour concevoir le modèle EF du test de push-out. Cependant, les spécimens du test de push-out sont supposés être symétrique, par conséquent en s'appuyant sur les travaux de [173-175], uniquement le demi du modèle EF a été pris en compte comme il est présenté sur la **Fig. 4.1**. Cela a permis de faciliter la modélisation et de réduire le temps de calcul. Les propriétés des matériaux des composantes du modèle avec leurs maillages, leurs interactions, le chargement et la méthode d'analyse ont dûes être modélisées correctement afin d'obtenir des résultats précis de l'analyse EF.



**Figure 4.1** Modèles élément finis de push-out avec les connecteurs OMEGA

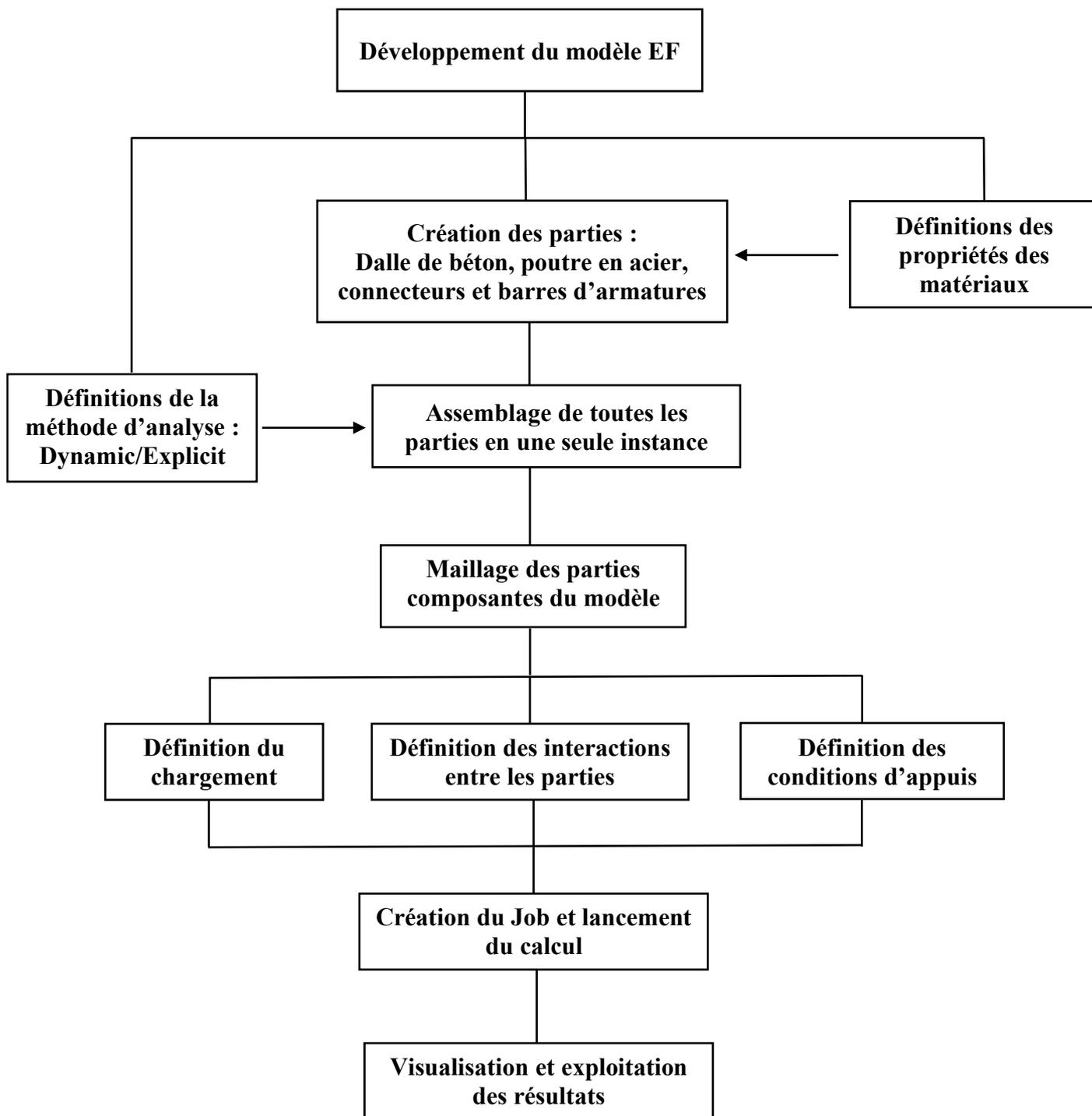
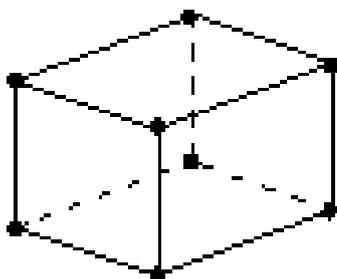


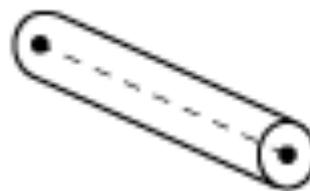
Figure 4.2 Schéma du processus du développement du modèle EF de l'essai de push-out.

### 3.2 Maillage du modèle EF et type d'élément

Le maillage du modèle EF est une étape importante dans l'analyse par éléments finis car il impacte sur la qualité des résultats, le temps de calcul, ainsi que la capacité du modèle à converger surtout dans le cas de non-linéarités complexes des courbes. La modélisation du maillage des parties composantes du modèle EF a été effectuée avec des éléments solides tridimensionnels hexaédriques au lieu des éléments tétraédriques, car ils fournissent plus de précision des résultats, d'après plusieurs recherches [176-177]. Différents types de maillage disponibles dans le logiciel ABAQUS ont été utilisés. Les connecteurs OMEGA, la poutre en acier et la dalle de béton ont été maillés par des éléments continus (Solides) hexaédriques en 3D à huit nœuds à intégration réduite (C3D8R). Tandis que les barres d'armature ont été maillées en utilisant le type d'élément treillis (Wire) en 3D à deux nœuds (T3D2). Ces deux types de maillage sont présentés sur la **Fig. 4.3**.



(a) Élément continu (solide) C3D8R



(b) Élément treillis (wire) T3D2

**Figure 4.3** Types d'éléments de maillage

Le maillage doit être suffisamment fin pour obtenir des résultats précis, cependant ceci peut nécessiter un temps de calcul considérable. Pour ce modèle EF, le maillage généré a été conçu pour donner une précision optimale avec un temps de calcul raisonnable. En effet, deux tailles de maillage ont été assignées pour le modèle : un maillage fin  $M_f$  utilisé pour les zones les plus sensibles (comme la base du connecteur OMEGA et le béton qui l'entoure) et un maillage grossier  $M_g$  utilisé pour les autres régions (moins sensibles) du modèle EF (Voir la **Fig. 4.4**). Le maillage fin a été fixé à  $M_f = 5mm$  afin d'assurer la précision sur les zones sensibles, alors que pour le maillage grossier, une analyse de sensibilité du maillage a été menée en variant de  $M_g = 20mm$  à  $M_g = 60mm$  pour vérifier l'exactitude du modèle développé. Il a été déduit que la taille de maillage de  $M_g = 20mm$  apportait plus de précision dans les résultats en donnant une corrélation convenable entre les courbes numériques de charge-glissement et celles obtenues expérimentalement, comme c'est illustré sur la **Fig. 4.10**.

Par conséquent, la configuration de la taille du maillage ( $M_f = 5mm$  avec  $M_g = 20mm$ ) a été adoptée pour le modèle EF développé dans ce chapitre (voir la **Fig. 4.4**).

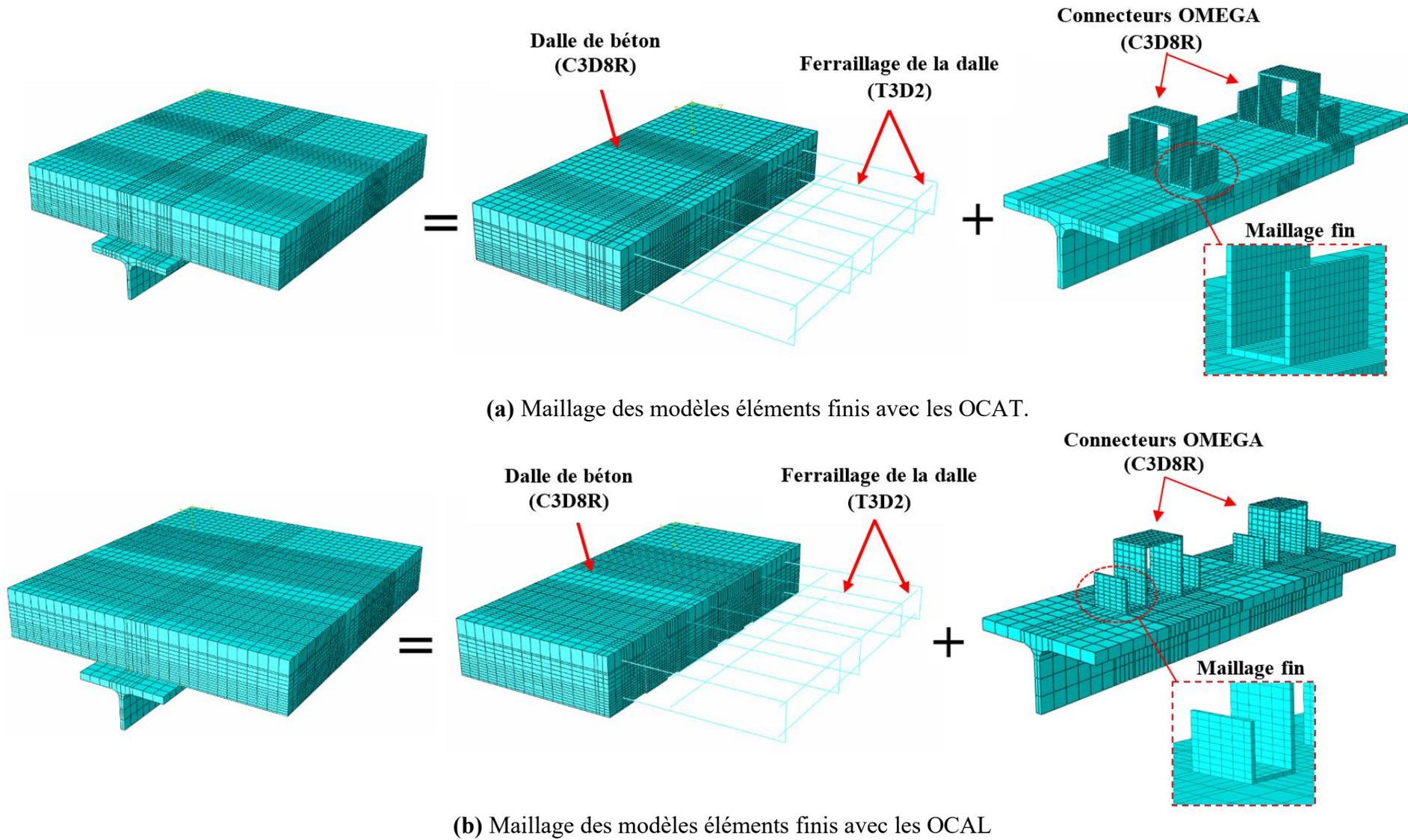


Figure 4.4 Maillage des modèles éléments finis avec les deux dispositions du connecteurs OMEGA

### 3.3 Modélisation des matériaux

#### 3.3.1 Modélisation du béton

Dans ce travail, le matériau du béton a été modélisé en utilisant le modèle "Concrete Damage Plasticity" (CDP) disponible dans le logiciel ABAQUS basé sur les recherches de Lubliner et al. [178] et de Lee et Fenves [179], entre autres. Ce modèle fournit une capacité générale à modéliser efficacement le comportement du béton et d'autres matériaux quasi fragiles. Le modèle CDP a été utilisé précédemment par plusieurs chercheurs notamment [180-184] pour la simulation du béton et il a présenté de très bons résultats. La fonction hyperbolique de Drucker-Prager est utilisée pour définir les paramètres de la surface de plasticité dans le modèle CDP [178].

Pour l'étalonnage, différents paramètres doivent être définis dans le modèle CDP. Pour cela les indications du manuel d'ABAQUS [185] ont été suivies : L'angle de dilatation du matériau ( $\psi$ ) et l'excentricité ( $\epsilon$ ) sont respectivement de  $31^\circ$  et 0,1. Le rapport de la résistance à la compression bi-axiale à la résistance à la compression uni-axiale ( $f_{b0}/f_{c0}$ ) est de valeur 1.16, le rapport  $K_c$  (rapport du deuxième invariant sur le méridien de traction à celui sur le méridien de compression) est égale à 0.7, et le paramètre de viscosité ( $\mu$ ) à 0.001.

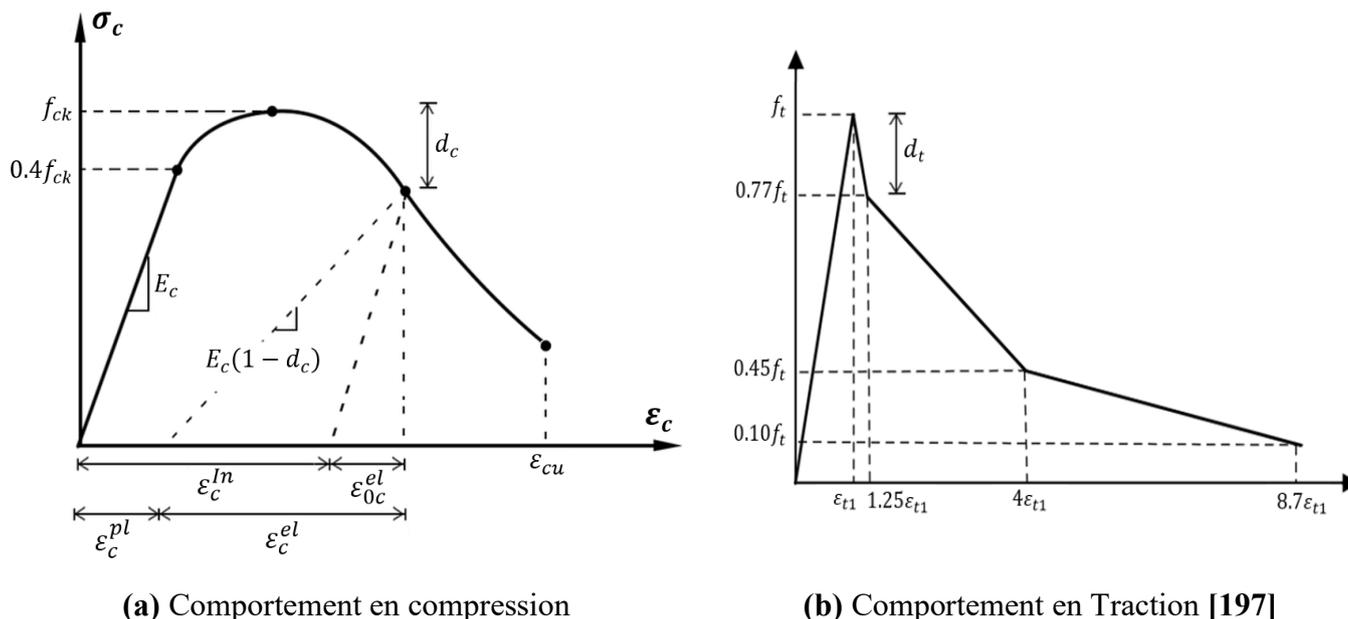


Figure 4.5 Modèle des courbes contrainte-déformation idéalisées pour Abaqus.

La définition du comportement du béton en compression et en traction se fait en introduisant les données des courbes contrainte-déformation uni-axiale comme obtenues par les essais de compression et de fendage établis sur les éprouvettes cylindriques de béton ou la résistance à la compression était de  $f_c = 28.5 \text{ MPa}$  et la résistance à la traction était de  $f_t = 2.3 \text{ MPa}$ . Cependant pour l'étude paramétrique, d'autres résistances du béton sont utilisées (20, 40, 50 MPa), par conséquent, sur la base de différentes études de recherche [173, 186], des modèles des courbes contrainte-déformation uni-axiale pour le béton, illustrées sur la Fig. 4.5 peuvent être utilisées pour représenter le comportement du béton en compression et en traction, respectivement, quel que soit la nuance du béton.

Pour le comportement du béton en compression, des chercheurs tels que Hognestad [187], Kent and Park [188], Sheikh and Üzümeri [189] ont proposé des équations de calcul pour reproduire chaque phase de la loi de comportement du béton en compression, cependant le modèle de calcul le plus connu est celui indiqué par les règlements européen 'Eurocode 2' [70]. Par conséquent, dans cette étude, les équations de ce modèle de calcul ont été utilisées pour reproduire le comportement du béton en compression.

La courbe contrainte-déformation en compression se compose de trois parties :

- La première partie indique l'élasticité du béton : la courbe est linéaire jusqu'à la contrainte limite élastique  $f_0 = 0.4f_c$  selon l'Eurocode 2 [70], ou  $f_c$  est la résistance moyenne à la compression du béton. Le coefficient de Poisson du béton a été défini égal à 0.2 et le module de Young du béton est calculé par la formule suivante [70]:

$$E_c = 22000 \times \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.3} \quad (4.1)$$

- La deuxième partie de la courbe est parabolique ; elle varie de la contrainte limite élastique  $f_0$  jusqu'à la résistance ultime du béton  $f_c$ , cette partie peut être définie par l'équation suivante [70] :

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \left(\frac{kn-n^2}{1+(k-2)n}\right) f_c \quad (4.2)$$

Avec

$$\begin{cases} n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \\ \varepsilon_{c1} = 0.0022 \\ k = 1.1E_c \times \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} \end{cases} \quad (4.3)$$

Sachant que  $\varepsilon_{c1}$  est la déformation qui correspond à la résistance ultime à la compression  $f_c$ , selon l'EC2 [70] sa valeur est supposée égale à 0.0022.

- La troisième partie de la courbe représente la dégradation du béton par écrasement après que la résistance ultime  $f_c$  soit atteinte, elle peut être définie à partir de l'expression suivante proposé par Alfarah et al. [190] :

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \left( \frac{2 + \gamma_c f_c \varepsilon_{c1}}{2 f_{ck}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c}{2 \varepsilon_{c1}} \varepsilon_c^2 \right)^{-1} \quad (4.4)$$

Où :

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_c \varepsilon_{c1}}{2 \left[ \frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0.5 f_c (\varepsilon_{c1} (1 - b) + b \frac{f_c}{E_0}) \right]} \quad (4.5)$$

Dans laquelle :

$$\begin{cases} G_{ch} = \left( \frac{f_c}{f_t} \right)^2 G_F \\ b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \end{cases} \quad (4.6)$$

Selon B. Alfarah et al. [190],  $E_0$  est le module élastique initial donné par la formule  $E_0 = E_c (0.8 + 0.2 f_c / 88)$ ,  $G_{ch}$  est l'énergie d'écrasement,  $G_F$  est l'énergie de rupture qui équivaut à  $G_F = 0.073 f_c^{0.18}$  et  $l_{eq}$  est la longueur caractéristique, qui dépend de la taille du maillage de l'élément. Dans ce travail, des éléments de type brique sont utilisés et donc la longueur caractéristique  $l_{eq}$  peut être considérée comme le volume divisé par la plus grande surface de face [186].  $\varepsilon_c^{ln}$  est la déformation inélastique et  $\varepsilon_c^{pl}$  est la déformation plastique ; celles-ci sont représentées sur la Fig. 4.5.a et exprimées par les équations suivantes :

$$\begin{cases} \varepsilon_{0c}^{el} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \\ \varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el} \end{cases} \quad (4.7)$$

Dans lesquelles

$$\begin{cases} \varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \\ \varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \left( \frac{1}{1 - d_c} \right) \end{cases} \quad (4.8)$$

La déformation ultime  $\varepsilon_{cu}$  du béton à la rupture est égale à  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$  selon EC2 [70] et BS 8110 [191]. Ellobody et al. [192] dans leur modèle l'ont pris égale à 0.038, tandis que dans le modèle de Nguyen et Kim [173] elle a été égale à 0.01. Dans la présente étude, pour obtenir un bon accord entre la courbe numérique de charge-glissement et celle obtenue expérimentalement, différentes valeurs de  $\varepsilon_{cu}$  ont été essayées et la meilleure correspondance a été obtenue avec une valeur d'environ  $\varepsilon_{cu} = 0.0034$  qui se rapproche beaucoup plus aux recommandations des règlements cités EC2 [70] et BS 8110 [191]

D'autre part, le comportement en traction du béton est représenté par deux parties :

- La première partie est supposée linéaire jusqu'à la contrainte limite de traction  $f_t$  qui peut être calculée par la formule suivante [70] :

$$f_t = 0.3 \times (f_c)^{2/3} \quad (4.9)$$

- La seconde partie représente la dégradation du béton par fissuration. Il existe différentes formes de modèles des courbes contrainte déformation qui décrivent cette partie de dégradation du béton en traction dans la littérature tel que celles de Cornelissen et al. [193] Wang and Hsu [194] et de Hordijk [195]. Dans cette étude, le modèle de la courbe contrainte-déformation de traction développé par Nayal et Rasheed [196] avec les ajustements établis par Wahalathantri et al. [197] pour la simulation a été sélectionné. Ce modèle est capable de reproduire avec précision le comportement du béton en traction d'après l'étude menée par Wahalathantri et al. [197]. Ce modèle est une idéalisation de la courbe contrainte-déformation développée par Gilbert et Warner [198] pour le comportement du béton en traction, adopté dans le manuel d'Abaqus comme illustré sur la **Fig. 4.5.b**.

Dans le modèle Concrete Damage Plasticity (CDP), la dégradation du béton est caractérisée par deux variables indépendantes, à savoir la dégradation du béton sous compression ( $d_c$ ) et la dégradation du béton sous la traction ( $d_t$ ). Sachant que lorsque la variable d'endommagement est égale à 0, le béton est considéré non endommagé ; cependant, lorsque cette variable est égale à 1, le béton est supposé complètement endommagé [173]. Le calcul de ces deux grandeurs d'endommagement ( $d_c$  et  $d_t$ ) a été effectué conformément aux recommandations d'Alfarah et al. [190] :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \\ d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \end{array} \right. \quad (4.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \\ d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \end{array} \right. \quad (4.11)$$

### 3.3.2 Modélisation de l'acier

Le comportement non linéaire des éléments en acier a été simulé en utilisant l'option (\*PLASTIC) disponible dans ABAQUS. Selon le manuel d'Abaqus [185], Cette option est utilisée pour décrire la partie plastique des matériaux élasto-plastiques (à travers la surface d'écoulement de Von Mises ou de Hill) [199]. Le logiciel utilise une règle d'écoulement plastique associée et une élasticité isotrope pour représenter le comportement de l'acier dans l'espace tridimensionnel (3D) des contraintes. Pour simuler avec précision le comportement 3D du matériau en acier, ABAQUS nécessite donc d'introduire les données de la courbe contrainte-déformation uni-axiale de l'acier.

Les relations contrainte-déformation des différents éléments en acier dans les modèles EF ont été définies à l'aide des données de propriétés des matériaux obtenues à partir des tests standard de traction (les courbes contrainte-déformation de l'acier des connecteurs de cisaillement OMEGA, des barres d'armature et de l'acier de construction). Cependant, pour reproduire le comportement de l'acier dans la simulation numérique, ces courbes contrainte-déformation de l'acier ont été idéalisées par trois lignes distinctes représenté sur une courbe tri-linéaire idéalisée (voir la Fig. 4.6), plus pratiques à utiliser dans ABAQUS pour décrire le comportement de l'acier. De plus, dans les études menées par Mirza et Uy [200-201], cette approche linéaire par morceaux s'est également avérée suffisamment précise pour représenter les relations contrainte-déformation de l'acier.

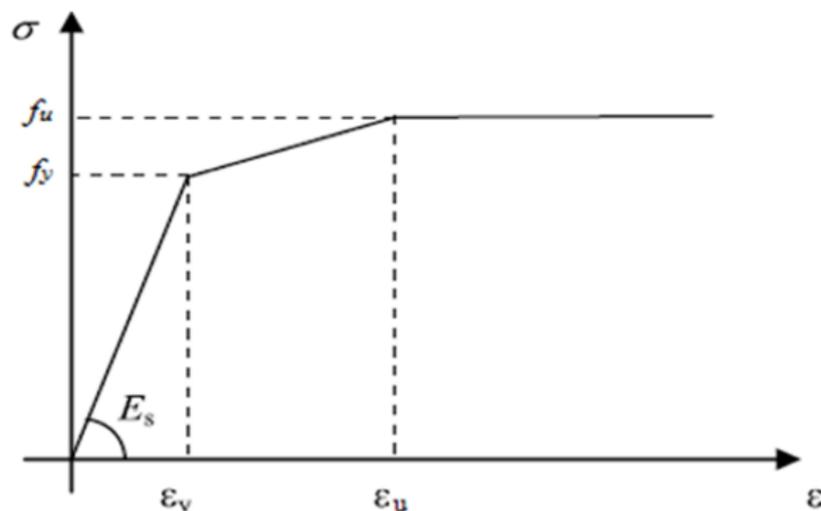


Figure 4.6 Courbe contrainte-déformation de l'acier idéalisée pour Abaqus.

### 3.3.3 Conditions d'appuis

La définition des conditions d'appuis est très importantes pour la simulation du mouvement physiques du modèle EF. Une introduction des conditions d'appuis incorrecte peut entraîner des résultats de simulation erronés. Comme il a été mentionné précédemment, uniquement le demi du modèle du spécimen du test de push-out avec les connecteurs en forme d'OMEGA a été prise en considération en raison de la symétrie. Par conséquent, la stabilité du modèle doit être garantie en utilisant des conditions d'appuis appropriées sur certaines surfaces du modèle. Han et al. [202] et Qi et al. [203] ont également considéré les demis des modèles élaborés dans leurs études sur l'essai de push-out, des résultats adéquats ont été obtenus par rapport aux tests expérimentaux. Par conséquent, la méthode d'application des conditions d'appuis sur leurs modèles a été suivies sur le présent modèle EF développé.

La surface 1 représente la section de la coupe longitudinale sur l'âme de la symétrie du modèle, comme illustrée sur la **Fig. 4.7.a**, Tous les nœuds de la surface 1 ont été empêchés de se déplacer le long de l'axe X et de pivoter autour des axes Y et Z ( $U_x = R_y = R_z = 0$ ). La surface 2, montrée sur la **Fig. 4.7.b**, représente la base de la dalle de béton et donc la base du modèle, les nœuds de cette dernière ont été bloqués en translation le long de la direction de l'axe Z.

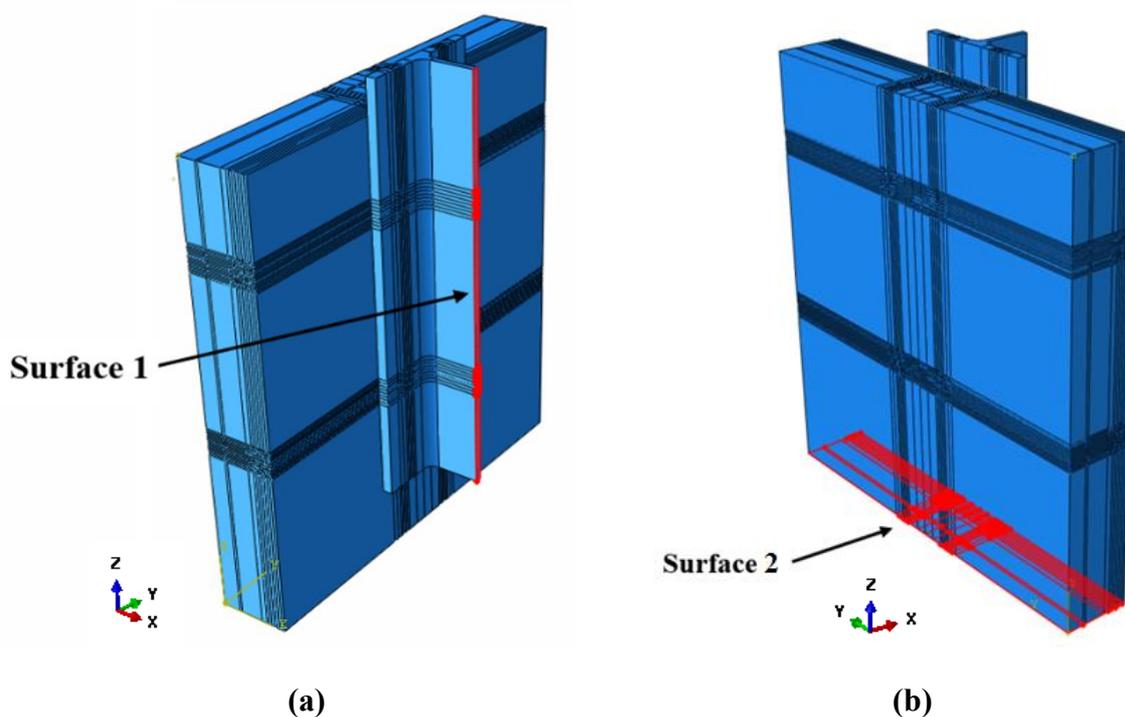
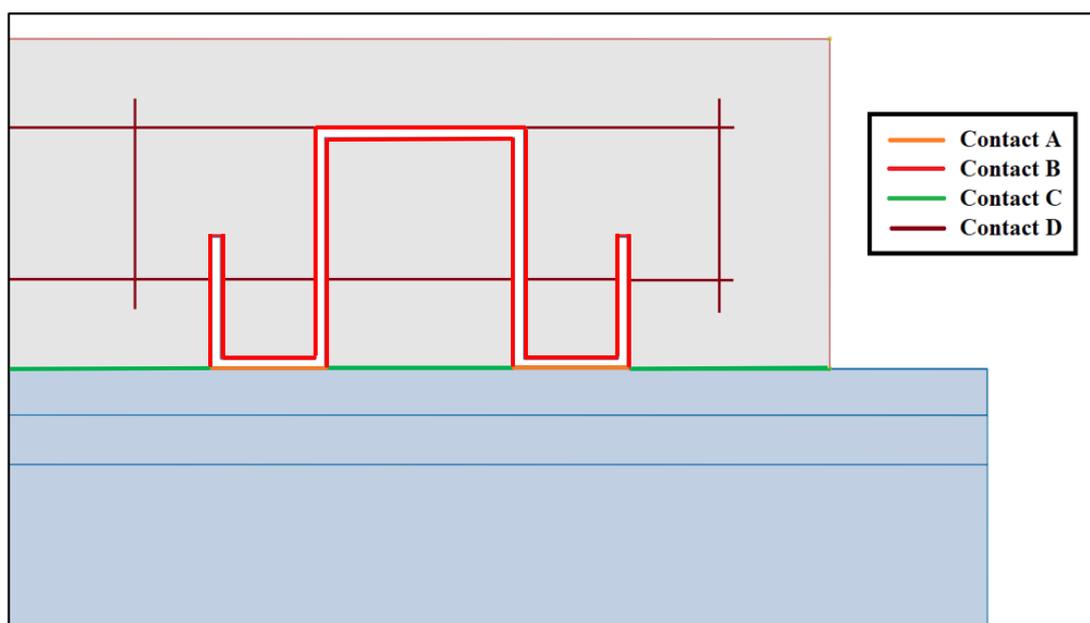


Figure 4.7 Les surfaces du modèle EF pour les conditions aux limites



### 3.3.4 Interactions et contacts

Les interactions entre les pièces modélisées doivent être bien prises en compte afin de simuler le comportement réel du test de push-out. Dans le présent travail numérique, quatre cas de contact des surfaces sont considérés pour le modèle EF proposé, à savoir: le contact entre la poutre en acier de construction et la dalle de béton, le contact entre les connecteurs de cisaillement OMEGA et la dalle de béton, le contact entre les connecteurs OMEGA et la poutre en acier et enfin le contact entre les barres d'armatures du ferrailage et la dalle de béton. Ces surfaces de contacts ont été représentées sur la **Fig. 4.8** par les contacts A, B, C et D; respectivement.



**Figure 4.8** Les surfaces de contacts entre les composants du modèle EF de push-out.

Pour le contact A, les surfaces des connecteurs OMEGA ont été considérées fusionnées avec la surface de la poutre en acier en utilisant l'option **\*Merge** (fusion), car l'assemblage des connecteurs OMEGA se fait par soudage sur la semelle de la poutre en acier de construction. L'interaction entre les nœuds sur les surfaces des dalles de béton autour des connecteurs et les nœuds sur la surface des connecteurs (Contact B) a été modélisée en utilisant l'option **\*General Contact** ou le comportement normal et le comportement tangentiel entre les surfaces doivent être configurés. En l'occurrence le comportement normal est considéré rigide (Hard contact) et le comportement tangentiel est configuré avec un coefficient de frottement égale à 0.5 (entre l'acier et le béton) [70]. L'option **\*Tie Contact** (contact des nœuds liés) a été utilisée dans un premier temps comme dans l'étude de Nguyen et Kim [173], mais la convergence des résultats n'était pas aussi précise et le temps d'analyse était significativement plus long.

Dans les essais expérimentaux, l'interface acier-béton est traitée avec de l'huile lubrifiante pour empêcher le frottement et évaluer uniquement la résistance au cisaillement des connecteurs. Par conséquent pour la simulation du contact C, l'interaction entre la poutre en acier et la dalle de béton a été faite avec l'option **\*General Contact** mais cette fois-ci la configuration du comportement tangentiel a été effectuée avec un coefficient de frottement nul (**\*Frictionless**). D'autre part, pour le contact D, l'interaction du ferrailage dans la dalle en béton a été simulée en utilisant l'option **\*Embedded Contact** (Contact des nœuds noyés) disponible dans le logiciel ABAQUS, dans laquelle tous les degrés de liberté des nœuds des barres d'armatures sont supposés soumis à ceux de la dalle en béton.

### 3.3.5 Méthode d'analyse et chargement

Le logiciel ABAQUS propose deux approches pour la simulation des phénomènes mécaniques, à savoir : Abaqus/Standard qui utilise la méthode implicite et Abaqus/Explicit qui utilise la méthode explicite. Le choix entre les deux dépend du problème statique ou dynamique et de la complexité du modèle. Il est donc nécessaire de comprendre les caractéristiques des méthodes implicites et explicites pour faire le choix. Dans une analyse explicite, la matrice de rigidité est mise à jour à la fin de chaque incrément en fonction des changements de géométrie (déformation) et des propriétés des matériaux. Ensuite, une nouvelle matrice de rigidité est construite et le prochain incrément de charge (ou de déplacement) est appliqué au système. Par ailleurs, la méthode implicite est la même que l'analyse explicite cependant elle s'effectue avec des itérations de Newton-Raphson pour assurer l'équilibre des forces internes de la structure avec les charges appliquées de l'extérieur. Pour ce faire, la matrice de rigidité est inversée une fois ou même plusieurs fois au cours d'un pas charge/temps [204]. Cette procédure implicite prend plus de temps de calcul que la méthode explicite car chaque itération nécessite la résolution d'un grand ensemble d'équations linéaires [205].

En général, ABAQUS/Standard utilise la méthode implicite qui adapte aux problèmes statiques. Alors que l'Abaqus/Explicit utilise la méthode explicite qui s'adapte aux problèmes dynamiques tel que les problèmes d'impact, de formage du métal, de détérioration progressive et de défaillance du matériau, etc. [185]. Cependant, Il existe certains problèmes statiques qui seraient généralement résolus avec Abaqus/Standard, mais qui peuvent avoir des difficultés à converger en raison de la complexité du contact ou la non-linéarité complexe des matériaux, ce qui entraîne un grand nombre d'itérations.

Abaqus/Explicit a la capacité de gérer efficacement le comportement de non-linéarité même pour les problèmes statiques en adoptant une approche quasi-statique. De plus, il détermine la solution sans itérer en avançant explicitement l'état cinématique à partir de la fin de l'incrément précédent. Par conséquent Abaqus/Explicit est capable de réduire la difficulté de convergence rencontrée avec Abaqus/Standard en prenant moins de temps de calcul. Selon le manuel d'ABAQUS, pour une même analyse d'un modèle EF, Abaqus/Explicit peut être plus efficace et plus précis que Abaqus/Standard même si celui-ci établit de nombreuses itérations.

Durant les essais expérimentaux de push-out sur les connecteur OMEGA, il a été observé que les courbes charges-glissement obtenus présentaient une non-linéarité complexe après que la charge maximale soit atteinte, du fait de l'écrasement du béton et de la plastification de l'acier des connecteurs. Par conséquent, le modèle numérique de l'essai de push-out développé dans ce chapitre doit être modélisé en prenant en compte la non-linéarité des matériaux. Il est à noter que la convergence numérique avec les résultats expérimentaux était difficile à réaliser en utilisant l'analyse statique dans Abaqus/Standard tout comme il a été précisé précédemment.

Pour cette raison et sur la base de plusieurs études [206-208], la modélisation a été réalisée en utilisant la procédure dynamique par Abaqus/Explicit. Dans la quelle une approche quasi-statique a été adoptée pour minimiser les effets d'inertie et éviter des résultats erronés. Pour y parvenir, l'approche du taux de chargement croissant indiquée dans le manuel d'ABAQUS [185] a été suivie ; elle consiste à rendre le chargement sur la structure lent et cela en divisant la charge appliquée en plusieurs taux de charge dans des laps de temps afin que l'accélération et la vitesse du mouvement diminuent. Cette étape est importante pour éviter l'endommagement soudain du béton défini comme matériau fragile [186]. Dans ce travail, Différents taux de chargement ont été essayés et le taux le plus approprié a été déterminé à 0.06 mm/s. La charge a été simulée répartie sur la section transversale au sommet de la poutre en acier comme illustré sur la Fig. 4.9.

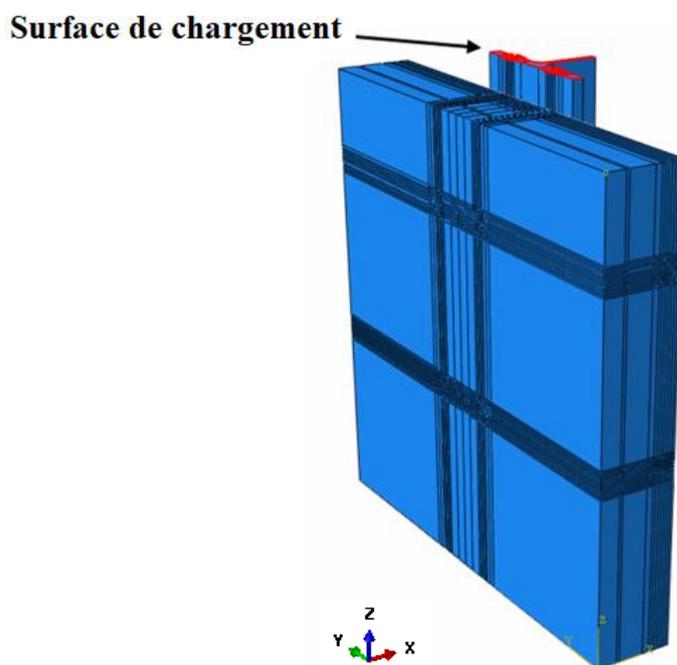
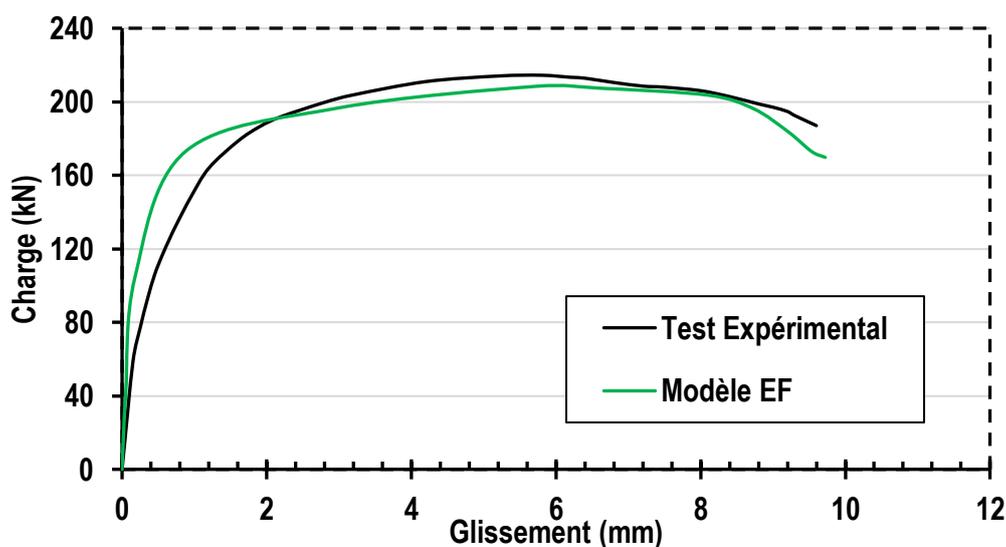


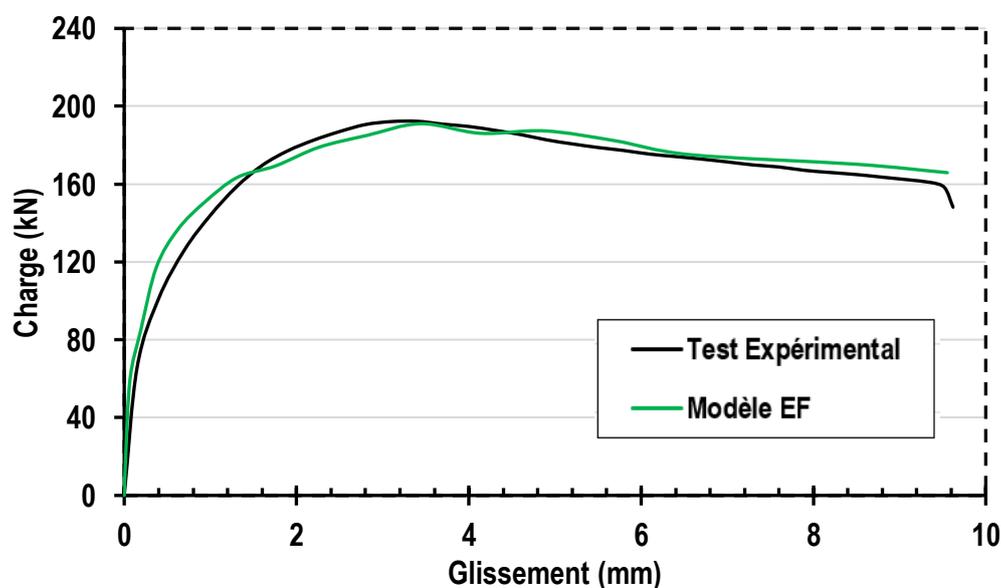
Figure 4.9 La surface de chargement du modèle EF de push-out

### 3.3.6 Vérification du modèle EF

Le développement du modèle FE a été établi afin de reproduire les comportements des tests de push-out à grande échelle établis sur les connecteurs OMEGA avec la forme améliorée ('OCAT-(3x50)' et 'OCAL-(3x50)'). Afin de vérifier l'exactitude des résultats du modèle EF développé, les courbes moyennes de charge-glissement obtenues à partir des essais expérimentaux ont été comparées aux courbes numériques obtenues à partir des analyses EF. La **Fig. 4.10** illustre la comparaison entre les deux courbes, dans laquelle une corrélation appropriée a été montrée entre les courbes de charge-glissement expérimentales et numériques pour les deux spécimens avec les connecteurs OMEGA 'OCAT-(3x50)' et 'OCAL-(3x50)'.



(a) Spécimen avec les OCAT-(3x50).



(b) Spécimen avec les OCAL-(3x50).

**Figure 4.10** Comparaison entre les courbes charge-glissement expérimentales et numériques.

De plus, dans le **Tableau 4.3** sont spécifiées les valeurs obtenues des résistances au cisaillement et des capacités de glissement des spécimens en question. On peut voir que tous les ratios entre les résultats expérimentaux et numériques étaient inférieurs à 5%. Par conséquent, le modèle développé dans cette étude peut être validé pour entamer l'étude paramétrique.

Connecteurs	OCAT-(3x50)			OCAL-(3x50)		
	Charge Max. $P_{max}$ (kN)	Charge à $0.9P_{max}$ (kN)	Glissement à $0.9P_{max}$ (mm)	Charge Max. $P_{max}$ (kN)	Charge à $0.9P_{max}$ (kN)	Glissement à $0.9P_{max}$ (mm)
<b>Test Expérimental</b>	214.68	193.21	9.53	192.29	173.06	7.02
<b>Modèle EF</b>	208.39	187.55	9.10	191.02	171.92	7.5
<b>Ratio (Test/MEF)</b>	1.03	1.03	1.05	1.01	0.99	0.94

**Tableau 4.3** Comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux donnés par le modèle EF.

En outre, en gardant la même procédure de configuration et de calibration (maillage, interaction, conditions aux limites, ... etc.), le modèle EF développé dans ce chapitre a également été utilisé pour simuler d'autres tests de push-out avec d'autres types de connecteurs de cisaillement trouvés dans la littérature, à savoir :

- Culver et al [209], et Valente et Cruz [210] qui ont effectué plusieurs tests de push-out pour analyser le comportement des connecteurs de type goujon à tête dans des dalles pleines avec différentes résistances de béton.
- Vianna et al [211] qui ont étudié la capacité de cisaillement et de glissement des connecteurs de cisaillement Perforbond.
- Maleki et Mahoutian [212] qui ont développé des tests de push-out sur le connecteur en Canal pour déterminer leur comportement et leur capacité de cisaillement.

Dans le **Tableau 4.4** sont donnés les détails de ces spécimens mentionnés. Ces vérifications ont été ajoutées afin d'assurer la validation du modèle numérique proposé. Les courbes expérimentales charge-glissement obtenues à partir de [209-212] ont été comparées aux courbes numériques obtenues à partir de l'analyse FE, comme le montre la **Fig. 4.11**. En général, un bon accord a été obtenu entre les deux courbes expérimentales et numériques. De plus, le **Tableau 4.4** présente les valeurs de résistance au cisaillement obtenues par les auteurs cités et celle obtenue à partir du modèle numérique. Comme on peut le voir, ils sont très proches, avec un ratio qui ne dépasse pas 3%, on peut donc conclure que le modèle EF proposé prédit avec succès le comportement du test de push out.

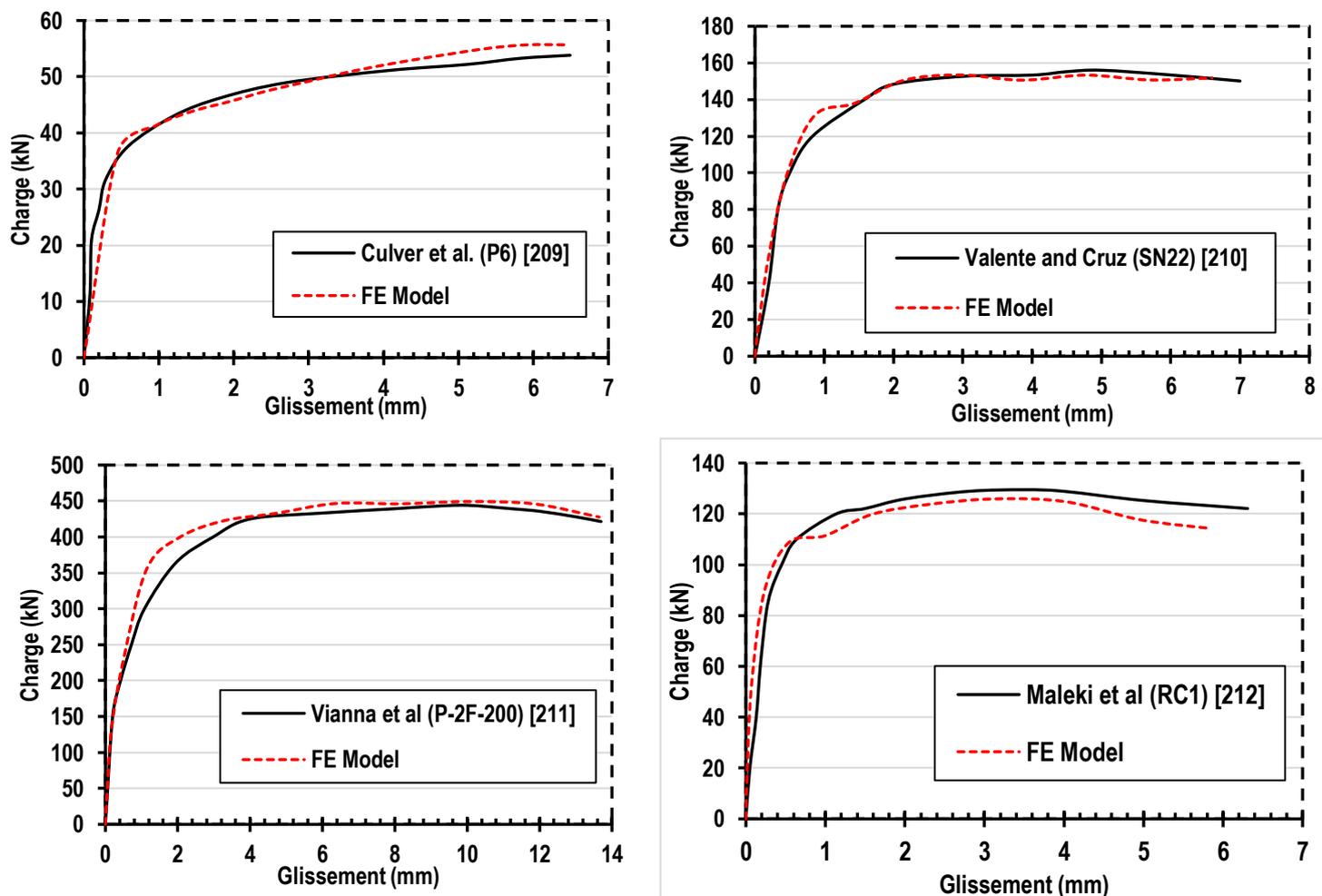


Figure 4.11 Comparaison entre les courbes charge-glissement obtenues par les essais et le modèle EF.

Chercheurs	Spécimens	Types de Connecteur	Résistance du béton (MPa)	Résistance au cisaillement		
				Test (kN)	MEF (kN)	Ratios (Test/MEF)
Culver et al. [209]	P6	Goujon (13 x 75)	25	53.82	55.68	0.97
Valente et al. [210]	CN22	Goujon (22 x 100)	56	156	155.85	1.01
Vianna et al. [211]	P-2F-200	Perfobond (2 orifices)	27.3	444.03	449.18	0.98
Maleki et al. [212]	RC1	En U (UPN100)	38.6	129.5	125.89	1.03

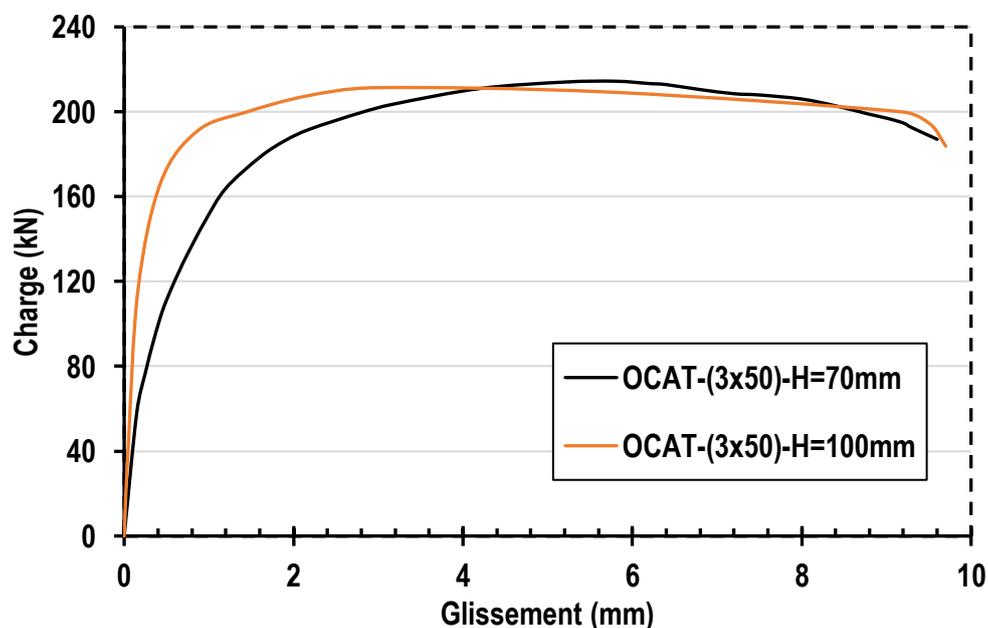
Tableau 4.4 Comparaison entre les résistances obtenue à partir des tests et le modèle EF.

## 4. Résultats de l'étude paramétrique

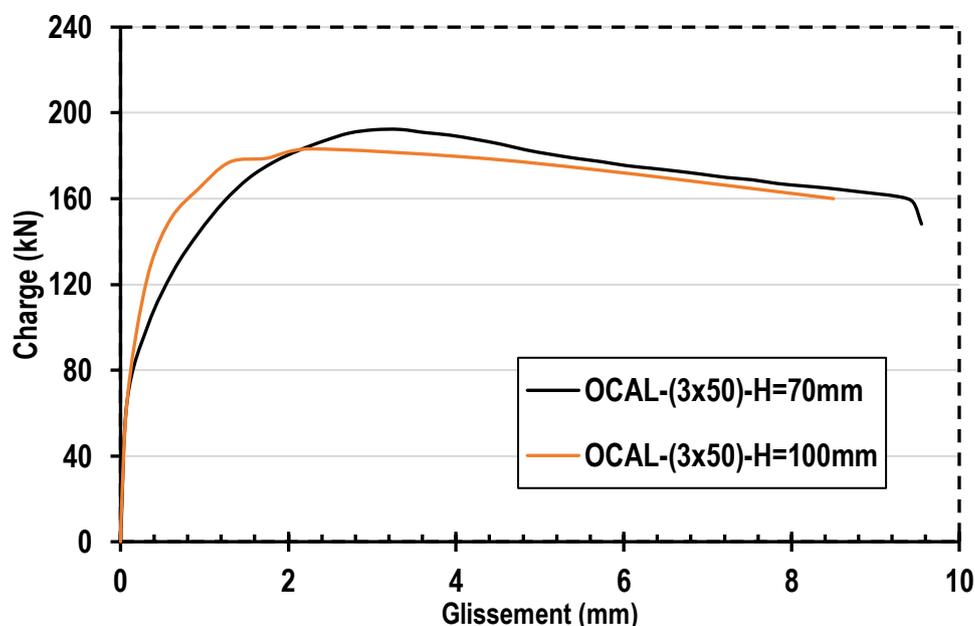
### 4.1 Influence de la hauteur du connecteur OMEGA

Cette section traite l'étude de l'influence de la hauteur du connecteur OMEGA sur la ductilité et la capacité de la connexion. Dans la littérature, les goujons sont souvent étudiés avec deux hauteurs différentes (75 et 100 mm) [213]. Par conséquent dans cette étude, les hauteurs des connecteurs OMEGA 'OCAT-(3x50)' et 'OCAL-(3x50)' ont été augmentées de 70 à 100 mm, et donc les hauteurs des montants latéraux  $h_l$  a été aussi augmentée de 35 à 50 mm. Il est à noter que l'épaisseur des dalles de béton a été également augmentée de 100 à 150 mm afin d'assurer l'enrobage du connecteur recommandé par l'Eurocode 4 (>20mm) pour éviter les fissurations dues au fendage du béton. Sachant que l'épaisseur de la dalle de béton n'a pas une influence considérable sur le comportement de la connexion selon l'étude de Anderson et Meinheit [163]. Par ailleurs, la résistance à la compression du béton a été maintenue à 28.5 MPa.

La Fig. 4.12.a et la Fig. 4.12.b illustrent la comparaison entre les courbes charge-glissement obtenus par les deux spécimens numériques en question avec ceux des spécimens de push-out testé expérimentalement sur les OCAT-(3x50) et les OCAL-(3x50), respectivement. Il peut être observé qu'un rapprochement au niveau de la résistance est obtenu entre les deux courbes.



(a) Spécimens avec les OCAT-(3x50)



(b) Spécimens avec les OCAT-(3x50)

**Figure 4.12** Comparaison entre les courbes charge-glisement en variant la hauteur du connecteur OMEGA

Par ailleurs, Il peut être observé que la résistance ultime et la capacité de glissement ne change pratiquement pas lorsque la hauteur des connecteur OMEGA a été augmentée de 70 à 100 mm pour les deux connecteurs (les OCAT-(3x50) et les OCAL-(3x50)), en effet, les ratios calculés entre les deux valeurs ne dépasse pas les 5% comme indiqué dans le **Tableau 4.5**. Par conséquent, la hauteur du connecteur est un paramètre qui ne présente pas une influence considérable sur le comportement de la connexion.

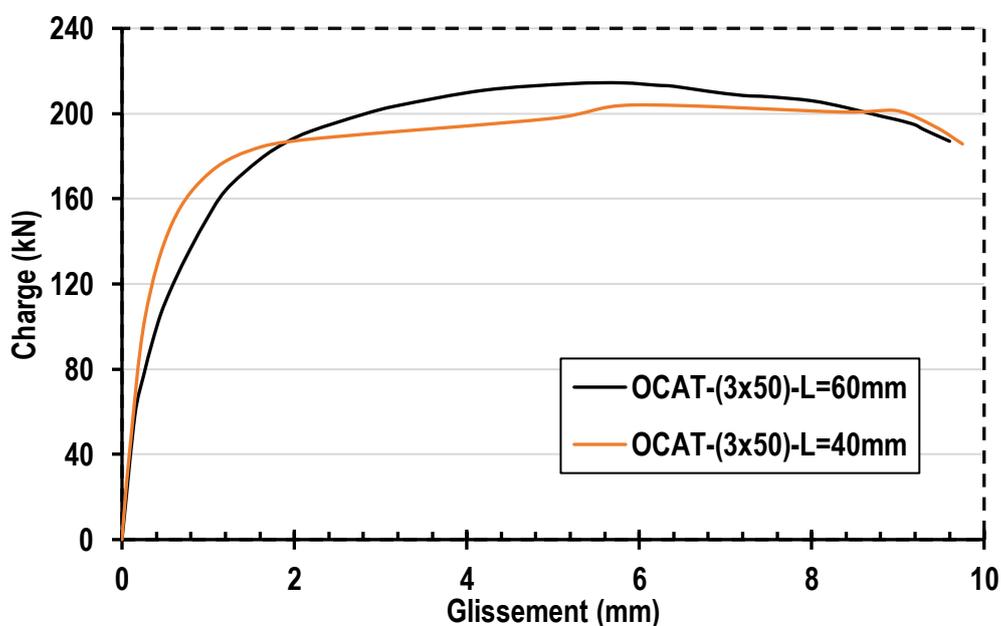
Résultats	OCAT-(3x50)			OCAL-(3x50)		
	H= 70 mm	H= 100 mm	Ratio	H= 70 mm	L= 100 mm	Ratio
<b>Charge Max</b> ( $P_{Max}$ ) (kN)	214.68	211.35	1.02	192.28	183.18	1.05
<b>Charge à</b> $0.9Q_{FEA}$ ( $P_{Rk}$ ) (mm)	193.21	190.22	1.02	173.05	164.86	1.05
<b>Glissement à</b> $0.9Q_{FEA}$ ( $\delta_{Rk}$ ) (mm)	9.53	9.78	0.97	7.02	7.48	0.94

**Tableau 4.5** Comparaison entre les valeurs de résistance et de capacité de glissement en variant la hauteur du connecteur OMEGA

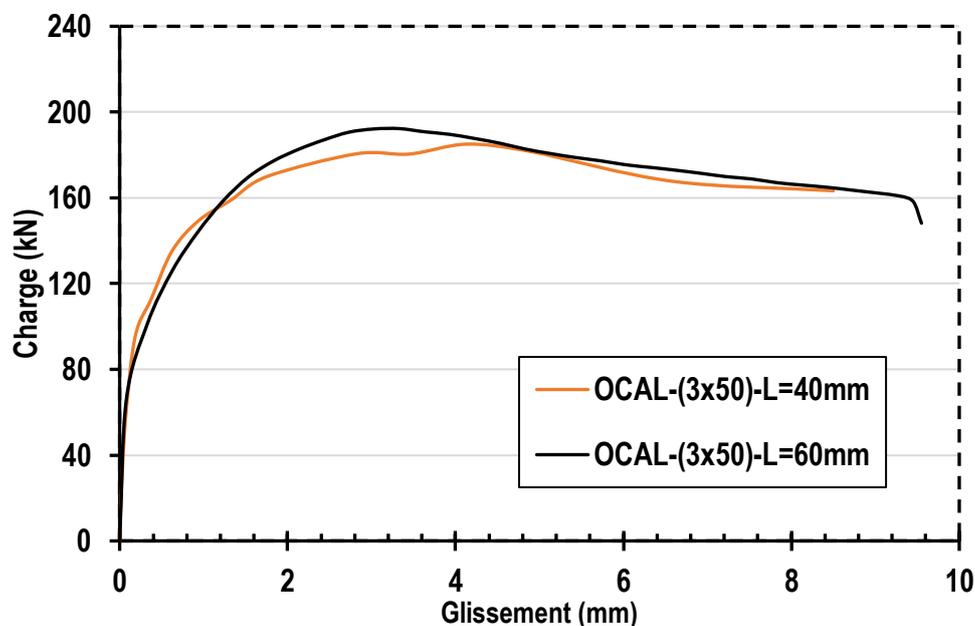
## 4.2 Influence de la largeur du connecteur OMEGA

Pour ce qui concerne l'analyse de l'influence de la largeur des connecteurs OMEGA, comme il a été mentionné précédemment, cette étude s'intéresse uniquement sur la variation de la largeur du canal. En effet, les semelles ont été maintenues à 30 mm de largeur afin de préserver la même résistance de la soudure du connecteur OMEGA. Par ailleurs, il est à noter que la variation de la largeur du canal pourrait donner lieu à des problèmes techniques liés à la disposition constructive du connecteur OMEGA à l'interface acier-béton de la poutre mixte. Car en réduisant la largeur du canal, le béton peut ne pas passer correctement à travers le canal lors du coulage de la dalle de béton. D'autre part, en augmentant la largeur du canal, le connecteur OMEGA devient excessivement large et donc pour le cas de la disposition longitudinale, des difficultés d'installation pourraient être rencontrés pour assurer l'espacement et le nombre de connecteurs suffisants dans la connexion. et pour le cas de la disposition transversale, le profilé métallique devrait avoir une semelle assez large pour permettre l'installation du connecteur OMEGA. Par conséquent dans cette étude, il a été décidé de ne pas augmenter d'avantage la largeur du canal des connecteurs OMEGA ('OCAT-(3x50)') et les 'OCAL-(3x50)') et d'étudier uniquement l'influence de sa réduction sur le comportement de la connexion, en choisissant une valeur minimale de 40 mm (au lieu de 60 mm) afin de garantir le passage du béton à travers le canal.

La Fig. 4.13.a et la Fig. 4.13.b montrent la comparaison entre les courbes charge-glissement les spécimens numériques obtenus par le modèle EF de push-out en question, avec ceux des spécimens de push-out testés expérimentalement sur les 'OCAT-(3x50)') et les 'OCAL-(3x50)') , respectivement.



(a) Spécimens avec les OCAT-(3x50)



(a) Spécimens avec les OCAT-(3x50)

Figure 4.13 Comparaison entre les courbes charge-glissement en variant la largeur du connecteur OMEGA

Il peut être observé qu'il y eu une légère diminution de la résistance au cisaillement, mais en globalité, on ne constate quasiment pas de différence entre les deux courbes obtenues, malgré la variation de la largeur des deux connecteurs OMEGA. Cette légère diminution de la résistance peut être expliquée par la réduction du confinement du béton par le connecteur OMEGA. Cependant dans le **Tableau 4.6**, il est indiqué que les ratios entre les résultats tirés des deux courbes charge-glissement ne dépasse pas 5%. Par conséquent, la largeur du connecteur OMEGA n'a quasiment pas un impact sur le comportement de la connexion.

Résultats	OCAT-(3x50)			OCAL-(3x50)		
	L= 60 mm	L= 40 mm	Ratio	L= 60 mm	L= 40 mm	Ratio
<b>Charge Max</b> $(P_{Max})$ (kN)	214.68	204.02	1.05	192.28	185.03	1.04
<b>Charge à</b> $0.9Q_{FEA} (P_{Rk})$ (mm)	193.21	183.62	1.05	173.05	166.53	1.04
<b>Glissement à</b> $0.9Q_{FEA} (\delta_{Rk})$ (mm)	9.53	9.82	0.97	7.02	7.1	1.01

Tableau 4.6 Comparaison entre les valeurs de résistance et de capacité de glissement en variant la hauteur du connecteur OMEGA

À partir de ces résultats, il peut être constaté que la réduction de la largeur du canal (de 60 mm au lieu de 40 mm) est plus recommandée pour la conception des connecteurs OMEGA, car cela va permettre d'élargir le champ d'application des connecteurs OMEGA dans les poutres mixtes en respectant d'avantage la disposition constructive. En effet, avec une largeur moins importante des OCAT et des OCAL, plus de possibilités est permise sur le choix du profilé métallique lorsque les OCAT sont adoptés, et moins de contraintes en terme d'espacement entre les connecteurs seront rencontrés lorsque les OCAL sont utilisés.

### 4.3 Influence de la surface de cisaillement du connecteur OMEGA

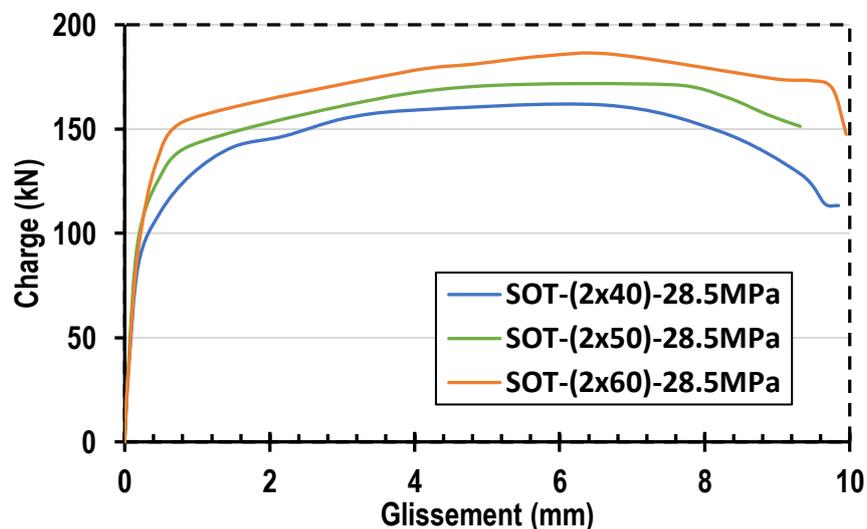
Dans cette section, la capacité de charge et la ductilité, ainsi que le mode de ruine de la connexion acier-béton sont examinés en fonction de la variation de la surface de cisaillement des connecteurs OMEGA. Les spécimens de push-out concernés dans cette étude sont listés dans le **Tableau 4.2**, où la surface de cisaillement des connecteurs OMEGA est comprise entre 320 et 960 mm<sup>2</sup> (en fonction de la variation de l'épaisseurs et de la longueur, comme présenté ci-dessus dans la **Section 2**); et avec des dalles de béton de la même résistance à la compression de 28.5 MPa.

#### 4.3.1 Résistance au cisaillement

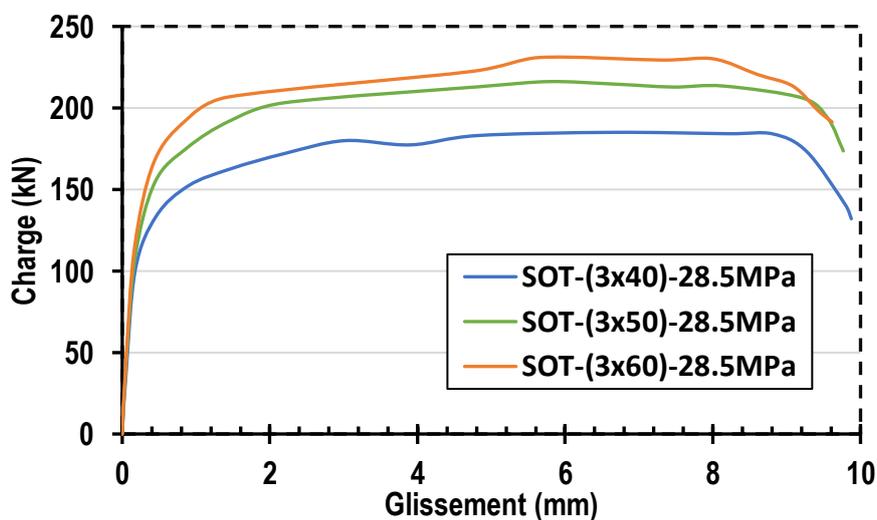
La **Fig. 4.14** et la **Fig. 4.15** montrent respectivement les courbes de la relation entre la charge et le glissement obtenue par les spécimens avec les connecteurs OMEGA de disposition transversale 'OCAT' et de disposition longitudinale 'OCAL' pour chaque d'épaisseurs (2, 3 et 4 mm) avec la variation de leurs longueurs (de 40 à 60 mm). Tous les résultats de capacité de charge des connecteurs OMEGA étudiés (OCAL et OCAT) tirés des courbes charge-glissement sont présentés dans le **Tableau 4.7**. Ces valeurs de charge représentent en fait leurs résistances au cisaillement dans l'interface de la connexion.

Il peut être observé que la résistance au cisaillement augmentait et diminuait en fonction de la taille de la surface de cisaillement du connecteur OMEGA. Par exemple pour les connecteurs OMEGA disposés longitudinalement l'OCAL-(3x40) qui a une surface de cisaillement de 480 mm<sup>2</sup> présente une résistance inférieure de 40.5%  $(248.63-176.91) / 176.91$  par rapport à celle de l'OCAL-(4x60) qui a une surface de cisaillement plus grande (960 mm<sup>2</sup>). Ou bien pour le cas de la disposition transversale du connecteur OMEGA, l'OCAT- (3x40) fournit une résistance inférieure de 40.4%  $(259.84-185.03) / 185.03$  par rapport à celle de l'OCAT-(4x60).

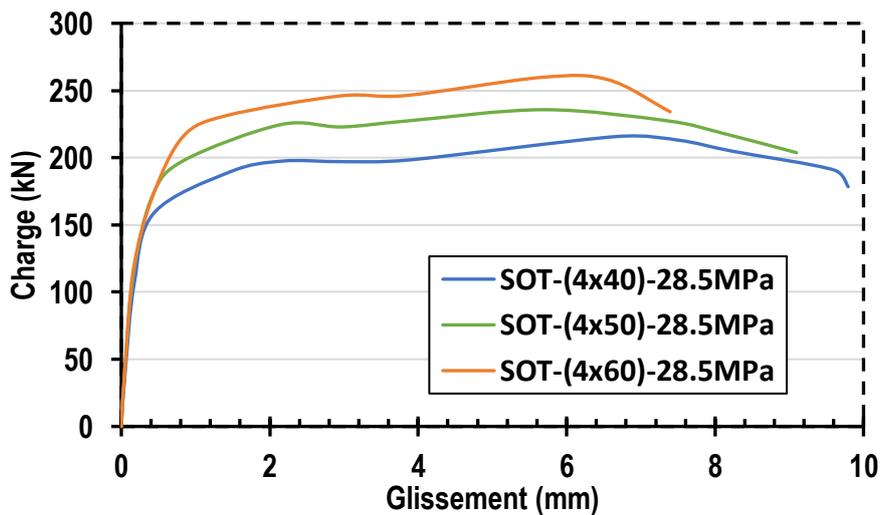
Ces résultats de résistance ont déjà été constatés à travers les essais expérimentaux de push-out réalisés sur les connecteurs OMEGA (voir **Chapitre 3**), Cependant, Cette étude a permis d'approfondir les investigations de l'influence de la surface de cisaillement sur la connexion en analysant plus de configurations des connecteurs OMEGA notamment avec les surfaces de cisaillement les plus petites comme le cas de l'OCAL-(2x40) ou bien l'OCAT-(2x40).



(a) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAT de  $t = 2$  mm

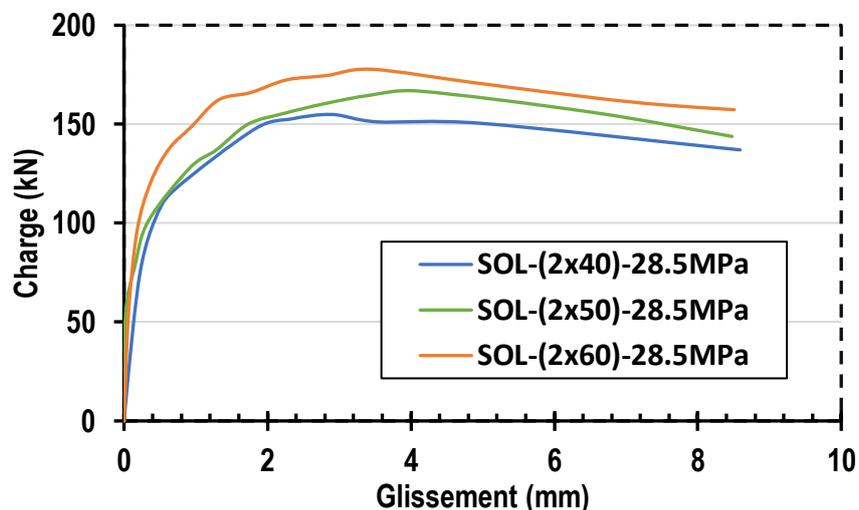


(b) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAT de  $t = 3$  mm

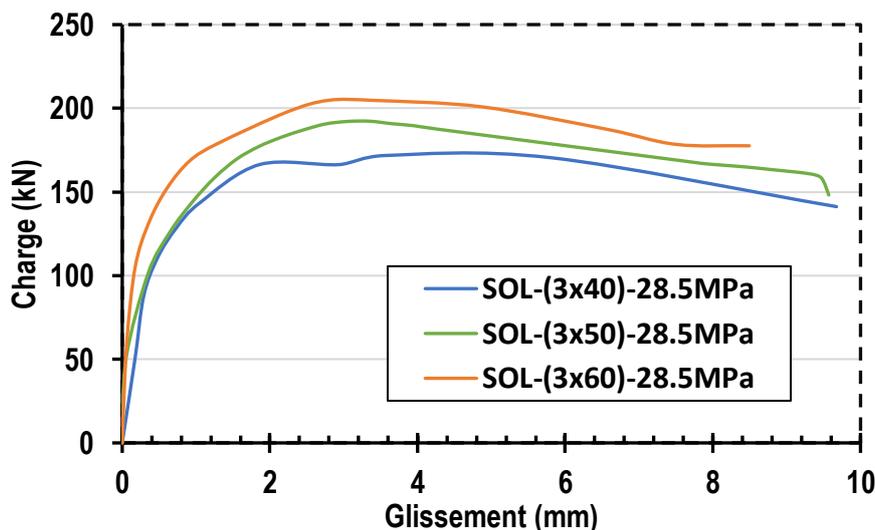


(c) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAT de  $t = 4$  mm

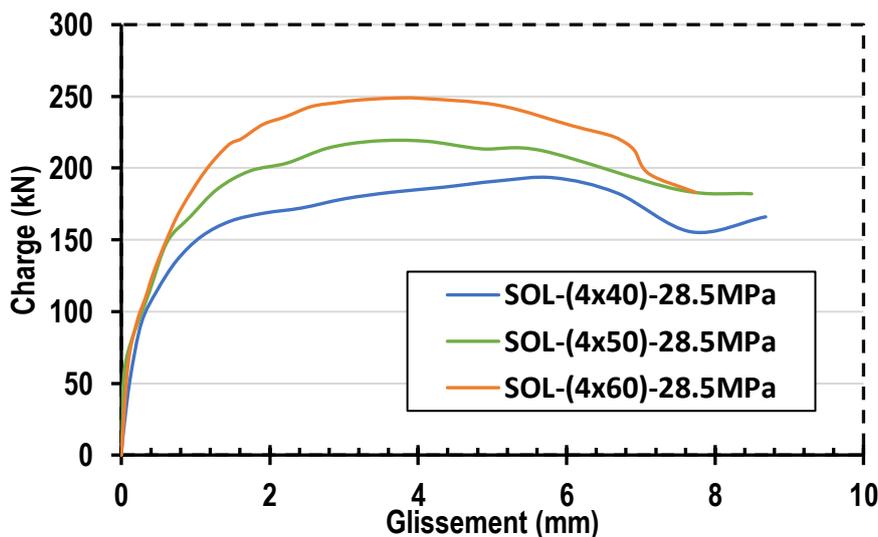
Figure 4.14 Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAT en variant  $A_s$



(a) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAL de  $t = 2$  mm



(b) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAL de  $t = 3$  mm



(c) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAL de  $t = 4$  mm

Figure 4.15 Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAL en variant  $A_s$

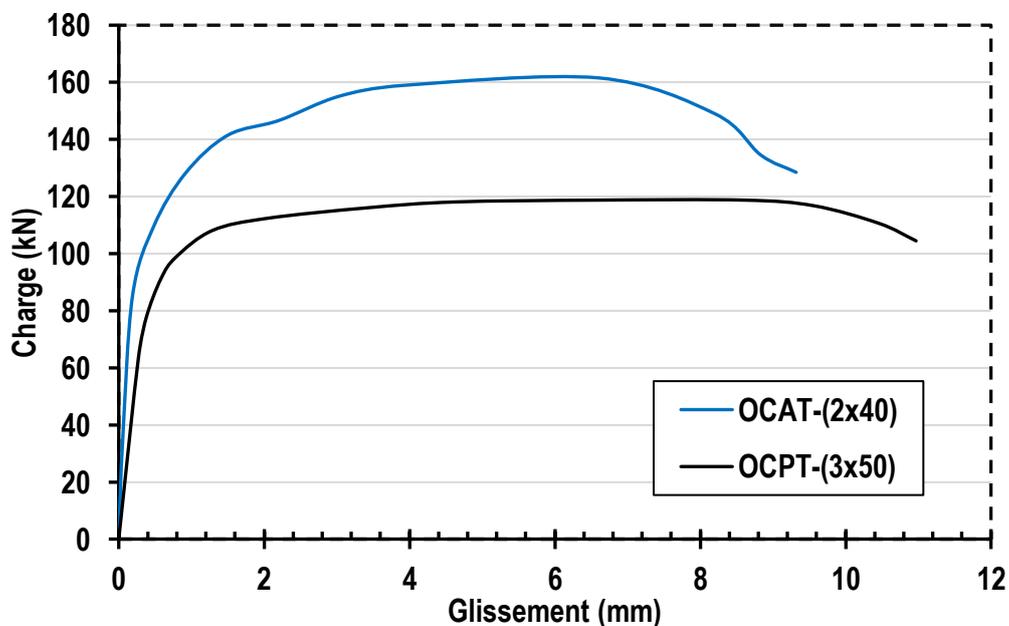
Surface de cisaillement des OCAT et OCAL $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Connecteur OMEGA avec la disposition Transversale OCAT				Connecteur OMEGA avec la disposition Longitudinale OCAL			
	Spécimens de push-out avec les OCAT	Charge Max.	Charge à $0.9Q_{MEF-T}$	Glissement à $0.9Q_{MEF-T}$	Spécimens de push-out avec les OCAL	Charge Max.	Charge à $0.9Q_{MEF-L}$	Glissement à $0.9Q_{MEF-L}$
		$Q_{MEF-T}$ (kN)	$P_{Rk-T}$ (kN)	$\delta_{Rk-T}$ (mm)		$Q_{MEF-L}$ (kN)	$P_{Rk-L}$ (kN)	$\delta_{Rk-L}$ (mm)
320	SOT(2x40)-C28.5	161.52	145.37	7.96	SOL(2x40)-C28.5	154.89	139.40	7.04
400	SOT(2x50)-C28.5	170.51	153.46	9.20	SOL(2x50)-C28.5	166.74	150.06	7.62
480	SOT(2x60)-C28.5	185.81	167.23	9.76	SOL(2x60)-C28.5	177.75	156.13	7.52
480	SOT(3x40)-C28.5	185.03	166.53	9.60	SOL(3x40)-C28.5	176.91	159.22	7.31
600	SOT(3x50)-C28.5	214.40	192.96	9.55	SOL(3x50)-C28.5	192.28	173.05	7.02
640	SOT(4x40)-C28.5	215.74	194.16	9.41	SOL(4x40)-C28.5	193.26	174.83	6.91
720	SOT(3x60)-C28.5	230.93	207.83	9.20	SOL(3x60)-C28.5	211.22	190.10	6.78
800	SOT(4x50)-C28.5	244.64	212.14	8.69	SOL(4x50)-C28.5	218.84	196.96	6.67
960	SOT(4x60)-C28.5	259.84	233.86	7.40	SOL(4x60)-C28.5	248.63	223.77	6.60

Tableau 4.7 Résultats de l'influence de la surface de cisaillement sur la ductilité de la connexion

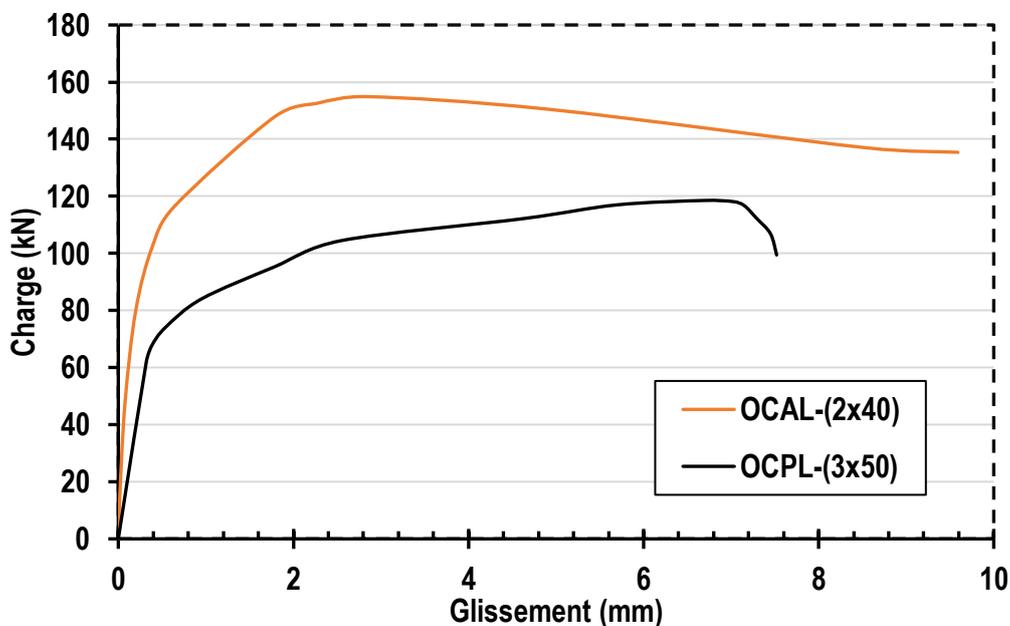
Il est à mentionner que dans les essais expérimentaux de push-out, les comportements des connecteurs OMEGA de la forme améliorée ‘OCAL-(3x50)’ et ‘OCAT-(3x50)’ ont été comparés avec ceux des connecteurs OMEGA de la forme primaire ‘OCPL-(3x50)’ et ‘OCPT-(3x50)’ d’un côté et avec celui des goujons ‘G22’ d’un autre côté. Cependant, ces études comparatives ont été menées avec des surface de cisaillement différentes des connecteurs cités, En effet, les connecteurs OMEGA (l’OCAL-(3x50) et l’OCAT-(3x50)) avait une surface de cisaillement de 600 mm<sup>2</sup>, alors que les connecteurs OMEGA de la forme primaire (l’OCPL-(3x50) et l’OCPT-(3x50)) et les goujons ‘G22’ avait des surfaces de cisaillement de 300 et 380.18 mm<sup>2</sup>, respectivement.

Par conséquent dans cette section grâce à la simulation numérique, les spécimens conçus par le modèle EF de push-out avec les connecteurs ‘OCAL-(2x40)’ et ‘OCAL-(2x40)’ de surface de cisaillement de 320 mm<sup>2</sup>, ont été utilisés pour la comparaison avec les connecteurs ‘OCPL-(3x50)’ et ‘OCPT-(3x50)’ de surfaces de cisaillement de 300 mm<sup>2</sup>. Par ailleurs, les spécimens conçus numériquement avec les connecteurs ‘OCAL-(2x50)’ et ‘OCAT-(2x50)’ de surface de cisaillement de 400 mm<sup>2</sup>, ont été utilisés pour la comparaison avec les goujons ‘G22’ qui ont une surface de cisaillement de 380.18 mm<sup>2</sup>. Dans le but de comparer leur performance avec les mêmes surfaces de cisaillement.

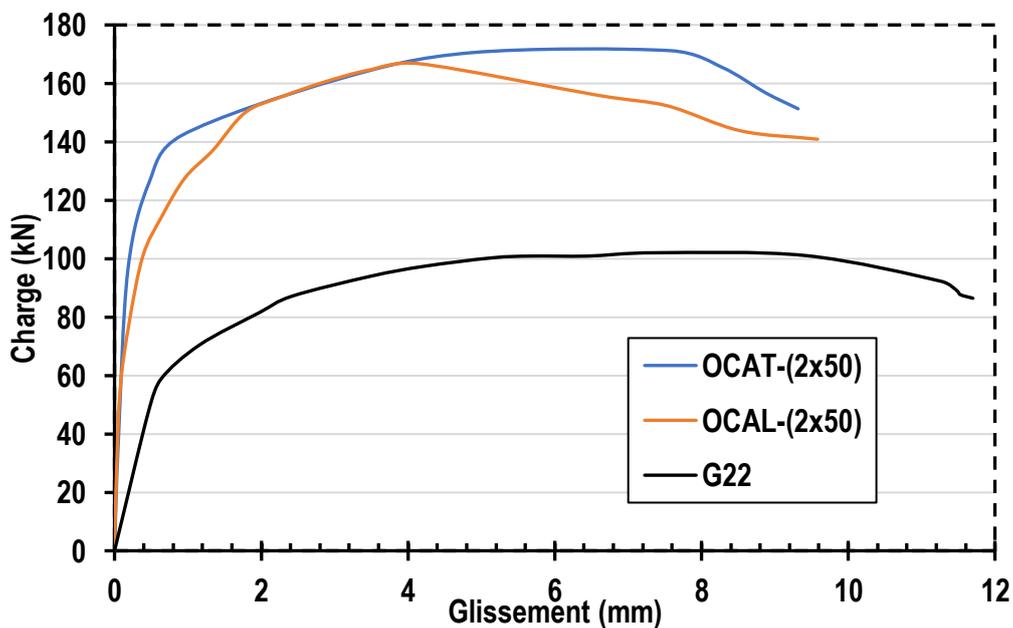
Les **Fig. 4.16.a** et **Fig. 4.16.b** illustrent respectivement la comparaison entre les courbe charge-glissement obtenue par l’OCAL-(2x40) et l’OCPL-(3x50) et la comparaison entre les courbe charge-glissement obtenue par l’OCAT-(2x40) et l’OCPT-(3x50). Tandis que les **Fig. 4.16.c** illustrent la comparaison entre les courbe charge-glissement obtenue par les spécimens avec ‘OCAL-(2x50)’ et ‘OCAT-(2x50)’ et celle obtenus par le spécimen avec les ‘G22’.



(a) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAT-(2x40) et avec les OCPT-(3x50)’.



(b) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAL-(2x40) et avec les OCPL-(3x50).



(c) Courbes charge-glissement des spécimens avec les OCAT-(2x50), avec les OCAL-(2x50) et avec les G22

Figure 4.16 Comparaison entre les courbes charge-glissement des OCAT et OCAL avec celles des OCPT, OCPL et G22

À partir des courbes charge-glissement, Il a été noté que les charges maximales des OCAT-(2x40) et des OCAL-(2x40) étaient de 161.52 kN et de 154.89 kN, respectivement. Alors que celles des OCPT-(3x50) et des OCPL-(3x50) étaient de 118.74 kN et de 118.35 kN, respectivement. Soit une résistance supérieur d'environ 36 %  $(161.52-118.74) / 118.74$  est enregistrée pour les connecteurs OCAT-(2x40) et d'environ 30.8 %  $(154.89-118.35) / 118.35$  pour les OCAL-(2x40). D'un autre côté sur la **Fig. 4.16.c**, il peut être aperçu que les charges maximales des OCAT-(2x50) et des OCAL-(2x50) étaient respectivement de 170.51 kN et de 166.74 kN, tandis que celle des G22 était de 102.02 kN, donc une augmentation significative de la résistance au cisaillement d'environ de 67.1 %  $(170.51 - 102.02) / 102.02$  est enregistrée pour les OCAT-(2x50) et d'environ de 63.4 %  $(166.74 - 102.02) / 102.02$  pour les connecteurs OCAL-(2x50).

Par conséquent, il peut être déduit que pour la même surface de cisaillement utilisée, la forme améliorée du connecteur OMEGA présente un comportement beaucoup plus efficace à l'interface acier-béton par rapport à la forme primaire des connecteur OMEGA et aux goujons. Cela est dû aux montants latéraux ajoutés à la forme améliorée qui permettent au connecteur OMEGA de confiner le béton sur une zone plus importante dans la dalle, faisant ainsi augmenter la participation du béton dans la résistance au cisaillement de la connexion.

### 4.3.2 Ductilité de la connexion

Conformément aux recommandations de l'Eurocode 4 [45], la résistance et le glissement des connecteurs OMEGA qui doivent être pris en considération pour le dimensionnement de la connexion des poutres mixtes sont la résistance caractéristique  $P_{Rk}$  (égale à  $0.9P_{Max}$ ) et le glissement caractéristique  $\delta_{Rk}$  correspondant (qui peut être déterminé par la projection de  $P_{Rk}$  sur la courbe charge-glissement). Dans cette section, les valeurs de  $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$  de tous les connecteurs OMEGA étudiés ancrés dans des dalles de béton de 28.5 MPa ont été résumées dans le **Tableau 4.7**.

Il a été remarqué qu'en général la capacité de glissement de connexion diminuait lorsque la surface de cisaillement du connecteur OMEGA était augmentée. En effet, comme il a été constaté dans les essais expérimentaux de push-out (voir **Chapitre 3**), l'augmentation de la surface de cisaillement du connecteur a une influence négative sur la ductilité de la connexion, car cela engendre d'avantage d'impact sur le béton et donc la ruine est plus accélérée. Toutefois, il peut être observé dans le **Tableau 4.7** que la capacité de glissement se réduisait lorsque le connecteur avait une surface de cisaillement assez faible comme pour le cas de l'OCAT-(2x40) et l'OCAL-(2x40). Ceci peut être expliqué par la faible rigidité de ces connecteurs par rapport au béton de résistance de 28.5 MPa, et de ce fait la ruine se produit beaucoup plus sur le connecteur. Une analyse plus avancée a été effectuée dans la prochaines sections (**Section 4.4** et **Section 4.5** sur le rapport de rigidité entre le connecteur et la dalle de béton.

Dans tous les cas, tous les connecteurs OMEGA étudiés dans cette section sont considérés ductiles du fait qu'ils ont tous des capacités de glissement qui dépassent le minimum de 6 mm indiqué par l'Eurocode 4 [45].

## 4.4 Influence de la résistance du béton sur la connexion

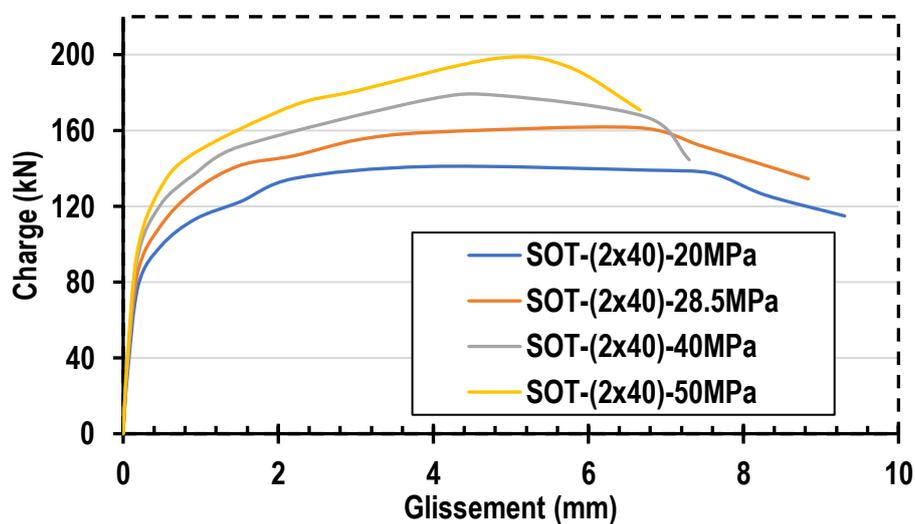
Dans cette section, la simulation numérique du test de push-out a également été utilisée pour étudier l'influence de la résistance à la compression des dalles de béton sur la connexion acier-béton. La variation de la nuance des dalles de béton a été appliquée sur tous les spécimens avec les différentes configurations de la surface de cisaillement des connecteurs OMEGA, dans laquelle les valeurs de résistance à la compression du béton utilisées étaient de 20, 28.5, 40, 50 MPa (voir **Tableau 4.1**).

Cependant, vu le grand nombre de spécimens conçus et afin de préserver l'espace dans ce chapitre, uniquement les spécimens avec les connecteurs OCA-(2x40), OCA-(3x50) et OCA-(3x50) disposés dans les deux sens (transversale et longitudinale) ont été choisis comme référence pour établir cette étude. Ces trois connecteurs OMEGA ont été choisis avec des surfaces de cisaillement différentes (320 mm<sup>2</sup>, 600 mm<sup>2</sup> et 960 mm<sup>2</sup>, respectivement) afin d'évaluer l'influence de la combinaison de la surface de cisaillement du connecteur et de la résistance de la dalle de béton sur le comportement interne de la connexion.

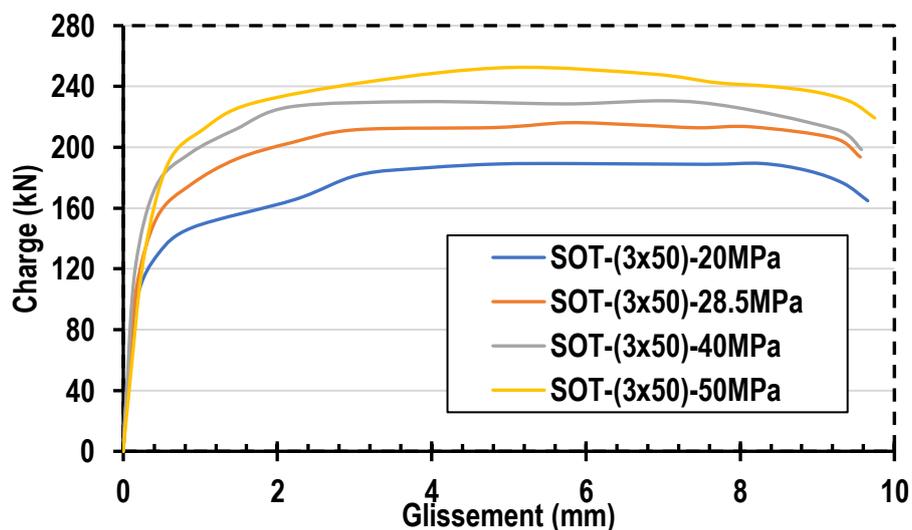
### 4.4.1 Résistance de la connexion

La **Fig. 4.17** et la **Fig. 4.18** montre la relation charge-glissement obtenue à partir des simulations numériques des spécimens mentionnés ci-dessus. De plus, dans le **Tableau 4.8** sont résumés toutes les valeurs de résistance au cisaillement obtenus par ces spécimens. Il peut être vu que la capacité au cisaillement de la connexion s'accroît avec l'augmentation de la résistance du béton. En effet, à titre d'exemple, la résistance au cisaillement de la connexion du spécimen avec l'OCA-(2x40) a augmenté d'un incrément de 22.6% ( $197.98 - 161.52 / 161.52$ ) lorsque la résistance à la compression des dalles de béton a été changée de 28.5 à 50 MPa. Ou encore pour le cas du spécimen avec l'OCA-(3x50), la résistance au cisaillement a augmenté de 23.2% ( $236.82 - 192.28 / 192.28$ ) lorsque la résistance à la compression des dalles de béton a été variée de 28.5 à 50 MPa.

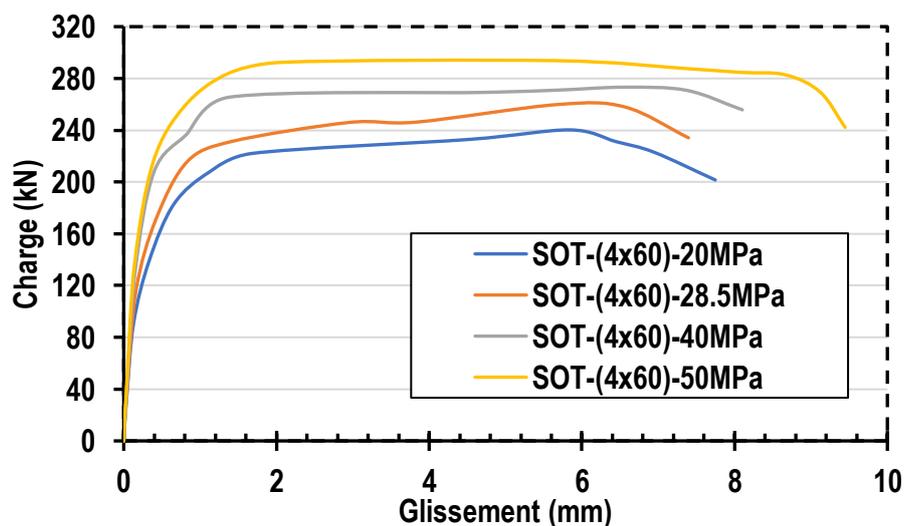
Ceci montre que la résistance du béton génère une contribution dans la capacité de cisaillement de la connexion par le contact connecteur-béton à l'interface. Par conséquent, il peut être déduit que la résistance de la dalle de béton est un paramètre important à prendre en considération dans le dimensionnement par son influence sur la résistance de la connexion acier-béton.



(a) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAT-(2x40)

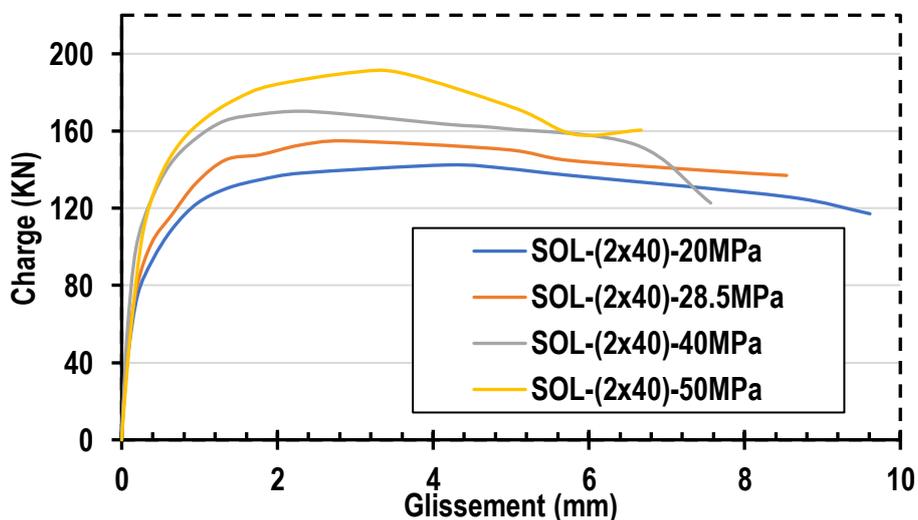


(b) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAT-(3x50)

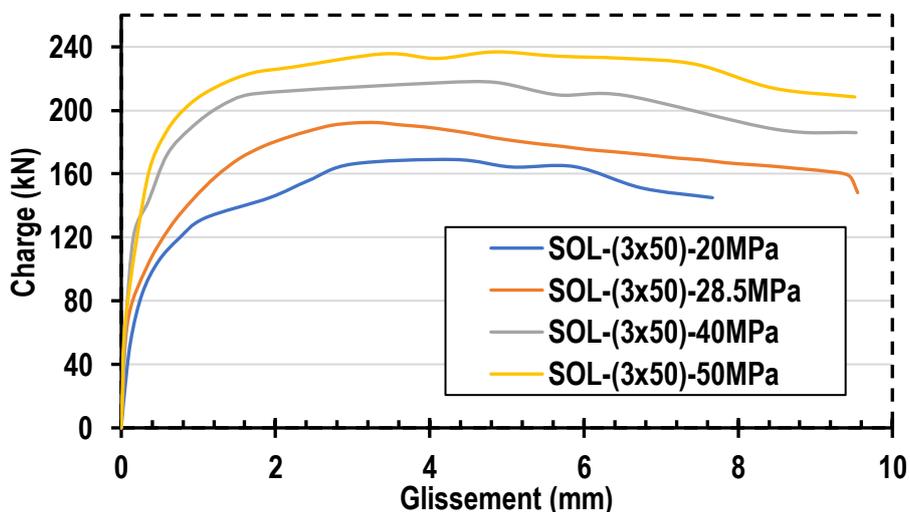


(c) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAT-(4x60)

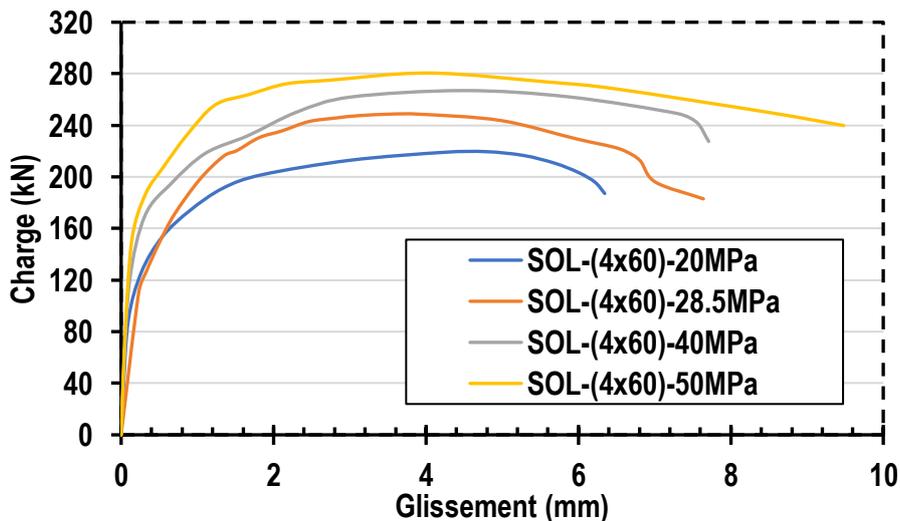
Figure 4.17 Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAT en variant  $f_c$



(a) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAL-(2x40)



(b) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAL-(3x50)



(c) Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAL-(4x60)

Figure 4.18 Courbe charge-glissement des spécimens avec les OCAL en variant  $f_c$

#### 4.4.2 Ductilité de la connexion

Les résistances caractéristiques et les glissements caractéristiques ( $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$ ) des connecteurs OMEGA ont également été déterminées dans cette section par la projection sur les courbes charge-glissement obtenues à partir des spécimens étudiés. L'objectif est de définir la capacité de glissement de la connexion et donc la ductilité de ces spécimens en fonction de la résistance à la compression du béton. Dans le **Tableau 4.8** sont présentées toutes les valeurs des résistances caractéristiques et des glissements caractéristiques enregistrées ( $P_{Rk}$  et  $\delta_{Rk}$ ).

Il a été observé que la capacité de glissement variait en fonction de la surface de cisaillement des connecteurs OMEGA et de la nuance de la dalle de béton. En effet, il peut être aperçu qu'en augmentant la résistance à la compression des dalles de béton, la capacité de glissement des spécimens augmente lorsque les connecteurs de grande surface de cisaillement sont utilisés (tels que l'OCAT-(4x60) et les l'OCAL-(4x60)). En revanche, celle-ci diminue lorsque les connecteurs de faible surface de cisaillement sont adoptés (tels que l'OCAT-(2x40) et les l'OCAL-(2x40)).

Par exemple, pour le spécimen avec les OCAL-(4x60), la capacité de glissement a été allongée de 6.60 à 7.90 mm lorsque la résistance de la dalle de béton a été augmentée de 28.5 à 50 MPa ; alors que pour le spécimen avec les OCAL-(2x40), la capacité de glissement a été réduite de 7.04 à 5.07 mm lorsque la résistance de la dalle de béton a été augmentée de 28.5 à 50 MPa. Ceci démontre que la ductilité de la connexion est impactée par la différence de rigidité entre le béton et le connecteur, en effet, si l'un des deux a une rigidité beaucoup plus élevée que l'autre, la capacité de glissement sera réduite et donc moins de ductilité dans la connexion sera permise.

On note le cas du spécimen 'SOL-(2x40)-50MPa' où la condition de ductilité de la connexion indiquée par l'Eurocode 4 [45] (6 mm de glissement minimum) n'a pas été respectée (en mesurant un glissement caractéristique de  $\delta_{Rk} = 5.07\text{mm}$ ). Cette diminution de ductilité montre la domination du béton de grande résistance par rapport au connecteur de faible surface de cisaillement dans la connexion, ce qui a induit à la réduction de la capacité de glissement dans la connexion. Par ailleurs, Il est à noter que la diminution de la capacité de glissement est plus critique pour les connecteurs OMEGA de disposition longitudinale 'OCAL' que pour les connecteurs OMEGA de disposition transversale 'OCAT', du fait de leurs plus faible moment d'inertie (comme expliqué précédemment dans le **Chapitre 3**).

Connecteur OMEGA avec la disposition Transversale				Connecteur OMEGA avec la disposition Longitudinale			
Spécimens de push-out avec les OCAT	OCAT			Spécimens de push-out avec les OCAL	OCAL		
	Charge Max.	Charge à $0.9P_{Max-T}$	Glissement à $0.9P_{Max-T}$		Charge Max.	Charge à $0.9P_{Max-L}$	Glissement à $0.9P_{Max-L}$
	$P_{Max-T}$ (kN)	$P_{Rk-T}$ (kN)	$\delta_{Rk-T}$ (mm)		$P_{Max-L}$ (kN)	$P_{Rk-L}$ (kN)	$\delta_{Rk-L}$ (mm)
SOT-(2x40)-20MPa	140.96	126.86	8.28	SOL-(2x40)-20MPa	142.41	128.17	8.05
SOT-(2x40)-28.5MPa	161.52	145.36	7.96	SOL-(2x40)-28.5MPa	154.89	139.40	7.04
SOT-(2x40)-40MPa	178.47	160.62	7.05	SOL-(2x40)-40MPa	170.25	153.23	6.55
SOT-(2x40)-50MPa	197.98	178.18	6.40	SOL-(2x40)-50MPa	190.46	171.41	5.07
SOT-(3x50)-20MPa	193.96	174.56	9.49	SOL-(3x50)-20MPa	169.03	152.13	6.70
SOT-(3x50)-28.5MPa	214.40	192.96	9.55	SOL-(3x50)-28.5MPa	192.28	173.05	7.02
SOT-(3x50)-40MPa	230.01	207.01	9.47	SOL-(3x50)-40MPa	217.65	197.49	7.65
SOT-(3x50)-50MPa	252.48	227.23	9.52	SOL-(3x50)-50MPa	236.82	213.14	8.45
SOT-(4x60)-20MPa	240.23	216.21	7.25	SOL-(4x60)-20MPa	219.61	197.65	6.21
SOT-(4x60)-28.5MPa	259.84	233.86	7.40	SOL-(4x60)-28.5MPa	248.63	223.76	6.60
SOT-(4x60)-40MPa	273.21	245.89	8.50	SOL-(4x60)-40MPa	266.97	231.66	7.57
SOT-(4x60)-50MPa	293.72	264.34	9.2	SOL-(4x60)-50MPa	280.59	252.53	7.9

Tableau 4.8 Résultats de l'influence de la résistance du béton sur la ductilité de la connexion

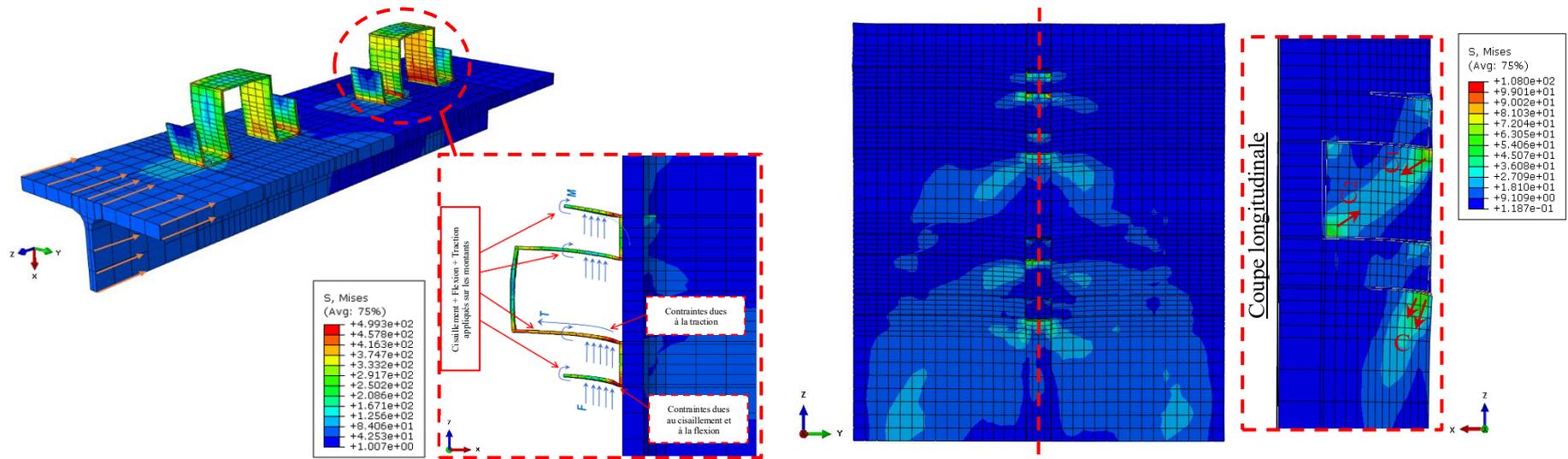
## 4.5 Distribution des contraintes

La simulation numérique permet d'illustrer la répartition des contraintes dans les éléments qui composent les spécimens du test push-out, ainsi une meilleure compréhension des comportements internes peut être établie. Dans cette section, une analyse en termes de distribution des contraintes a été réalisée sur les spécimens numériques traités précédemment dans le but d'évaluer le rapport de rigidité entre les connecteurs et le béton (constaté auparavant) et son influence sur le comportement de la connexion acier-béton. Cependant, en raison du grand nombre de spécimen modélisés et pour alléger le contenu de cette section, uniquement les connecteurs OMEGA avec la disposition longitudinale 'OCAL' ont été présentés; dans lesquels les trois connecteurs OMEGA 'OCAL-(2x40)', 'OCAL-(3x50)' et 'OCAL-(4x60)' de surfaces de cisaillement respectives de 320, 600 et 960 mm<sup>2</sup> sont étudiés dans deux nuances de dalles de béton (28.5 et 50 MPa).

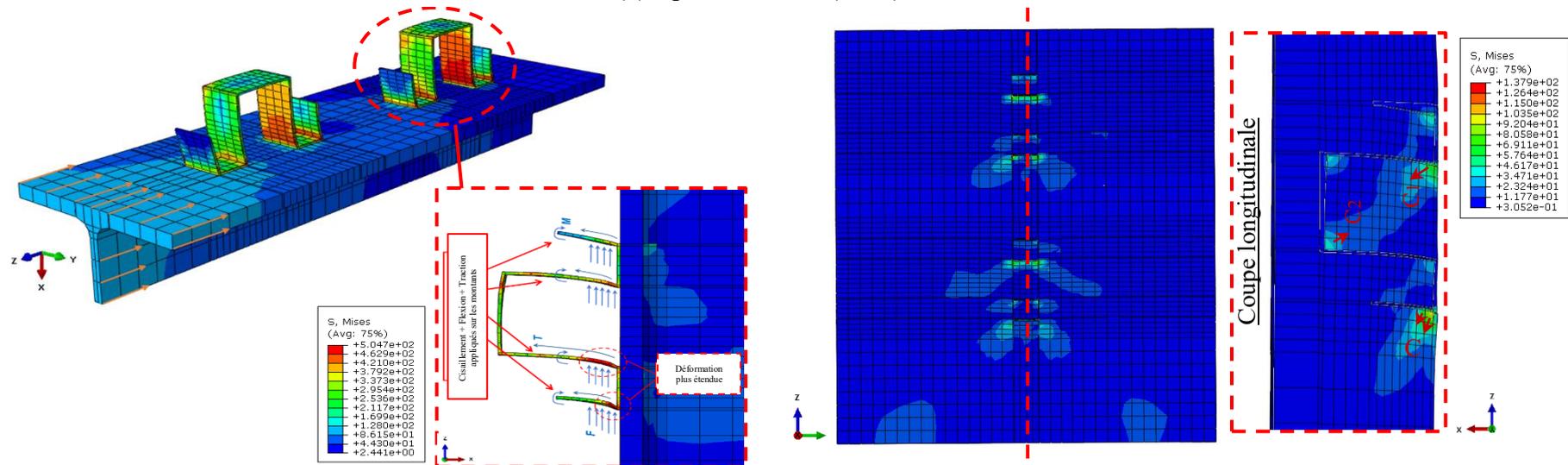
Les **Fig. 4.19**; **Fig. 4.20** et **Fig. 4.21** montrent les contraintes de Von Mises au moment de la charge ultime distribués les composantes des spécimens mentionnées. Dans un premier temps, il peut être noté que les modes de ruine observés sur le spécimen avec les OCAL-(3x50) et sur celui avec les OCAL-(4x60) dans les essais expérimentaux (Voir **Chapitre 3**) ont bien été reproduits par le modèle EF. En effet, sur les connecteurs 'OCAL-(3x50)' et 'OCAL-(4x60)' des spécimens expérimentaux, la combinaison des sollicitations appliquées (c'est-à-dire la force de cisaillement  $F$ , la force de traction  $T$  et le moment de flexion  $M$ ) a été constatée sous forme de contraintes réparties sur la base des montants des connecteurs dues à l'effort de cisaillement  $F$  et du moment de flexion  $M$  et les contraintes de traction  $T$  sur les montants du canal due au soulèvement de la dalle. De même pour les dalles de béton, la présence des contraintes de compression observées autour des montants des connecteurs OMEGA représente l'écrasement du béton dans cette zone et les contraintes situaient dans le canal représentent le cisaillement engendré par les deux efforts de compressions dirigés dans des sens opposés (l'un est due à la déformation de la base du montant du canal **C1** et l'autre est due à l'empêchement du soulèvement de la dalle par le canal **C2**), comme observé sur les spécimen expérimentaux.

A travers les comportements internes obtenus des trois connecteur OMEGA étudiés dans des dalles de béton de différentes résistances, il a été constaté qu'en augmentant la surface de cisaillement du connecteur et en gardant la même résistance des dalles de béton, le taux de déformation des connecteurs et les valeurs des contraintes internes diminuent du fait de l'augmentation de leur rigidité contre le béton. En effet avec plus de surface de cisaillement, le connecteur OMEGA développe plus sont moment d'inertie le rendant ainsi plus stable contre les sollicitations.

Cette augmentation de rigidité engendre d'avantage d'endommagement sur le béton dans la dalle comme il peut être constaté sur **Fig. 4.19.a**; **Fig. 4.20.a** et **Fig. 4.21.a** ; en observant l'élargissement de la propagation de contraintes dans les dalles de béton entre l'utilisation des OCAL-(2x50) et des OCAL-(4x60). Ce qui explique la diminution de la capacité de glissement constatée sur les courbes charge-glissement des spécimens avec les gros connecteurs OMEGA ancrés dans des dalles de faible résistance à la compression (tel que le SOL-(4x60)-28.5MPa).

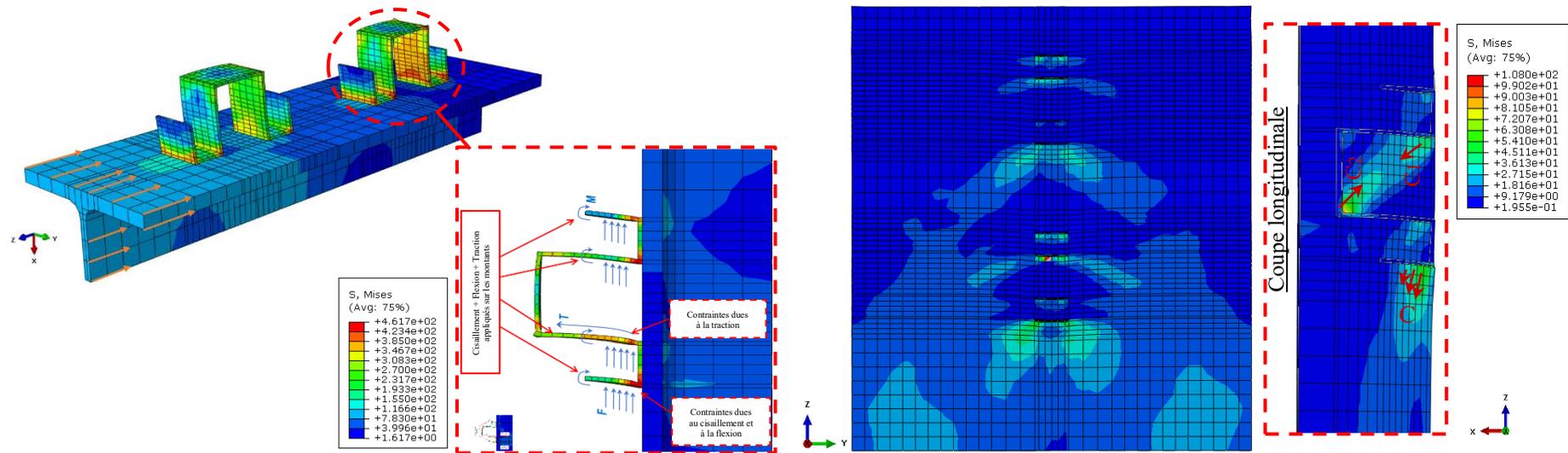


(a) Spécimen SOL(2x40)-C28.5

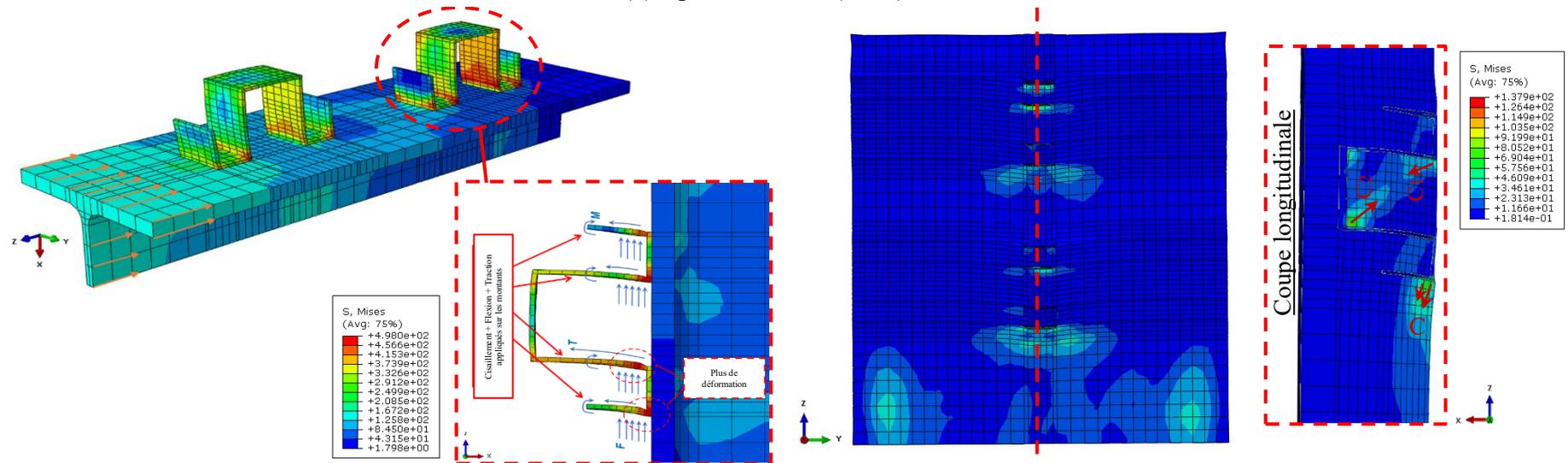


(b) Spécimen SOL(2x40)-C50

Figure 4.19 Distribution des contraintes sur les éléments du spécimen avec OCAL-(2x40)

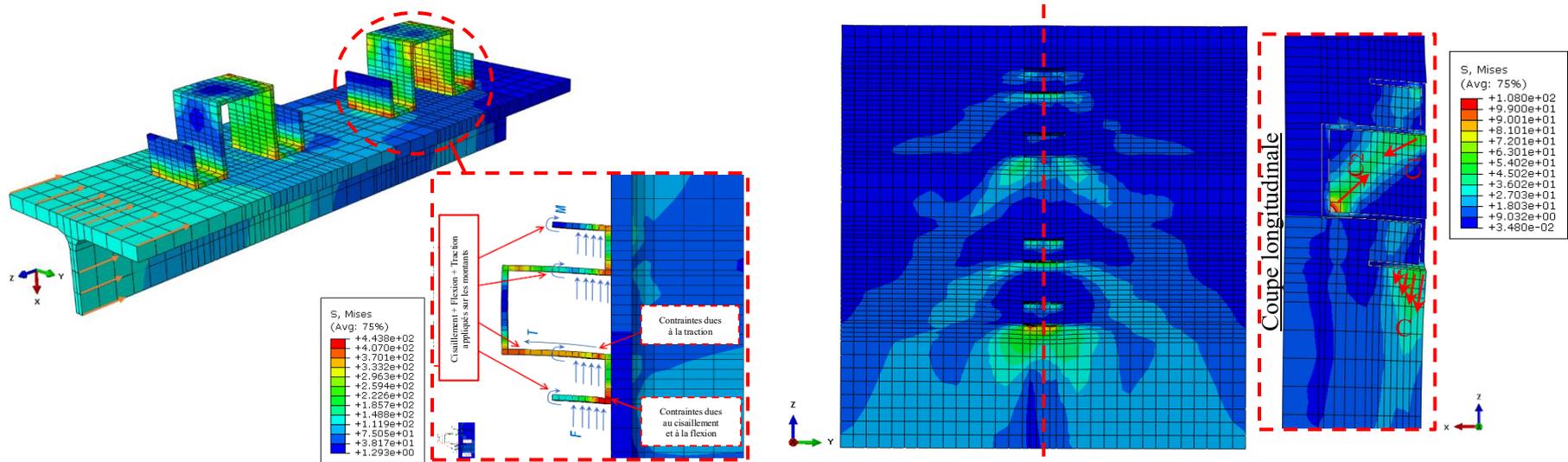


(a) Spécimen SOL(3x50)-C28.5

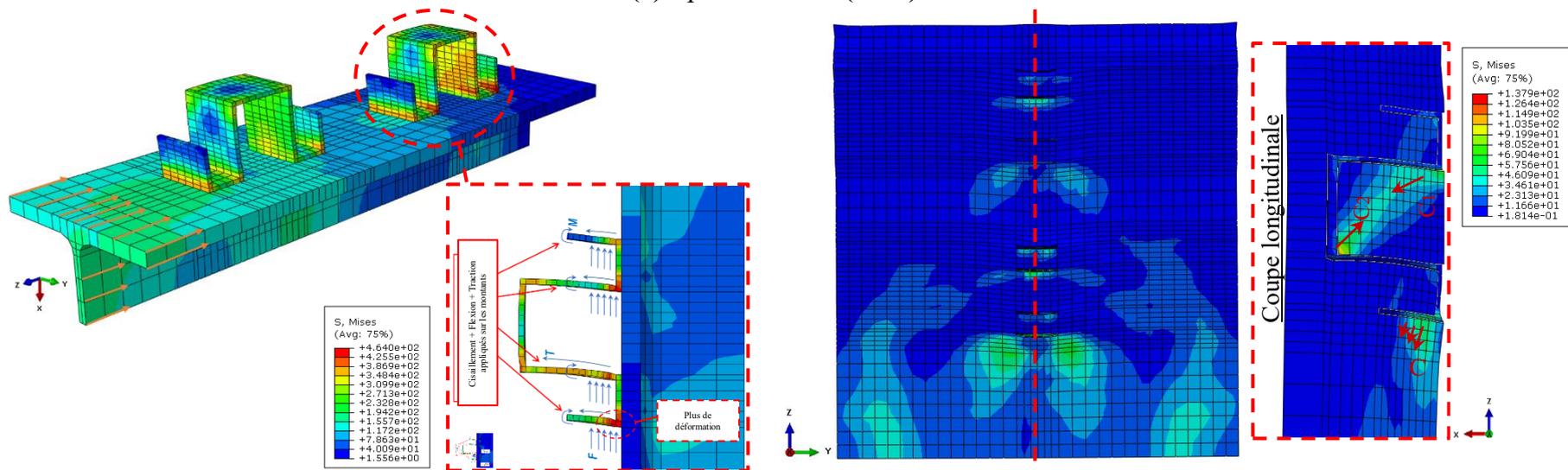


(b) Spécimen SOL(3x50)-C50

Figure 4.20 Distribution des contraintes sur les éléments du spécimen avec OCAL-(3x50)



(a) Spécimen SOL(4x60)-C28.5



(b) Spécimen SOL(4x60)-C50

Figure 4.21 Distribution des contraintes sur les éléments du spécimen avec OCAL-(4x60)

En revanche, lorsque la surface de cisaillement est maintenue mais que la résistance de la dalle de béton est augmentée de 28.5 à 50 MPa, plus de déformation des connecteurs OMEGA est alors constatée avec des valeurs de contraintes internes élevées et un impact sur le béton réduit. Plus particulièrement pour les OCAL-(2x40) qui ont une faible surface de cisaillement, en effet, lorsque ces derniers sont installés dans des dalle de 50 MPa de résistance, une concentration de contraintes avec des valeurs proches de la limite à la rupture de l'acier des connecteurs ( $f_u = 504.7 \text{ MPa}$ ) est observé au niveau de la base de ces montants (Voir la **Fig. 4.19.b**). Ceci peut être traduit par la domination du béton dans le comportement qui a engendrée la ruine accélérée du connecteur OMEGA à la base. Par ailleurs, cela démontre bien la raison de la diminution de la capacité de glissement notée précédemment sur les courbes charge-glissement du spécimen avec les OCAL-(2x40) ancrés dans des dalles de béton de 50MPa de résistance (SOL-(2x40)-50MPa).

En conclusion, à travers les résultats des courbes charge-glissement et de l'analyse de la distribution de contrainte, il est à déduire que la résistance, la ductilité et le mode de ruine de la connexion sont principalement influencés par la surface de cisaillement des connecteurs OMEGA et la résistance à la compression du béton de la dalle, ainsi que par le déséquilibre entre les rigidités fournis par les deux composantes.

#### 4.6 Formule de calcul de résistance du connecteur OMEGA

La prévision de la résistance au cisaillement des connecteurs est essentielle dans la conception de poutres mixtes. À la ruine les connecteurs subissent les efforts combinés du cisaillement, de flexion et de traction, tandis que le béton environnant est soumis à des sollicitations de compression principalement et de fendage sur la zone d'enrobage au-dessus du connecteur. Les deux matériaux subissent des déformations inélastiques [76]. De ce fait, la résistance de la connexion peut être déterminée par l'analyse des réactions du connecteur et celles du béton, cependant ceci s'avère très complexe à développer en raison des nombreux mécanismes impliqués.

Dans la littérature, Les développements des équations de prédiction de la résistance des connecteurs sont souvent dérivées d'études paramétriques à travers un grand nombre de spécimens de push-out testés dans le but d'analyser tous les paramètres influent à la résistance des connecteurs [101-103]. Par conséquent dans cette section, les résultats de l'étude paramétrique réalisée dans ce chapitre ont été utilisés pour le développement d'une formule de calcul de la résistance des connecteur OMEGA. En effet, Sur la base des recherches menées sur le calcul de la résistance au cisaillement des goujons à tête, notamment les études menées par Jayas & Hosain [100], Robinson et al [65] et Rambo-Roddenberry [95]; l'approche statistique pour décrire les relations entre différentes variables appelées « méthode de régression » disponible dans le logiciel Excel [214] a été utilisée.

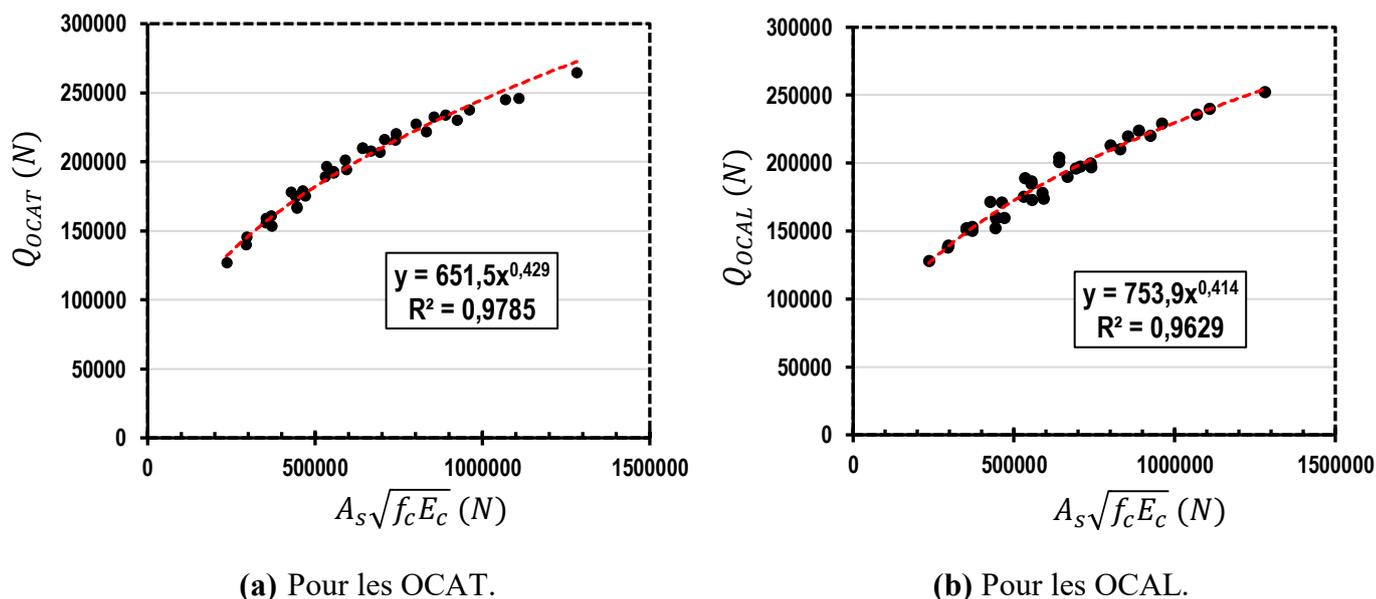
L'application de la méthode de régression sur les connecteurs OMEGA consiste à tracer une ligne de tendance (qui vise à correspondre au plus près à tous les points) dans un nuage de points représentant la variation des valeurs de résistance caractéristiques au cisaillement du connecteur OMEGA en fonction de toute les combinaisons possibles des paramètres variables qui influence la résistance de la connexion c'est-à-dire l'épaisseur, la longueur du connecteur et la résistance à la compression du béton comme c'est illustré sur la **Fig. 4.22**. Ainsi, l'équation de cette courbe de tendance est prise comme la formule de calcul de la résistance caractéristiques des connecteurs OMEGA (où l'**Eq. 4.12** a été développée pour les 'OCAT' et l'**Eq. 4.13** a été développée pour les 'OCAL').

Le coefficient de détermination  $R^2$  est un paramètre qui représente la précision de l'équation de la ligne de tendance, plus c'est proche de 1 plus l'équation est précise. Dans cette étude, sa valeur était de  $R^2=0.98$  pour les 'OCAT' et de  $R^2=0.96$  pour les 'OCAL'.

$$Q_{OCAT} = 651.5 \times A_s^{0.429} \times (f_c \cdot E_c)^{0.215} \quad (4.12)$$

$$Q_{OCIL} = 753.9 \times A_s^{0.414} \times (f_c \cdot E_c)^{0.207} \quad (4.13)$$

Où, (t) est l'épaisseur du connecteur OMEGA, (L) est sa longueur et  $f_c$  est la résistance à la compression du cylindre



**Figure 4.22** Développement de la formule de résistance des connecteurs OMEGA par ligne de tendance.

Surfaces de cisaillement des OCA ( $t \times L$ ) (mm <sup>2</sup> )	Résistances du béton (MPa)	Résistances caractéristiques des OCATs			Résistances caractéristiques des OCALs		
		MEF $P_{Rk-T}$ (kN)	Eq. 12 $Q_{OCAT}$ (kN)	Ratio $\left(\frac{P_{Rk-T}}{Q_{OCIT}}\right)$	MEF $P_{Rk-L}$ (kN)	Eq. 13 $Q_{OCAL}$ (kN)	Ratio $\left(\frac{P_{Rk-L}}{Q_{OCIL}}\right)$
(2x40)	C20	126.86	132.25	0.96	128.17	126.30	1.01
(2x40)	C28.5	145.37	146.01	1.00	139.40	138.93	1.00
(2x40)	C40	160.62	160.52	1.00	153.23	152.19	1.01
(2x40)	C50	178.18	170.85	1.04	171.41	161.61	1.06
(3x40)	C20	155.83	157.37	0.99	151.97	149.38	1.02
(3x40)	C28.5	166.53	173.75	0.96	159.22	164.32	0.97
(3x40)	C40	192.10	191.01	1.01	184.82	180.01	1.03
(3x40)	C50	209.97	203.31	1.03	200.84	191.15	1.05
(4x40)	C20	174.97	178.04	0.98	159.88	168.27	0.95
(4x40)	C28.5	194.17	196.57	0.99	173.93	185.10	0.94
(4x40)	C40	215.81	216.10	1.00	199.86	202.78	0.99
(4x40)	C50	232.19	230.01	1.01	219.97	215.33	1.02
(2x50)	C20	139.88	145.53	0.96	138.16	138.52	1.00
(2x50)	C28.5	153.46	160.67	0.96	150.07	152.37	0.98
(2x50)	C40	178.87	176.64	1.01	170.94	166.92	1.02
(2x50)	C50	196.58	188.01	1.05	188.78	177.26	1.07
(3x50)	C20	174.56	173.18	1.01	152.13	163.84	0.93
(3x50)	C28.5	192.96	191.20	1.01	173.05	180.22	0.96
(3x50)	C40	207.01	210.20	0.98	195.89	197.43	0.99
(3x50)	C50	227.23	223.73	1.02	213.14	209.65	1.02
(4x50)	C20	201.18	195.93	1.03	177.98	184.56	0.96
(4x50)	C28.5	220.18	216.32	1.02	196.96	203.02	0.97
(4x50)	C40	229.87	237.81	0.97	220.27	222.41	0.99
(4x50)	C50	245.13	253.12	0.97	235.65	236.17	1.00
(2x60)	C20	158.81	157.37	1.01	151.17	149.38	1.01
(2x60)	C28.5	167.23	173.75	0.96	159.98	164.32	0.97
(2x60)	C40	191.99	191.01	1.01	186.49	180.01	1.04
(2x60)	C50	209.39	203.31	1.03	204.17	191.15	1.07
(3x60)	C20	189.12	187.27	1.01	175.46	176.68	0.99
(3x60)	C28.5	207.84	206.76	1.01	190.10	194.35	0.98
(3x60)	C40	221.82	227.30	0.98	210.31	212.91	0.99
(3x60)	C50	237.49	241.93	0.98	229.37	226.09	1.01
(4x60)	C20	216.21	211.87	1.02	197.65	199.03	0.99
(4x60)	C28.5	233.86	233.92	1.00	223.77	218.93	1.02
(4x60)	C40	245.90	257.16	0.96	240.27	239.84	1.00
(4x60)	C50	264.35	273.71	0.97	252.53	254.69	0.99

Tableau 4.9 Comparaison entre les résistances caractéristiques des numériques et analytiques

Le **Tableau 4.9** précise les valeurs des résistances caractéristiques au cisaillement des OCAT et des OCAL calculées par les deux formules proposées dans cette étude (**Eq. 4.12** and **Eq. 4.13**), leurs valeurs ont été comparées avec les résistances caractéristiques obtenus par l'analyse EF pour évaluer la précision de leurs résultats (voir le **Tableau 4.9**). Il peut être noté dans ce tableau que les ratios entre les deux valeurs sont inférieurs à 7%. Par conséquent, les deux formules développées dans cette section peuvent être validées et prises en compte pour le calcul de la résistance caractéristique des connecteurs OMEGA de forme améliorée. Toutefois, il convient de noter que ces formules ne sont valables que pour les spécimens avec des dalles de béton de résistance comprise entre 20 et 50 MPa et avec des connecteurs OMEGA avec la forme améliorée de surface de cisaillement comprise entre 320 et 960 mm<sup>2</sup>.

## **5. Conclusion**

Un modèle d'éléments finis (MEF) de l'essai de push-out a été développé dans ce chapitre afin de réaliser une étude paramétrique sur les connecteurs OMEGA avec la forme améliorée qui a pour but d'évaluer l'influence des dimensions du connecteur OMEGA et de la résistance à la compression de la dalle en béton sur le comportement la connexion de poutre mixtes acier-béton. A travers les résultats obtenus de la simulation numérique, il a été déduit que c'est la surface de cisaillement (parmi toute les dimensions du connecteur OMEGA) ainsi que la résistance du béton qui influence le plus la capacité et le comportement de la connexion.

Par ailleurs, il a été déduit que c'est le déséquilibre entre les rigidités du connecteur OMEGA et du béton de la dalle qui influence la ductilité de la connexion et le mode de ruine du spécimen. En effet, si le connecteur OMEGA est plus rigide que le béton alors la ruine se produit le plus sur le béton et vice versa. Enfin, les résultats obtenus de l'étude paramétrique ont permis le développement de deux formules de prédiction de la résistance au cisaillement des connecteurs OMEGA (une pour chaque disposition de connecteur) pour le dimensionnement de la connexion des poutres mixtes acier-béton.

**Chapitre 5 :**

*Etude de la poutre mixte avec les  
connecteurs OMEGA*

## 1. Introduction

Les tests de push-out ont permis d'étudier le comportement interne des connecteurs OMEGA dans la connexion acier-béton. Cependant, dans le bâtiment, l'effet prédominant sur les poutres mixtes qui comportent les connecteurs de cisaillement est la flexion de l'élément structurel. La tendance à glisser entre la dalle de béton et la poutre en acier provient de l'action du moment de flexion dans chaque matériau. Dans les poutres mixtes, la répartition des contraintes sur le profilé en acier, la dalle en béton et le connecteur dépendent de la géométrie de ces composants, de leurs propriétés mécaniques et de la résistance de la connexion.

Ce chapitre présente l'étude des poutres mixtes renforcées dans la connexion par des connecteurs OMEGA proposés dans cette thèse. Une analyse détaillée du comportement des poutres mixtes a été effectuée en évaluant les performances structurelles en terme de résistance, de rigidité en flexion et de mode de ruine. Par ailleurs, le degré de connexion à l'interface a un impact direct sur le comportement global de la poutre mixte. De ce fait, les investigations sur des poutres mixtes ont été établies avec des nombres de connecteurs OMEGA différents, en effet, deux spécimens de poutre mixte ont été préparés dans le cadre de cette étude : le premier avec une connexion complète 'PM-CC' (avec un nombre de connecteurs OMEGA suffisant pour assurer la connexion) et le deuxième avec une connexion partielle 'PM-CP' de degré de connexion égale à  $\eta = 0.5$  (c'est-à-dire la moitié du nombre de connecteurs OMEGA pour une connexion complète). Le but est de vérifier si l'utilisation des connecteurs OMEGA (avec un nombre complet ou partiel) fournit un comportement adéquat à la poutre mixte en flexion.

Le connecteur de la forme améliorée disposé longitudinalement 'OCAL-(3x50)' testé expérimentalement a été choisie pour établir cette étude, ce choix est justifié par trois raisons principales :

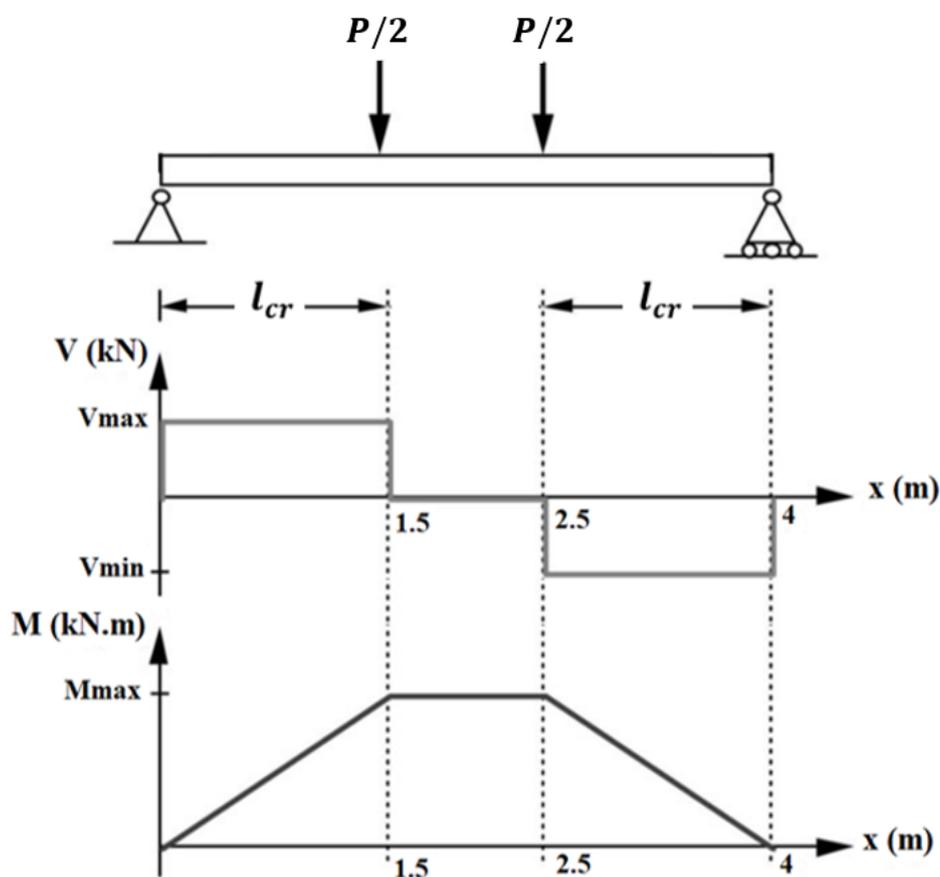
- La forme améliorée du connecteur OMEGA offre plus de performance structurelle que la forme primaire comme il a été déduit dans les essais de push-out (**Chapitre 3**).
- La disposition longitudinale du connecteur OMEGA permet d'utiliser des poutres en acier de section moins importante que la disposition transversale, car il est nécessaire d'utiliser des poutre en acier avec des semelles assez large pour permettre l'installation du connecteur OMEGA de la disposition transversale (du fait de la grande largeur).
- La disposition longitudinale a l'inconvénient d'apporter moins de ductilité au connecteur OMEGA par rapport à la disposition transversale (voir le **Chapitre 3**), donc la vérification si les OCAL-(3x50) assure un bon comportement à la poutre mixte est plus nécessaire que pour les OCAT-(3x50).

Dans ce chapitre, une étude analytique où le dimensionnement et le calcul des résistances des deux spécimens de poutre mixte est présentée dans un premier temps. Ensuite, la préparation des spécimens et la procédure expérimentale des poutres mixte est abordé et enfin les résultats obtenus des essais sont discutés et comparé avec le calcul analytique.

## 2. Description des spécimens de l'essai de la poutre mixte

Le comportement structurel de la poutre mixte est évalué en sollicitant cette dernière par la flexion à quatre points sous des charges statiques croissantes monotones. Celle-ci engendre de la flexion pure à mi-travée et du cisaillement constant sur toute la longueur entre la charge et l'appuis de l'extrémité (voir **Fig. 5.1**). Cette longueur est définie par l'Eurocode 4 [45] comme la longueur de cisaillement  $l_{cr}$  car c'est dans cette partie que le nombre de connecteur doit être suffisant pour assurer la connexion entre la dalle de béton et la poutre en acier.

Dans le cadre de cette étude de la poutre mixte avec les connecteur OMEGA, deux spécimens de poutre mixte sont proposés : un spécimen avec une connexion complète et un autre avec une connexion partielle de degré de connexion égale à  $\eta = 0.5$ . La longueur totale des deux spécimens de poutres mixtes est définie de 4 m et l'écart entre les deux charges ponctuelles est de 1 m, les longueurs critiques sont donc de 1.5 m comme le montre la **Fig. 5.1**.



**Figure 5.1** Sollicitations internes de la poutre mixte soumise a la flexion à 4 points.

Les spécimens de poutre mixte se composent de poutres en acier de profilé IPE240 dont les dimensions sont présentées dans le **Tableau 5.1**, et la dalle de béton a une largeur  $b_c$  de 600 mm et une épaisseur  $h_c$  de 100 mm. La **Fig. 5.2** illustre la configuration de la section transversale des poutres mixtes. Le nombre de connecteurs OMEGA nécessaire pour une connexion complète et pour une connexion partielle ainsi que les dimensions du ferrailage de la dalle de béton sont calculés dans la section de l'étude analytique qui suit.

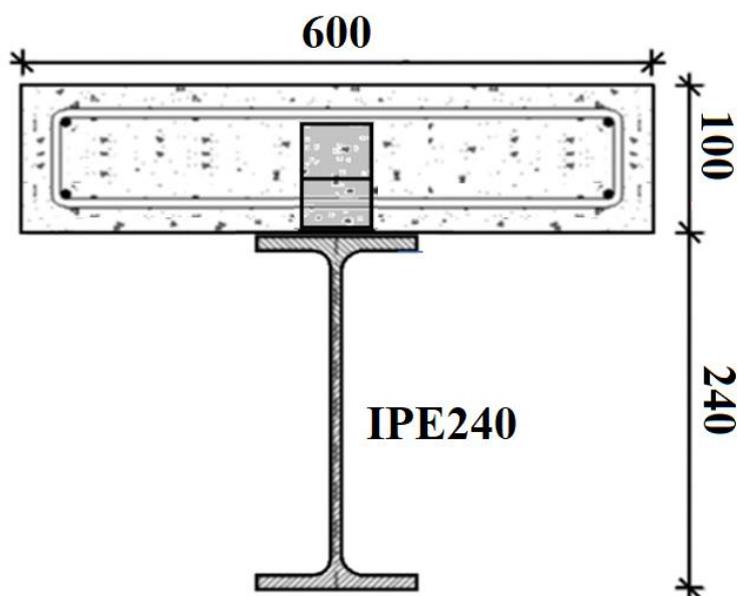


Figure 5.2 Dimensions de la section transversale de la poutre mixte

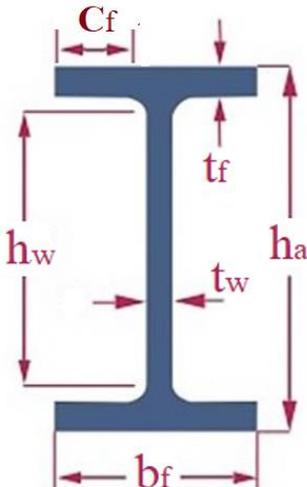
Profilé IPE240	Dimension (mm)	
	$h_a$	240
	$b_f$	120
	$t_f$	9.8
	$t_f$	6.2
	$h_w$	190.4
	$C_f$	41.9

Tableau 5.1 Dimensions du profilé en acier IPE240

### 3. Etude analytique sur les spécimens de poutres mixtes

Dans cette étude, la procédure d'analyse proposée par les règlements européen « Eurocode 4 » [45] et Algérien « D.T.R-BC-2.4.10 » [47] a été suivie, l'approche se basent sur deux états de limites : l'état de limite ultime (ELU) qui correspond à la capacité ultime de la poutre mixte et de l'état limite de service (ELS) qui correspond au seuille d'exploitation. L'étude analytique des deux spécimens de poutre mixte avec la connexion complète et avec la connexion partielle est établie comme suite :

- Calcul à l'ELU de la résistance élastique et plastique en flexion,
- Dimensionnement à l'ELU de la connexion acier-béton avec les connecteur OMEGA,
- Evaluation à l'ELS des flèches à mi-portée et des rigidités en flexion

Il convient de noter que les propriétés des matériaux nécessaires pour le calcul analytique des poutres mixtes sont présentées en détail plus loin dans la **Section 4.2** de ce présent chapitre.

#### 3.1 Définition de la classe de la section transversale

Avant le calcul des poutres mixtes, il est important de définir la classe de la section transversale mixte afin de vérifier la possibilité du voilement local de la poutre en acier. Pour cela, le critère de classification des sections indiqué par l'Eurocode 3 [56] sur le profilé métallique seul est repris par Eurocode 4 [45] pour les section mixte en tenant en compte la rigidité de la dalle de béton (voir le **Tableau 1.2** et le **Tableau 1.3** dans le **Chapitre 1**).

- Pour l'âme de la poutre en acier

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.7 < 72\varepsilon = 57.6 \quad (5.1)$$

- Pour l'âme de la poutre en acier

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{41.9}{9.8} = 4.3 < 9\varepsilon = 7.2 \quad (5.2)$$

Sachant que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/365.2} = 0.8$

Où  $f_y = 365.2 \text{ MPa}$  est la limite élastique de la poutre en acier IPE240 (**Section 4.2**).

Il peut être déduit que l'âme et la semelle de la poutre mixte sont de classe 1, par conséquent la section mixte est capable de développer le moment de résistance plastique  $M_{pl.Rd}$  sans le risque de voilement, et elle possède également une capacité de rotation après la formation d'une rotule plastique.

## 3.2 Poutre mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’

Le calcul analytique de la poutre mixte avec la connexion complète est basé sur la considération du travail en commun de la dalle de béton et la poutre en acier comme un seul élément. La résistance en flexion de la poutre mixte avec la connexion complète peut être calculée aussi bien dans la phase élastique que dans la phase plastique à l’ELU. Tandis que la flèche à mi-portée se calcul à l’ELS.

### 3.2.1 Résistance plastique

Dans cette analyse, tous les éléments structurels qui contribuent à la capacité de flexion à la section transversale critique à mi-portée de la poutre ont été supposés entièrement plastifiés. Le calcul plastique de la poutre mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’ doit être effectué en utilisant l’analyse rigide plastique (ARP). Pour cela, la position de l’axe neutre plastique (A.N.P) qui sépare la zone comprimée de la zone tendu sur la section transversale critique doit être déterminé en comparant la force de compression de la dalle de béton  $F_{cf}$  avec la force de traction de la poutre en acier  $F_a$ , comme suite :

$$F_a = A_a \cdot f_y = 1428297.2 \text{ N} \quad (5.3)$$

Où  $f_y$  est la limite élastique de la poutre en acier IPE240 égale à  $f_y = 365.2 \text{ MPa}$  et  $A_a$  est l’air de la section transversale de la poutre en acier IPE240 égale à  $A_a = 3911 \text{ mm}^2$ .

$$F_{cf} = h_c \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_c = 1509600 \text{ N} \quad (5.4)$$

Où  $f_c$  est la résistance à la compression de la dalle de béton égale à  $f_c = 29.6 \text{ MPa}$ ,  $h_c$  est l’épaisseur de la dalle de béton et  $b_{eff}$  est sa largeur efficace, leur valeurs sont  $h_c = 100 \text{ mm}$  et  $b_{eff} = 600 \text{ mm}$ .

Dans ce cas  $F_{cf} > F_a$ , par conséquent la position de l’axe neutre plastique (A.N.P) se trouve dans la dalle de béton comme il est représenté sur la **Fig. 5.3**. La cote de l’A.N.P depuis la fibre supérieur du béton se calcul par l’**Eq. 5.5**.

$$Z_{Pl-CC} = \frac{F_a}{0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff}} = 94.6 \text{ mm} \quad (5.5)$$

Ainsi, le moment résistant plastique de la poutre mixte avec la connexion complète  $M_{Pl,CC}$  peut se calculé à l’équilibre de la distribution plastique des contraintes sur la section transversale critique par l’**Eq. 5.6**.

$$M_{Pl,CC} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{Z_{Pl-CC}}{2} \right) = 246656727 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad (5.6)$$

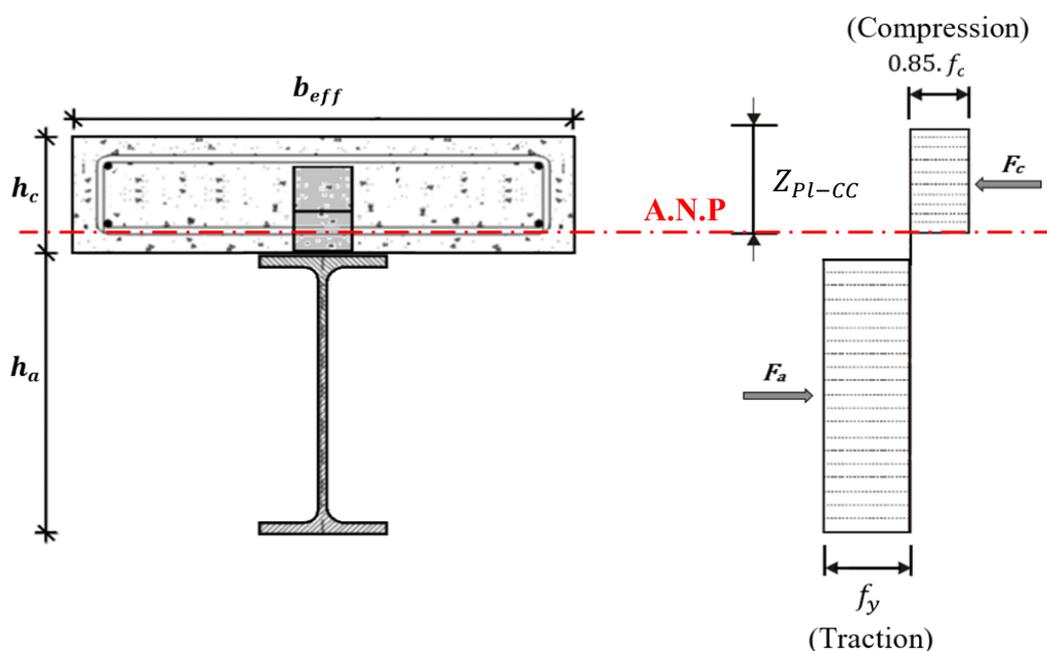


Figure 5.3 Distribution plastique des contraintes sur la section critique de PM-CC

Etant donné que la poutre mixte est simplement appuyée et est sollicitée en flexion à 4 point, l'équation du moment maximum de la section à mi-travée qui représente dans ce cas le moment résistant plastique  $M_{Pl,CC}$  peut s'écrire comme suite :

$$M_{Pl,CC} = \frac{P_{Pl,CC}}{2} \cdot l_{cr} \quad (5.7)$$

Ainsi, la résistance ultime plastique totale ( $P_{Pl,CC} = \frac{P_{Pl,CC}}{2} + \frac{P_{Pl,CC}}{2}$ ) de la poutre mixte avec la connexion complète peut être définie par la transformation de l'équation du moment  $M_{Pl,CC}$  comme suite :

$$P_{Pl,CC} = \frac{2M_{Pl,rd}}{l_{cr}} = 328875 \text{ N} \quad (5.8)$$

Où  $l_{cr}$  est la longueur de cisaillement entre l'appui et la charge égale à  $l_{cr} = 1500 \text{ mm}$ .

### 3.2.2 Dimensionnement de la connexion acier-béton de la PM-CC

Le dimensionnement de la résistance de la connexion s'établi selon les principes de l'analyse rigide plastique (ARP) qui consiste à calculer le nombre de connecteurs nécessaire pour les longueurs où le cisaillement est présent (longueurs de cisaillement  $l_{cr}$ ). Elles sont délimitées dans notre cas entre les sections où les charges sont appliquées et les sections sur appuis. Lorsque le moment résistant plastique  $M_{Pl,rd}$  est atteint à mi-portée de la poutre, l'effort de cisaillement dans la connexion  $V_{IN}$  exercé sur chaque longueur de cisaillement  $l_{cr}$  est considéré égale à la valeur de la plus petite des résistances entre la traction de la poutre en acier  $F_a$  et la compression de la dalle de béton  $F_c$  comme présenté sur l'Eq 5.9.

Il est à noter que les coefficients de sécurités des matériaux ( $\gamma_a = 1$  pour l'acier de construction et  $\gamma_c = 1.5$  pour le béton) ont été pris en considération, pour la raison de dimensionnement de la connexion.

$$V_{IN} = \min \left( A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}; h_c \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \right) \quad (5.9)$$

$$V_{IN} = \min(1428297.2; 1006400) = 1006400 \text{ N}$$

En considérant que chaque connecteur 'OCAL-(3x50)' est capable de reprendre un cisaillement égal à sa résistance caractéristique  $P_{rk}$ , le nombre de connecteurs OMEGA ' $n_{cf}$ ' nécessaire pour chaque longueur de cisaillement  $l_{cr}$  de la poutre mixte pour assurer une connexion complète peut être déterminé par l'Eq 5.10. Sachant que la résistance caractéristique  $P_{rk}$  du connecteur OMEGA 'OCAL-(3x50)' obtenus par les essais expérimentaux de push-out est égale à  $P_{rk} = 173061 \text{ N}$  (voir le Tableau 3.5 dans le Chapitre 3).

$$n_{cf} = \frac{V_{IN}}{P_{rk}} = 5.82 \approx 6 \quad (5.10)$$

Par conséquent, il peut être déduit que 6 connecteurs OMEGA 'OCAL-(3x50)' sont nécessaire sur chaque longueur de cisaillement  $l_{cr}$  pour le spécimen de la poutre mixte avec une connexion complète.

### 3.2.3 Résistance élastique

Pour une connexion complète, le déplacement à l'interface est supposé inexistant, par conséquent la section transversale mixte peut être remplacé par une section en acier équivalente homogène. En d'autre terme, la section de la dalle de béton est réduite par un coefficient d'équivalence  $n_{eq}$  qui est enfaite un rapport entre les valeurs des modules d'élasticité des matériaux (Eq. 5.11). Ensuite sur la base de cette section équivalente, la position de l'axe neutre et le moment d'inertie peuvent être déterminés et ainsi la théorie des poutres peut être utilisée pour le calcul du moment résistant élastique.

$$n_{eq} = E_a / E_{c0} = 7.57 \quad (5.11)$$

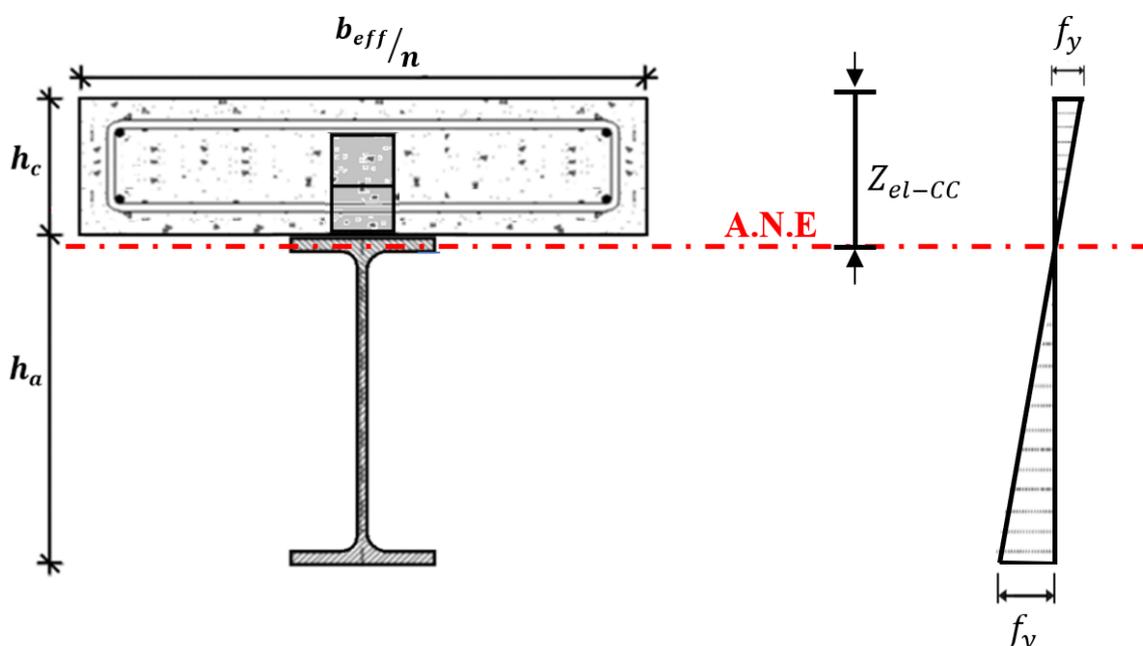
Où  $E_a$  est le module d'élasticité de la poutre en acier IPE240 ( $E_a = 200134.73 \text{ MPa}$ ) et  $E_{c0}$  est le module élastique initial du béton de la dalle (dans la phase élastique du béton), il peut être calculé par l'Eq. 5.12 donnée dans le CEB-FIP [216]. Dans laquelle  $E_{cm}$  est le module sécant du béton (calculé par l'Eq. 5.13 [70]). A noter que  $f_c = 29.6 \text{ MPa}$ .

$$E_{c0} = E_c \left( 0.8 + \frac{0.2f_c}{88} \right) = 26422.01 \text{ MPa} \quad (5.12)$$

$$E_c = 22000 \times \left( \frac{f_c}{10} \right)^{0.3} = 30465.63 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

La position de l'axe neutre élastique (A.N.E) se trouve au niveau du centre de gravité G de cette section équivalente en acier (voir la **Fig. 5.4**). Par conséquent, la cote  $Z_{el-CC}$  de l'A.N.E par rapport à la fibre supérieure de la dalle de béton peut être définie par la relation du moment statique de la section équivalente comme suite :

$$Z_{el-CC} = \frac{A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c \right) + \frac{b_{eff} h_c^2}{2n_{eq}}}{A_a + \frac{b_{eff} h_c}{n_{eq}}} = 106.17 \text{ mm} \quad (5.14)$$



**Figure 5.4** Distribution élastique des contraintes sur la section équivalente de la poutre mixte avec une connexion complète

A présent le moment d'inertie de cette section équivalente  $I_{eq}$  peut se calculer en utilisant le théorème de Huygens par l'expression suivante :

$$I_{eq} = I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c - Z_{el} \right)^2 + \frac{I_b}{n_{eq}} + \frac{A_b}{n_{eq}} \left( Z_{el} - \frac{h_c}{2} \right)^2 \quad (5.15)$$

$$I_{eq} = 121208049.6 \text{ mm}^4$$

Où  $I_b$  est le moment d'inertie de la dalle de béton égal à  $I_b = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = 50000000 \text{ mm}^4$ , et  $I_a$  est le moment d'inertie de la poutre en acier égal à  $I_a = 38920000 \text{ mm}^4$ .  $A_a$ ,  $A_b$  et  $h_a$ ,  $h_c$  sont les sections transversales et les hauteurs des sections de la poutre en acier et de la dalle de béton, respectivement.

Le moment résistant élastique  $M_{el,CC}$  de la poutre mixte avec une connexion complète peut être calculé par l'équation suivante :

$$M_{el,CC} = \frac{I_{eq}}{y} \cdot f_y = 189304963.9 \text{ N.mm} \quad (5.16)$$

où  $y$  est la cote verticale entre l'A.N.E et la fibre la plus loin de la section ( $y = 233.83 \text{ mm}$ ).

L'équation du moment maximum de la section à mi-travée correspond dans ce cas au moment résistant élastique  $M_{el,CC}$  et s'écrit comme suite :

$$M_{el,CC} = \frac{P_{el,CC}}{2} \cdot l_{cr} \quad (5.17)$$

Ainsi, la résistance ultime élastique totale ( $P_{el,CC} = \frac{P_{el,CC}}{2} + \frac{P_{el,CC}}{2}$ ) de la poutre mixte avec la connexion complète peut être définie par la transformation de l'équation du moment  $M_{el,CC}$  comme suite :

$$P_{el,CC} = \frac{2M_{el,CC}}{l_{cr}} = 252406.6 \text{ N} \quad (5.18)$$

Où  $l_{cr}$  est la longueur de cisaillement entre l'appui et la charge égale à  $l_{cr} = 1500 \text{ mm}$ .

### 3.2.4 Calcul de la flèche de la PM-CC

Le calcul de la flèche d'une poutre mixte simplement appuyée est relativement simple, car la rigidité en flexion non-fissurée ( $E_a \cdot I_{\acute{e}q}$ ) est considérée sur toute la longueur de la poutre. En pratique, Les poutres mixtes sont dimensionnées de sorte que les flèches ne dépassent pas la limite acceptable de service (ELS), généralement considérée au stade de la résistance élastique ( $P_{el,cc}$ ).

Dans cette étude, les poutres mixtes sont sollicitées par la flexion à 4 point, par conséquent la flèche à mi-porté peut-être calculé par l'équation suivante :

$$f_{el,CC} = \frac{P_{el,cc} \cdot l_{cr}}{48 \cdot E_a \cdot I_{\acute{e}q}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2) = 12.68 \text{ mm} \quad (5.19)$$

### 3.3 Poutre mixte avec la connexion partielle ‘PM-CP’

Pour le spécimen de poutre mixte avec la connexion partielle ‘PM-CP’ de degré de connexion  $\eta = 0.5$ , l’approche analytique proposée par l’Eurocode 4 [45] se base sur le principe que la résistance à l’ELU et la flèche à l’ELS obtenues avec la connexion complète soient influencées directement par la réduction du nombre de connecteurs à l’interface.

Cependant, les conditions de conception de la poutre mixte en connexion partielle sont permise seulement si le degré de connexion  $\eta$  est supérieur à une valeur minimale  $\eta_{min}$  qui est en fonction de la longueur de la poutre et du type de profilé métallique utilisé :

Pour une poutre mixte avec les profilés en acier à semelles symétriques et une longueur de  $L_e \leq 25m$  :

$$\eta_{min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03L_e) = 0.4 \quad (5.20)$$

Avec  $\begin{cases} f_y: \text{la limite élastique de la poutre en acier égale à } f_y = 365.2 \text{ MPa (Section 4.2)} \\ L_e: \text{La longueur de la poutre mixte égale à } 4 \text{ m} \end{cases}$

#### 3.3.1 Résistance plastique

Lorsque les connecteurs sont considérés assez ductiles la théorie rigide plastique peut être appliquée pour évaluer la résistance des poutres mixte avec la connexion partielle. Elle consiste à mettre en relation la résistance de la poutre mixte  $M_{Pl}$  avec le degré de connexion  $\eta$  représentée sur la Fig. 5.5. Les recommandations de l’Eurocode 4 [45] indique que le calcul du moment résistant réduit pour la connexion partielle  $M_{Pl,CP}$  s’effectue à l’aide de la simple relation linéaire établie sur la droite AC.

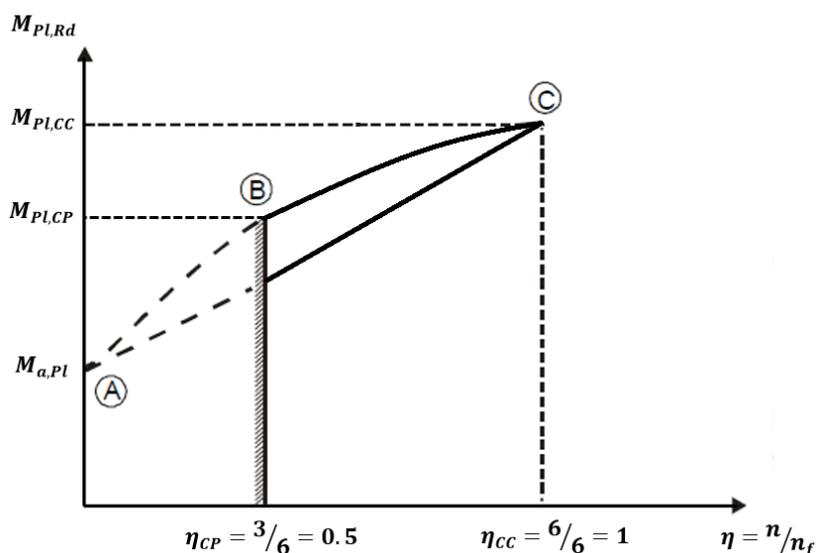


Figure 5.5 Relation entre le moment résistant et le degré de connexion.

De ce fait, pour une connexion partielle avec un degré de connexion  $\eta = 0.5$  :

$$M_{PL,CP} = M_{a,Pl} + \eta(M_{PL,CC} - M_{a,Pl}) = 190342563.5 \text{ N.mm} \quad (5.21)$$

où  $M_{a,Pl}$  et  $M_{PL,CC}$  sont respectivement les résistances plastiques de calcul sous flexion positive de la section en acier seule et de la section mixte avec connexion complète, avec

$$M_{a,Pl} = W_{a,Pl} \cdot f_y = 134028400 \text{ N.mm} \quad (5.22)$$

avec  $W_{a,Pl}$  est le module de flexion plastique de la section de la poutre en acier IPE240 égale à  $W_{a,Pl} = 367000 \text{ mm}^3$

Par conséquent, la résistance ultime plastique totale ( $P_{PL,CP} = \frac{P_{PL,CP}}{2} + \frac{P_{PL,CP}}{2}$ ) de la poutre mixte avec une connexion partielle a été calculé par l'expression **Eq. 5.23**.

$$P_{PL,CP} = \frac{2M_{PL,CP}}{l_{cr}} = 253790.1 \text{ N} \quad (5.23)$$

### 3.3.2 Résistance élastique

La résistance élastique a été définie dans cette étude en se basant sur le calcul de la résistance plastique en flexion de la poutre mixte avec la connexion partielle. Cette approche proposée dans cette section consiste à reprendre la même formule de calcul du moment résistant plastique des poutres mixte avec la connexion partielle  $M_{PL,CP}$  mais à l'état élastique. C.-à-d. remplacer  $M_{a,Pl}$  par  $M_{a,el}$  et  $M_{PL,CC}$  par  $M_{el,CC}$  dans l'**Eq. 5.21** de sorte à avoir une nouvelle formule pour le calcul du moment résistant élastique de la poutre mixte avec la connexion partielle  $M_{el,CP}$  (Voir l'**Eq. 5.24**). Sachant que  $M_{a,el}$  et  $M_{el,CC}$  sont les résistances élastique de calcul sous flexion positive de la section en acier seule et de la section mixte avec connexion complète, respectivement.

$$M_{el,CP} = M_{a,el} + \eta(M_{el,CC} - M_{a,el}) = 153814882 \text{ N.mm} \quad (5.24)$$

Où

$$M_{a,el} = W_{a,el} \cdot f_y = 118324800 \text{ N.mm} \quad (5.25)$$

avec  $W_{a,el}$  est le module de flexion élastique de la section de la poutre en acier IPE240 égale à  $W_{a,el} = 324000 \text{ mm}^3$

Ainsi, la résistance élastique totale ( $P_{el,CP} = \frac{P_{el,CP}}{2} + \frac{P_{el,CP}}{2}$ ) de la poutre mixte avec une connexion partielle peut être calculé par l'expression suivante :

$$P_{el,CP} = \frac{2M_{el,CP}}{l_{cr}} = 205086.5 \text{ N} \quad (5.26)$$

### 3.3.3 Calcul de la flèche de la PM-CP

Les poutres mixtes avec une connexion partielle ‘PM-CP’ engendrent un glissement à l’interface en raison du nombre insuffisant de connecteur disposés à l’interface. Ceci a une influence sur la flèche de la poutre mixte. En effet, en raison du nombre réduit du connecteur à l’interface la flèche augmente pour les poutres mixtes avec une connexion partielle. Cependant, selon L’Eurocode 4 [45] l’influence d’une interaction partielle sur la flèche peut être négligée si le degré de connexion est supérieur à  $\eta = 0.5$  comme pour notre cas.

Il existe toutefois dans l’Eurocode 4 [45], une formule de calcul de la flèche des poutres mixtes avec la connexion partielle indiqué par l’Eq. 5.27, sachant que le calcul de cette flèche  $f_{el,CP}$  s’effectue sous la charge qui correspond à la résistance élastique de service  $P_{el,CP}$ .

$$f_{el,CP} = f_{el,CC} \cdot \left[ 1 + 0.5(1 - \eta) \left( \frac{f_{el,a}}{f_{el,CC}} - 1 \right) \right] = 15.75 \text{ mm} \quad (5.27)$$

Avec :

$f_{el,CP}$  : Flèche de la poutre mixte avec une connexion partielle sous la charge  $P_{el,CP}$

$f_{el,CC}$  : Flèche de la poutre mixte avec une connexion complète sous la même charge  $P_{el,CP}$

$f_{el,a}$  : Flèche de la poutre en acier seule sous la même charge  $P_{el,CP}$

Les flèches élastiques de la poutre mixte avec la connexion complète  $f_{el,CC}$  et de la poutre en acier seule  $f_{el,a}$  sous la charge élastique  $P_{el,CP} = 205086.5 \text{ N}$  sont calculées par les formules suivantes :

La flèche élastiques de la poutre mixte avec la connexion complète  $f_{el,CC}$

$$f_{el,CC} = \frac{P_{el,CP} \cdot l_{cr}}{48 \cdot E_a \cdot I_{\acute{e}q}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2) = 10.3 \text{ mm} \quad (5.28)$$

La flèche élastiques de poutre en acier seule  $f_{el,a}$

$$f_{el,a} = \frac{P_{el,CP} \cdot l_{cr}}{48 \cdot E_a \cdot I_a} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2) = 32.1 \text{ mm} \quad (5.29)$$

### 3.4 Dimensionnement du ferrailage de la dalle de béton

Dans les poutres mixte, l'effort rasant existant entre la dalle de béton et la poutre en acier engendre un cisaillement des membrures en console de la dalle de béton; par conséquent, il est nécessaire de prévoir des armatures dites « de couture » entre centre de la dalle et les membrures. Le règlement européen l'Eurocode 4 [45] recommande de considérer la poutre mixte comme une poutre de section en T (voir la Fig. 5.6). Ainsi la procédure proposée par l'Eurocode 2 [70] qui permet de calculer la résistance au cisaillement de la membrure peut être appliquée, elle consiste à considérer la membrure comme un système de bielles de compression, associées à des tirants correspondant aux armatures tendues.

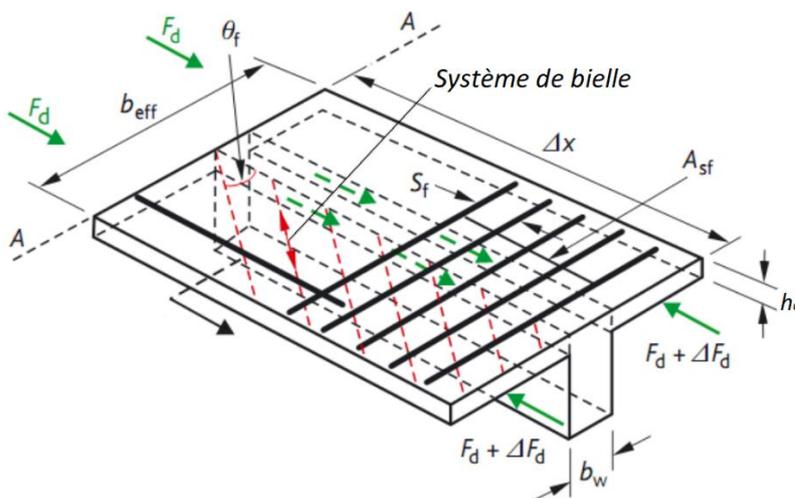


Figure 5.6 Cisaillement sur les membrures de la poutre de section en T [70, 215].

Il est d'abord indiqué de calculer la contrainte de cisaillement longitudinale  $v_{Ed}$ , développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme de la section en T. Elle peut être déterminée par la variation d'effort longitudinal  $\Delta F_d$  dans la section de la membrure considérée ( $h_c \cdot l_{cr}$ ).

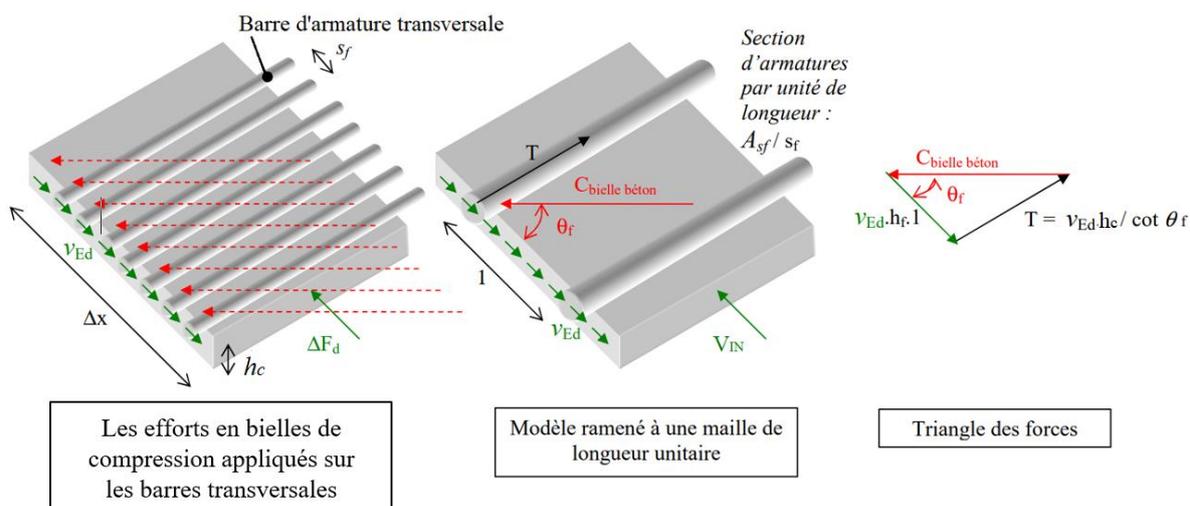
$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_c \cdot l_{cr}}$$

Il est à noter que pour le cas des poutres mixte étudiées, la longueur  $\Delta_x$  correspond à la longueur de cisaillement  $l_{cr}$  (entre l'appuis et la charge ponctuelle) et la variation d'effort longitudinal  $\Delta F_d$  sur la section de la membrure représente le demi de l'effort de cisaillement présent à l'interface acier-béton  $V_{IN}/2$ .

$$v_{Ed} = \frac{V_{IN}}{2 \cdot h_c \cdot l_{cr}} = 3.35 \text{ MPa} \quad (5.30)$$

Où  $V_{IN} = 1006400 \text{ N}$ ,  $l_{cr} = 1500 \text{ mm}$  et  $h_c = 100 \text{ mm}$

La **Fig. 5.7** illustre plus en détail le système des efforts en bielles de compression appliqués sur les barres transversales qui se trouvent dans la membrure de la dalle de béton.



**Figure 5.7** Efforts en bielles appliqués sur les barres transversales (Schéma pris de [215]).

Il peut être observé que l'armature transversale doit avoir une résistance  $\frac{A_{sf}}{S_f} f_{ys} / \gamma_s$  supérieur à l'effort  $T$  :

$$\frac{A_{sf}}{S_f} \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \geq T = v_{Ed} \cdot h_c / \cot(\theta_f) \quad (5.31)$$

Où  $f_{ys}$  est la limite élastique de l'acier des armatures égale à  $f_{yd} = 560.03 \text{ MPa}$  (**Section 4.2**), est le  $\gamma_s$  coefficient partiel de sécurité de l'acier du ferrailage (pris en considération pour la raison du dimensionnement égal à  $\gamma_s = 1.15$ ) et  $\theta_f$  est pris égale à  $30^\circ$  pour un dimensionnement économique, en respectant les limites :

$$1 \leq \cot(\theta_f) \leq 2 \text{ pour une membrure comprimées } (26.5^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ)$$

Ainsi l'aire de la section des armatures transversales  $A_{sf}$  par unité de longueur  $S_f$ , ( $A_{sf}/S_f$ ) doit être calculée par l'expression **Eq. 5.32**.

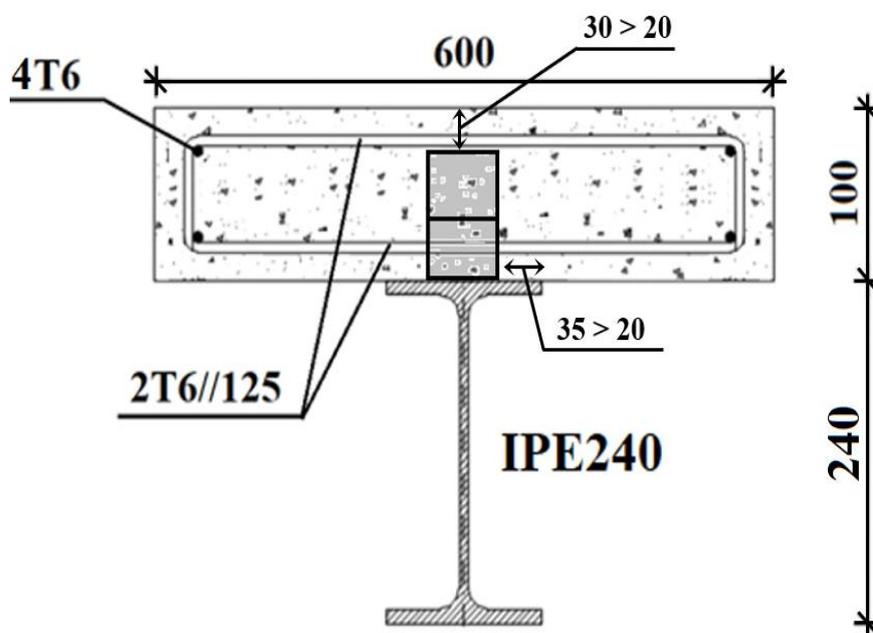
$$\frac{A_{sf}}{S_f} > \frac{v_{Ed} \cdot h_c}{\cot(\theta_f) \cdot f_{ys} / \gamma_s} = 0.4 \quad (5.32)$$

Par conséquent dans cette étude, pour une limite élastique s'acier  $f_{yd} = 560.03 \text{ MPa}$ , deux barres d'armatures de 6 mm de diamètre et de section égale à  $A_{sf} = 56.5 \text{ mm}$  espacées d'une longueur égale à  $S_f = 125 \text{ mm}$  (soit  $\frac{A_{sf}}{S_f} = 0.49$ ) ont été sélectionnées pour le dimensionnement des armatures transversales de la dalle de béton (2T6//125).

#### 4. Préparation des spécimens de poutres mixte

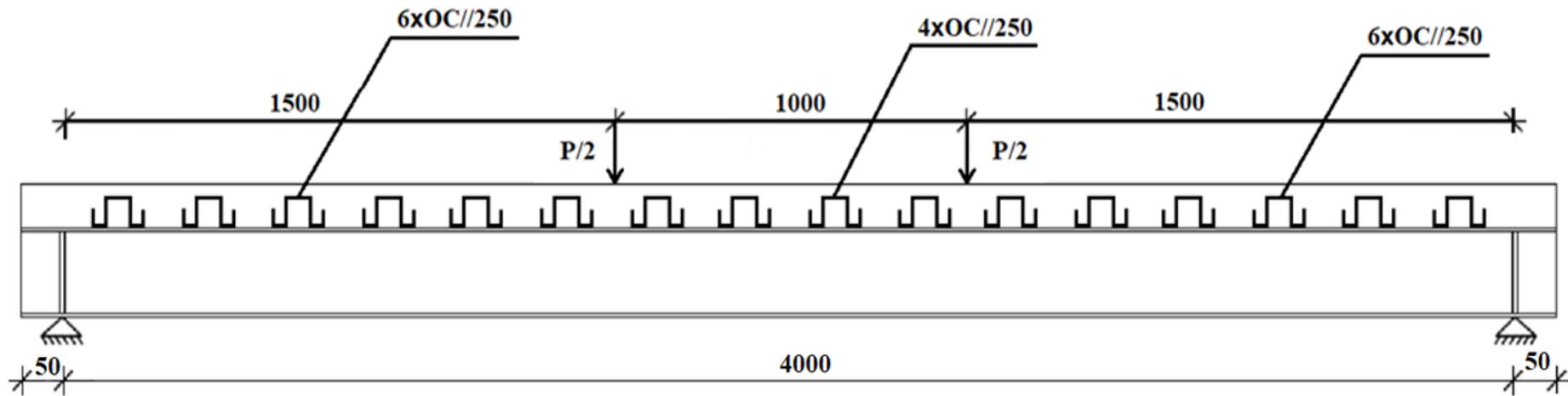
A travers l'étude analytique, la configuration complète des spécimens a pu être définis, notamment le ferrailage de la dalle de béton et le nombre de connecteur OMEGA 'OCAL-(3x50)' pour le spécimen de poutre mixte avec la connexion complète et pour celui avec la connexion partielle ('PM-CC' et 'PM-CP'). Sur la **Fig. 5.8** est présenté la section transversale des deux spécimens de poutre mixte avec les dimensions des éléments et la configuration du ferrailage de la dalle de béton.

Les recommandations de l'Eurocode 4 [45] concernant la disposition constructive du connecteur OMEGA à l'interface ont été respectées, en effet, celui-ci doit être disposé de telle sorte que le béton soit convenablement mis en place autour de sa base, pour cela la distance entre le bord de la semelle de la poutre en acier et le connecteur doit être supérieur à 20 mm. De même pour l'enrobage au-dessus du connecteur, il convient que son épaisseur soit supérieure à 20 mm (voir la **Fig. 5.8**).

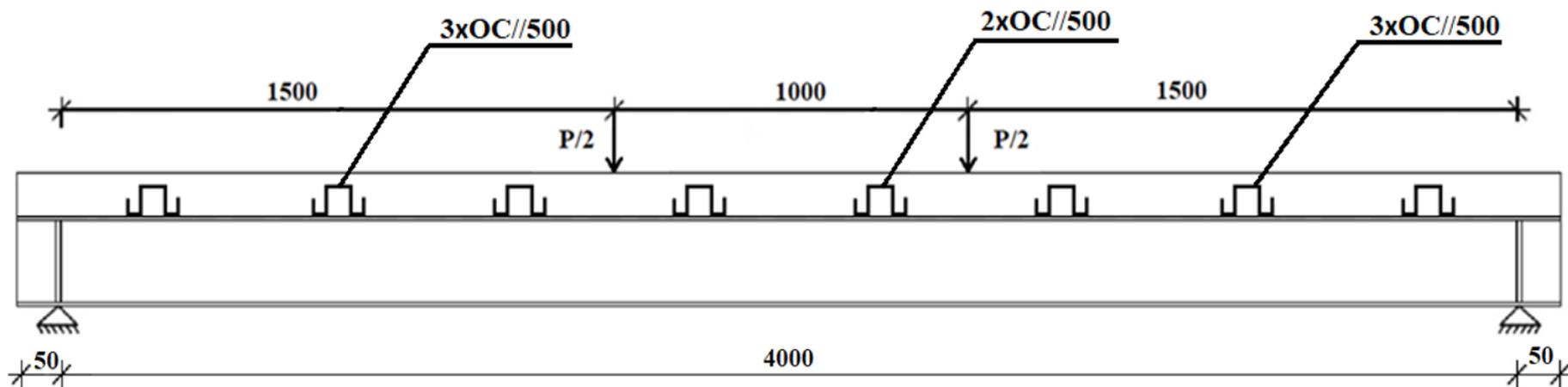


**Figure 5.8** Configuration de la section transversale des deux spécimens de poutre mixte.

Le spécimen de poutre mixte avec une connexion complète 'PM-CC' nécessitait un nombre minimum de 6 connecteur 'OCAL-(3x50)' par longueur de cisaillement  $l_{cr}$  ( $l_{cr} = 1500 \text{ mm}$ ), donc un espacement de 250 mm entre axe des connecteurs OMEGA a été défini. Alors que pour le spécimen de poutre mixte avec la connexion partielle 'PM-CP' de degré de connexion ( $\eta = 0.5$ ), 3 connecteurs 'OCAL-(3x50)' sont à disposer dans la longueur de cisaillement  $l_{cr}$ . Dans ce cas, un espacement de 500 mm entre axe des connecteur a été adopté. La **Fig. 5.9** illustre plus en détail les schémas de la configuration des connecteurs à l'interface des deux spécimens de poutre mixte, ainsi que les positions des charges ponctuelles appliquées et celles des appuis.



(a) Spécimen de poutre mixte avec une connexion complète 'PM-CC'.



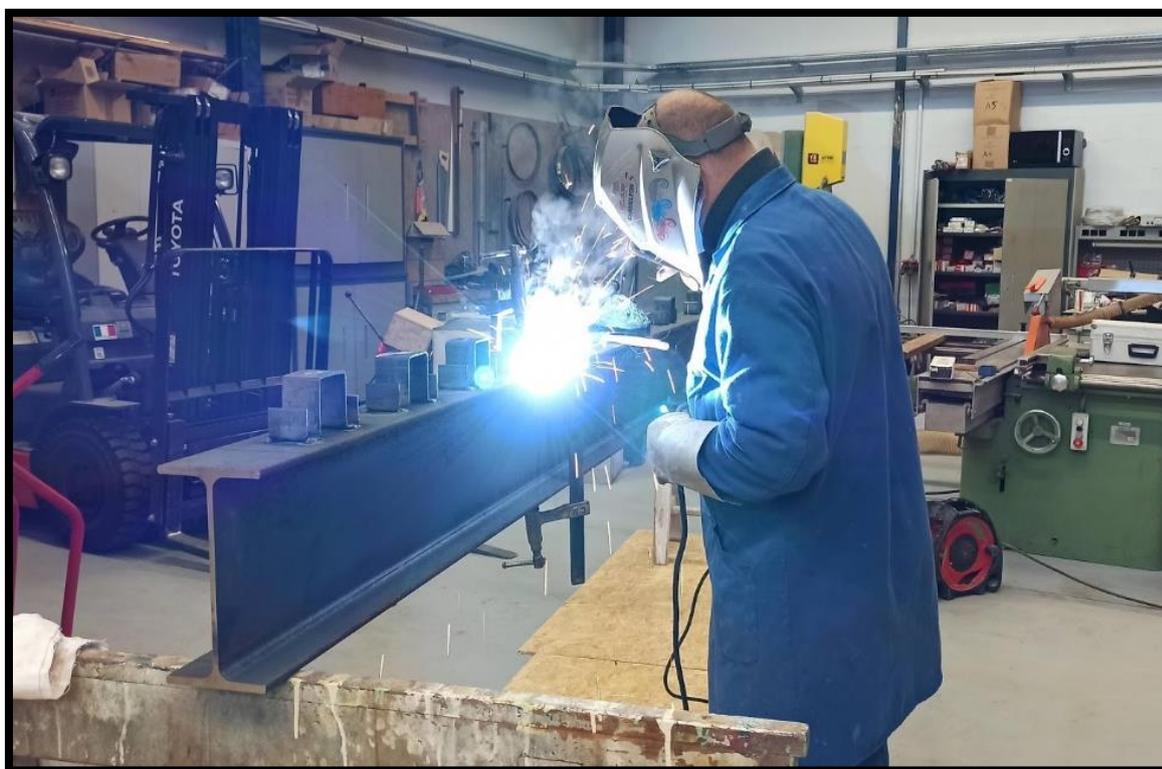
(a) Spécimen de poutre mixte avec une connexion partielle 'PM-CP'.

Figure 5.9 Description des deux spécimens de poutre mixte.

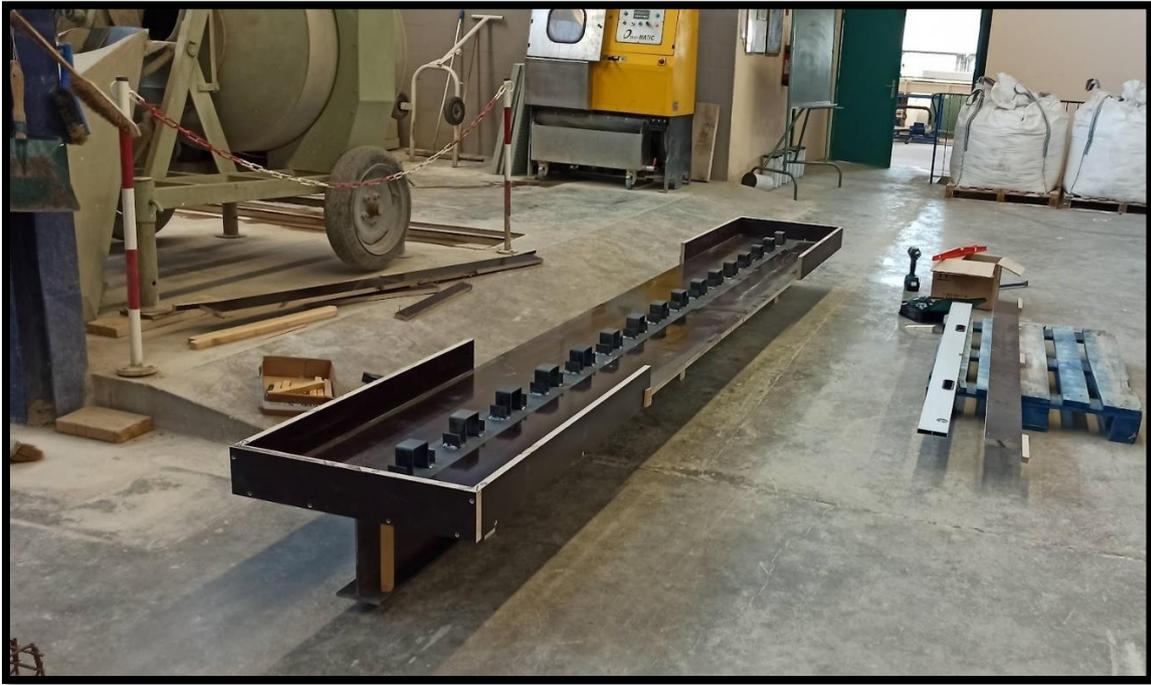
## 4.1 Fabrication des spécimens de poutre mixte

Les spécimens de poutres mixtes avec des connecteurs OMEGA soudés ont été fabriqués dans l'atelier du laboratoire de génie civil de l'université de Lorraine. Deux poutres en acier de profilé IPE240 de 6 m de longueur ont été commandées puis découpées à 4.1 m de longueur pour la fabrication des spécimens de poutres mixtes, les morceaux qui restaient ont été utilisés pour la détermination des propriétés mécaniques en prélevant des éprouvettes d'acier. Les connecteurs OMEGA 'OCAL-(3x50)' ont été fabriqués au laboratoire de génie mécanique comme évoqué précédemment dans la **Section 5.2 du Chapitre 2**.

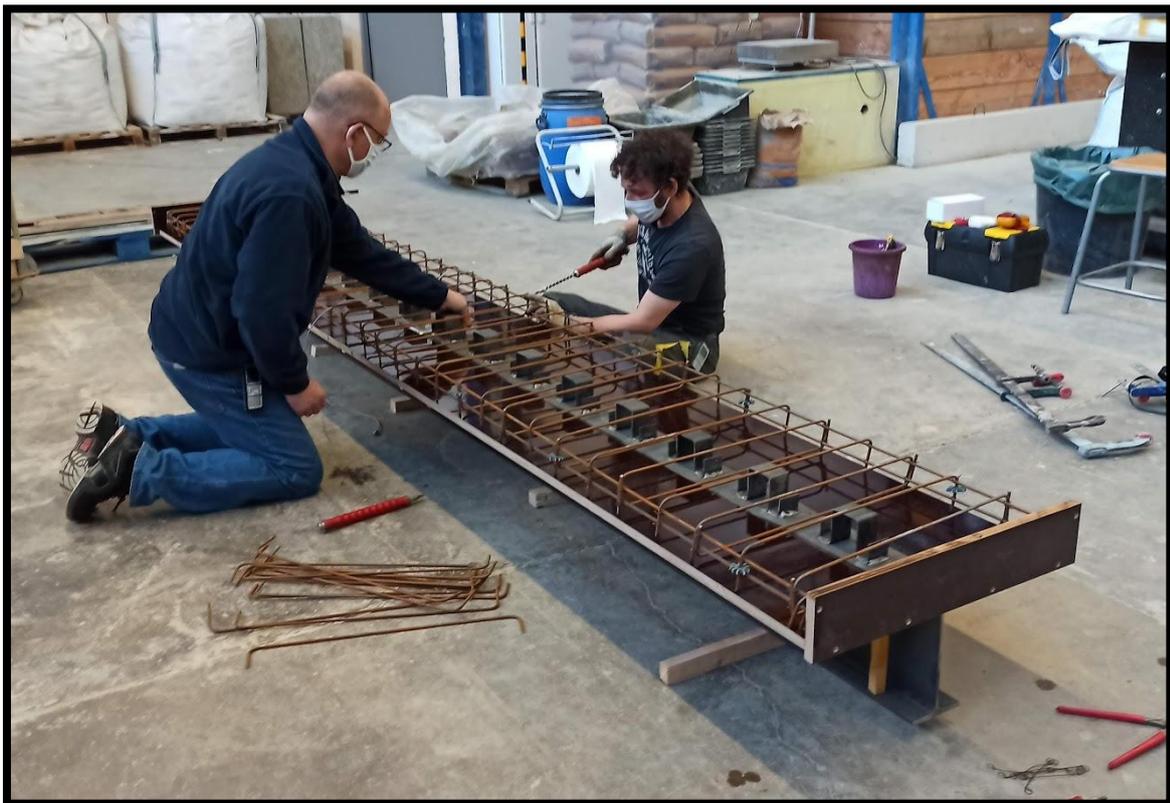
Les connecteurs OMEGA ont été installés par soudage à l'arc standard sur la semelle supérieure de la poutre en acier par un technicien qualifié (voir la **Fig. 5.10.a**). Un coffrage en bois a été fabriqué puis soigneusement monté et ajusté à la poutre en acier pour contenir le béton de la dalle tel que présenté sur la **Fig. 5.10.b**. Le ferrailage de la dalle de béton a également été conçu dans l'atelier du laboratoire et a ensuite été installé dans le coffrage en bois comme illustré sur la **Fig. 5.10.c**. Une fois le tout installé (**Fig. 5.10.d**), le béton a été préparé à l'aide de la bétonnière disponible dans l'atelier du laboratoire puis il a été coulé dans le coffrage en bois, à noter qu'une aiguille vibrante a été utilisée afin de bien homogénéiser le béton et éviter la ségrégation (voir la **Fig. 5.10.e**). Comme pour les essais de push-out, des éprouvettes cylindriques de béton ont été préparées (**Fig. 5.10.f**) pour déterminer les propriétés du béton. Après un temps de séchage du béton d'une semaine, le décoffrage du béton a été effectué. Les deux spécimens de poutre mixte prêts à être testés sont présentés sur la **Fig. 5.10.g**.



(a) Soudage des connecteurs OMEGA sur la poutre en acier.



(b) Fabrication du coffrage en bois du spécimen de poutre mixte.



(c) Installation du ferrailage dans le coffrage en bois du spécimen.



(d) Spécimen de poutre mixte prêt pour le coulage du béton.



(e) Coulage et vibration du béton dans le coffrage en bois.



(f) Spécimen de poutre mixte et éprouvettes cylindriques coulés.



(g) Spécimens de poutre mixte prêt à être tester

Figure 5.10 Fabrication des deux spécimens de poutre mixte.

## 4.2 Propriétés des matériaux utilisé des poutres mixtes

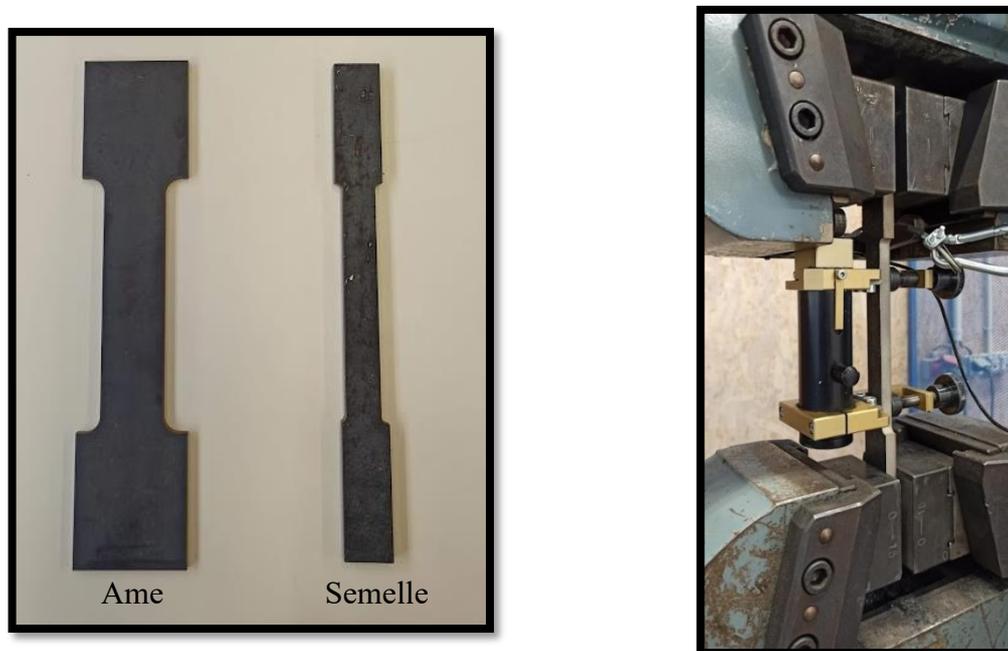
De même que pour les essais de push-out, les propriétés mécaniques des matériaux des éléments composants des poutres mixtes ont été obtenues en effectuant des essais standard conformément à la norme ‘Eurocode 2’ [70].

Pour ce qui concerne les dalles de béton, il est à noter que la même formulation de béton définie pour les essais de push-out a été utilisée pour les essais de poutres mixtes, afin de conserver la même nuance du béton de la dalle. La composition de cette formulation du béton a été présentée dans le **Tableau 3.2** dans le **Chapitre 3** pour un volume de 120 litres (selon la capacité de la bétonnière). Des essais de compression et de fendage ont été établis sur les éprouvettes cylindriques prélevées durant le coulage du béton, les résultats obtenus sont présentés dans le **Tableau 5.2**. la moyenne des résistance à la compression et de traction sont égales à  $f_c = 29.6 \text{ MPa}$  et  $f_t = 2.06 \text{ MPa}$ , respectivement.

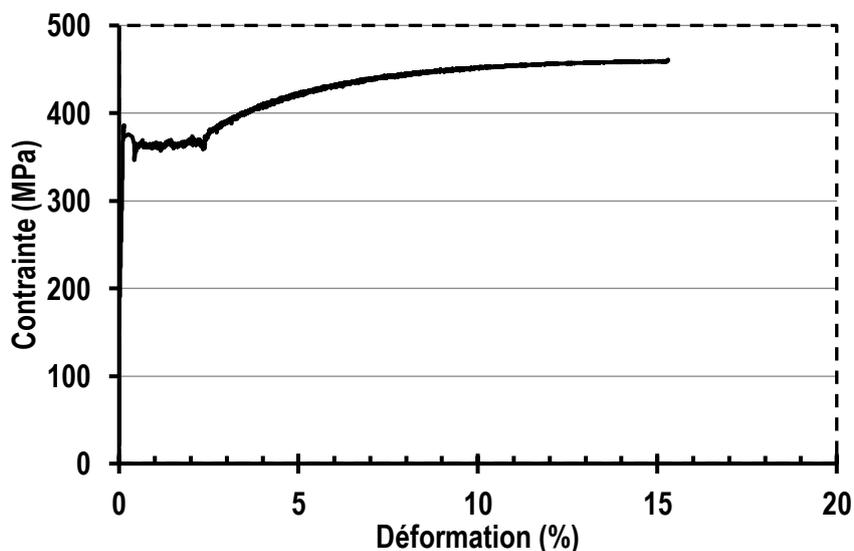
Spécimens	Résistance à la compression		Résistance à la traction	
	$f_c$ (MPa)		$f_t$ (MPa)	
Poutre mixte avec connexion complète PM-CC	Ep1	27.28	-	
	Ep2	28.92	-	
	Ep3	32.25	-	
	Ep5	-	2.03	
	Ep6	-	2.09	
Poutre mixte avec connexion partielle PM-CP	Ep1	29.46	-	
	Ep2	28.01	-	
	Ep3	31.72	-	
	Ep5	-	2.04	
	Ep6	-	2.10	

**Tableau 5.2** Les propriétés mécaniques du béton de la dalle

Concernant les éléments en acier des poutres mixtes, les propriétés mécaniques de l'acier des poutres métalliques 'IPE240' ont été définies en exécutant des essais de traction sur des éprouvettes en acier (voir la Fig. 5.11.a-b). Il est à noter que ces éprouvettes en acier ont été prélevées de la semelle et de l'âme des poutres en IPE240 en utilisant la machine de découpe par plasma présentée sur la Fig. 2.24.b dans le Chapitre 2. La Fig. 5.11.c présente la loi de comportement de l'acier de la poutre IPE240. Il peut être noté que la nuance d'acier de la poutre est S355.



(a) Eprouvettes prélevées de la poutre en acier      (b) Test de traction sur l'éprouvette



(c) Courbe contrainte-déformation de l'acier de la poutre en IPE240

Figure 5.11 Evaluation des propriétés mécaniques de la poutre en acier IPE240.

Par ailleurs, la loi de comportement (courbe contrainte-déformation) de l'acier des connecteurs OMEGA 'OCAL-(3x50)' est présentée sur la Fig. 2.24.c dans le Chapitre 2 et celle de l'acier des barres d'armature pour le ferrailage de la dalle est présentée sur la Fig. 3.13.d dans le Chapitre 3. Toutes les propriétés mécaniques des éléments en acier des spécimens de poutre mixte sont résumées dans le Tableau 5.3.

Les éléments	Nuances d'acier	Limite élastique $f_y$ (MPa)	Contrainte ultime $f_u$ (MPa)	Module de Young $E_s$ (MPa)
IPE240	S355	365.2	460.61	200134.73
Barres d'armatures	Fe E500	560.03	658.01	192500
OCAL-(3x50)	S355	373.62	506.80	206991.69

Tableau 5.3 Les propriétés mécaniques des éléments en acier des poutre mixtes.

### 4.3 Préparation de l'essai de poutre mixte

Les spécimens de poutre mixte ont été installés dans un banc de flexion avec deux vérins hydrauliques de capacité totale de 500 kN. Les poutres mixtes ont été transportées et soulevées délicatement à l'aide du pont roulant disponible à l'atelier du laboratoire jusqu'au banc de flexion comme illustré sur la Fig. 5.12.a.



(a) Déplacement du spécimen vers le banc de flexion.



(b) L'ajout du profilé HEB180 sous les vérins hydrauliques.



(c) Spécimen de poutre mixte dans le banc de flexion.

**Figure 5.12** Installation de la poutre mixte dans le banc de flexion.

Les spécimens de poutre mixte ont été posés sur deux rotules aux extrémités, toutefois des dispositifs de blocage de rotation ont été ajoutés afin d'éviter le basculement des poutres mixtes lors du chargement. Les deux vérins hydrauliques du banc de flexion ont été positionnés au point de chargement. Cependant afin de répartir le chargement d'une manière uniforme sur la largeur de la poutre mixte, des poutres en acier de profilé en 'HEA180' ont été posées sur la dalle de béton et sous les vérins hydrauliques tel que présenté sur la **Fig. 5.12.b** (leur poids est pris en compte dans la charge). La **Fig. 5.12.c** illustre en grand-angle le spécimen de poutre mixte installé dans le banc de flexion avec la disposition des vérins hydrauliques.

## 4.4 Procédure de chargement et instrumentalisation des spécimens

Le chargement des spécimens a été effectué dans un premier temps par une charge progressive d'un incrément de 20 kN jusqu'à la résistance élastique de la poutre mixte. Ensuite un chargement plus lent avec un incrément de 10 kN a été effectué jusqu'à la ruine de la poutre mixte, le chargement de la poutre mixte après la phase élastique était plus lent afin d'éviter une ruine brusque et brutale. A noter que pour chaque pas de chargement, les spécimens ont été examinés pour pouvoir identifier tout changement significatif s'y produisant lors de l'application de la charge.

L'analyse du comportement en flexion des spécimens de poutres mixtes nécessite la mesure de plusieurs données sur différentes positions de la poutre mixte. La charge, la flèche verticale, les déformations de la section transversale critique à des emplacements sélectionnés et le déplacement horizontal et vertical de la dalle de béton sont les paramètres les plus importants à mesurer tout au long des essais des poutres mixtes. Par conséquent l'installation de divers types d'instruments et d'équipements d'acquisition de données ont été installés sur les spécimens de poutre mixte.

### 4.4.1 Capteurs de déplacement

Dans ces tests, les capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transducer) ont été utilisés pour mesurer les déplacements horizontaux et verticaux de la poutre mixtes, à savoir :

- Trois capteurs LVDT (H1, H2 et H3) ont été installés horizontalement sur l'extrémité de la poutre mixte et le long de la longueur de cisaillement  $l_{cr}$  comme le montrent les **Fig. 5.13.a** et **Fig. 5.13.b**, dans le but de mesurer le glissement produit à l'interface acier-béton sur différentes positions
- Un autre capteur LVDT (V2) a été installé verticalement mais cette fois-ci sur l'extrémité de la poutre afin d'évaluer le soulèvement vertical de la dalle de béton (voir la **Fig. 5.13.b**).
- Deux capteurs LVDT (V1) ont été disposés sous la semelle de la poutre en acier à mi-portée afin de mesurer la flèche verticale maximale comme c'est illustré sur la **Fig. 5.13.c**.

La **Fig. 5.13.d** montre le schéma de la poutre mixte avec les différentes positions des capteurs LVDT. De même que pour les essais de push-out, les capteurs LVDT ont été connectés à une centrale d'acquisition de données 'Spyder-8' comme le montre la **Fig. 5.20.d**, pour l'enregistrement des valeurs de déplacements; et à l'aide du logiciel 'StrainSmart', l'acquisition des données des capteurs LVDT a été effectuée pour chaque pas de chargement. Pour ce qui concerne la charge appliquée sur les poutres mixtes, elle a été contrôlée grâce à la cellule de charge des vérins hydraulique reliés avec un ordinateur, et à l'aide du logiciel 'QuantX 4', la charge a été mesurée pour chaque pas de temps.



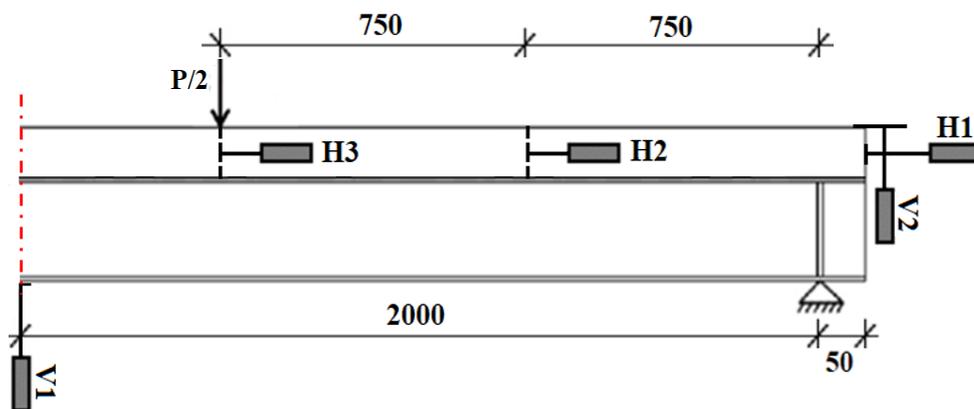
(a) Capteurs LVDT le long de la longueur de cisaillement  $l_{cr}$



(b) Capteurs LVDT sur l'extrémité.



(c) Capteurs LVDT à mi-travée.



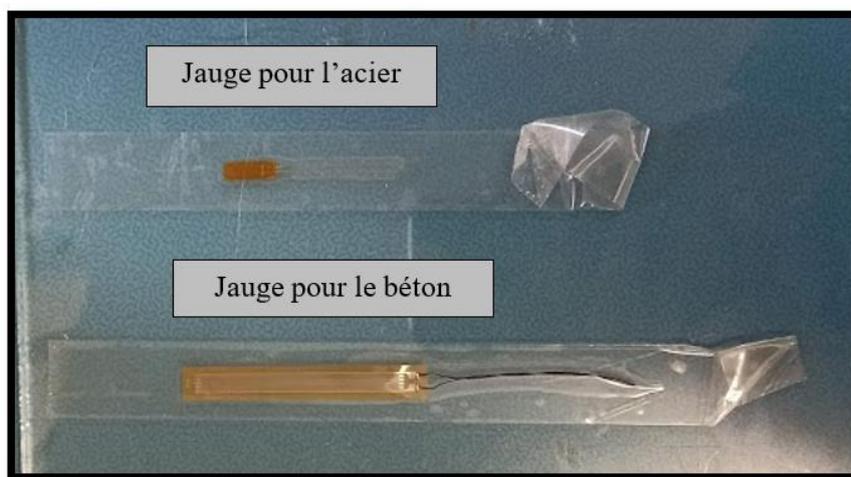
(d) Schéma de la poutre mixte avec les différentes positions des capteurs LVDT.

Figure 5.13 Installation de la poutre mixte dans le banc de flexion.

#### 4.4.2 Jauges de déformation

En plus des instruments de mesure de déplacement (LVDT), des jauges de déformation ont été utilisées pour mesurer la déformation (en compression et en traction) sur différents points de la section transversale critique des poutres mixte (dans ce cas c'est la section transversale de la mi-portée). La jauge de déformation est l'un des outils les plus importants de la technique de mesure électrique appliquée à la mesure de quantités mécaniques. Elles sont généralement fabriquées à partir d'une mince feuille métallique (quelques  $\mu\text{m}$  d'épaisseur) et d'un isolant électrique, que l'on traite comme un circuit imprimé (par lithographie et par attaque à l'acide).

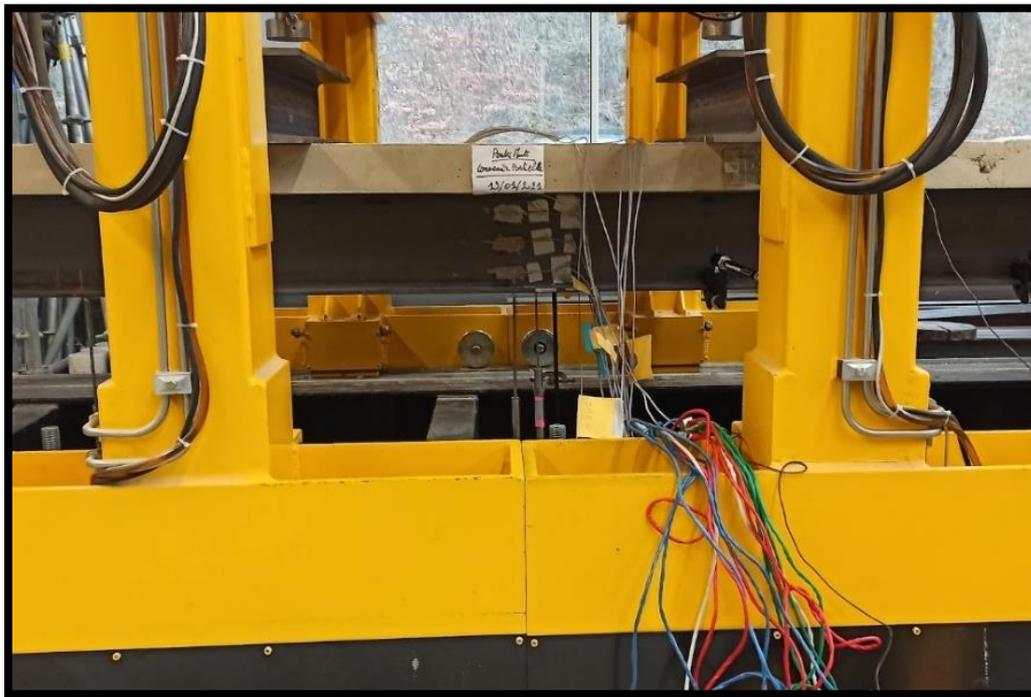
Comme leur nom l'indique, elles sont utilisées pour la mesure de déformation soit en compression par des valeurs de mesure négatives ou bien en traction par des valeurs de mesure positives. Les jauge de déformation avec une résistance de  $R=120\ \Omega$  spéciales pour les éléments métalliques ont été installées sur la poutre en acier, tandis que les jauge de déformation avec une résistance de  $R=450\ \Omega$  spéciales pour les éléments en béton ont été installées sur la dalle de béton (voir la **Fig. 5.14**). Les fiches techniques de ces jauges de déformation utilisées sont présentées dans l'**Annexe B**.



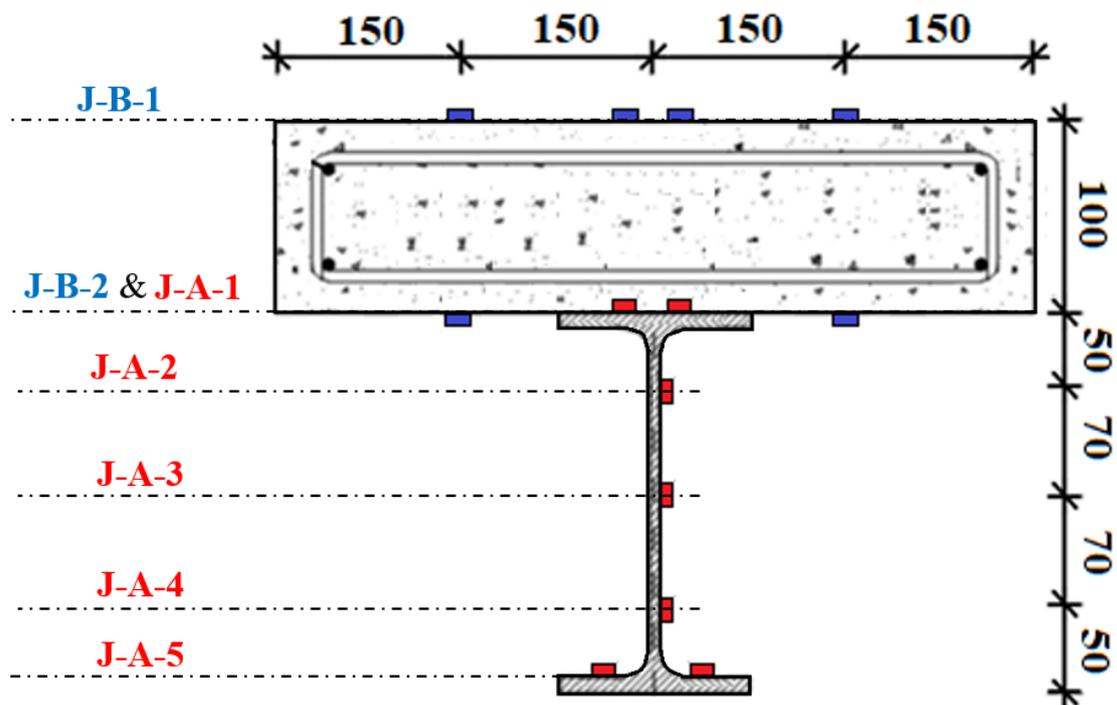
**Figure 5.14** Jauges de déformations pour l'acier et pour le béton

La variation et la distribution des déformations développées dans la dalle de béton et la poutre en acier des spécimens ont été mesurées en positionnant ces jauges de déformations sur différents points de la section transversale critique à mi-portée comme le montre la **Fig. 5.15.a**. Les positions des jauges de déformation sur la section transversale critique sont schématisées sur la **Fig. 5.15.b**.

Pour la section transversale de la dalle de béton : quatre jauges de déformation ont été collées sur la fibre supérieure 'Position **J-B-1**' et deux autres sur la fibre inférieure 'Position **J-B-2**'. Alors que pour la section transversale de la poutre en acier, un total de neuf jauges de déformation ont été collées : Deux sur la semelle supérieure 'Position **J-A-1**' (une protection spéciale des jauges noyées dans le béton a été effectuée pour assurer l'étanchéité contre l'eau de gâchage de béton comme illustré sur la **Fig. 5.16.f**); Trois sur la hauteur de l'âme de la poutre 'Positions **J-A-2**, **J-A-3** et **J-A-4**'; deux autres sur la semelle inférieure 'Position **J-A-5**'.



(a) Jauges de déformation installées à mi-travée de la poutre mixte.



(b) Position des jauges de déformation sur la section transversale de la poutre mixte.

Figure 5.15 Jauges de déformations sur les spécimens de poutre mixte.

La Fig. 5.16 montre des illustrations des différentes jauges de déformation collées sur la dalle de béton (Fig. 5.16.a-b) et la poutre en acier (Fig. 5.16.c-f).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

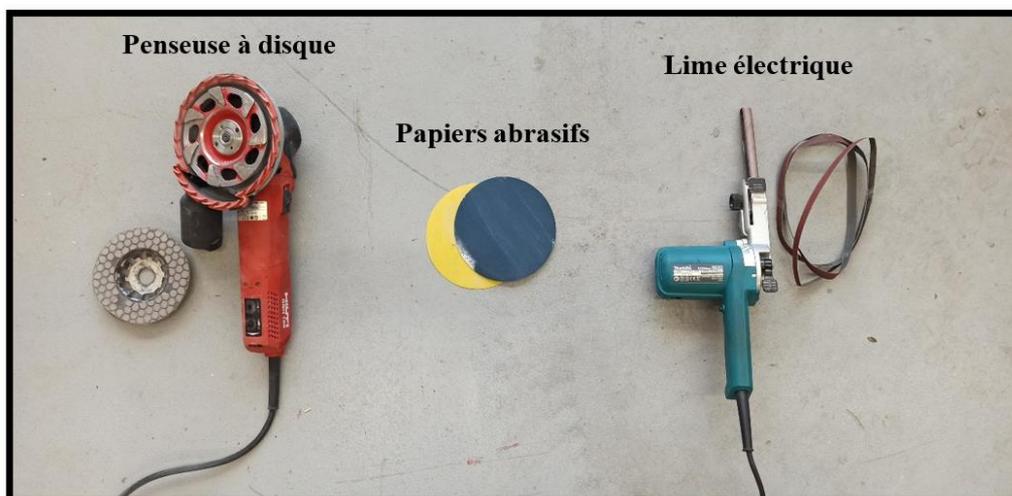
Figure 5.16 Illustrations des jauges de déformation collées sur le spécimen.

#### 4.4.3 Procédure d'installation des jauges de déformation

La surface hôte de la jauge de déformation doit être correctement préparée pour s'assurer que les déformations du béton ou de l'acier sont entièrement transmises à la jauge de déformation. Les produits et accessoires utilisés pour la préparation des surfaces sont illustrés sur la **Fig. 5.17.a**. Afin de rendre les surfaces plus lisse, une lime électrique, une ponceuse à disque et des papiers abrasifs, illustrés sur la **Fig. 5.17.b** ont été utilisés selon les besoins pour éliminer les irrégularités de surface et autour des zones d'installation de la jauge de déformation, comme il peut être observé sur la **Fig. 18.a** pour le cas de la poutre en acier.



(a) Les produits et accessoires pour le traitement des surfaces des jauges.



(b) Les appareils pour lisser les surfaces des jauges.

**Figure 5.17** Dispositifs utilisés pour la préparation des surfaces des jauges de déformations.

Contrairement à l'acier, il est à noter que le béton est considéré comme un matériaux poreux, par conséquent de la résine a été appliquée et étalée sur ces surfaces de jauges de la dalle de béton comme le montre la **Fig. 18.b**.



(a) Résine appliqué sur la surface du béton



(b) Abrasion de la surface d'acier



(c) Traitement chimique de la surface de la jauge

**Figure 5.18** Préparation des surfaces des jauges de déformations

Toutes les poussières libres ont été soigneusement éliminées par soufflage et brossage de ces surfaces à l'aide d'un agent dégraissant (l'Acétone). Ces surfaces à l'intérieur et autour de la zone de la jauge de déformation ont été encore traitées en appliquant un conditionneur (une solution légèrement acide) frotté sur la surface en utilisant des compresses (voir la **Fig. 5.18.c**). L'acidité des surfaces a ensuite été réduite en nettoyant la zone avec un neutralisant.

Les jauges ont ensuite été collées sur ces surfaces (**Fig. 5.19.a**) à l'aide d'une colle adhésive appropriée. Il est important de se référer au manuel d'utilisation pour connaître le temps de durcissement nécessaire de la colle adhésive (dans notre cas c'était 24h). Une fois que la jauge de déformation a bien été collée sur les surfaces des éléments (voir la **Fig. 5.19.b**), les circuits de la jauge ont été connectés par le fer à souder comme le montre la **Fig. 5.19.c**.

Ensuite, deux couches de protection ont été appliquées sur les jauges : la première couche était un produit séchant à l'air pour protéger les jauges en feuille métallique de l'humidité; la seconde couche était de la résine étalée sur toute la zone de la jauge pour une protection complète (Fig. 5.19.d).



(a) Collage de la jauge sur la surface traitée.



(b) Jauge collé sur la surface traitée.



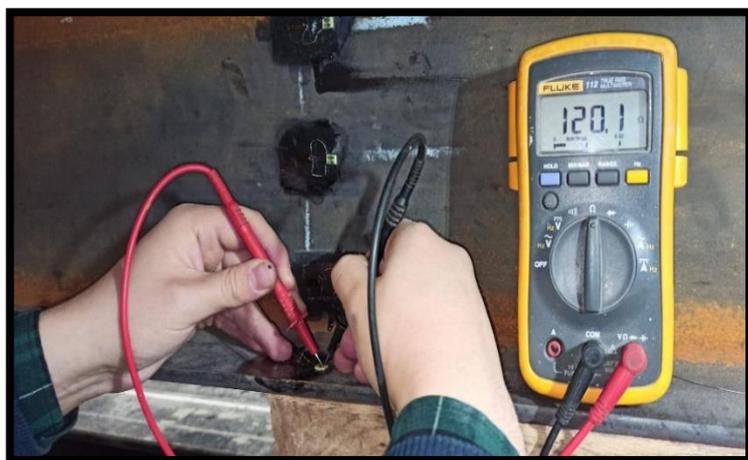
(c) Soudure des circuits de la jauge



(d) Résine appliqué sur la jauge

**Figure 5.19** Installation des jauges de déformations sur les surfaces traitées.

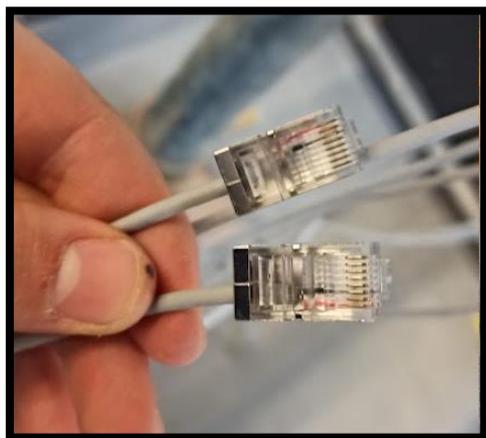
Une vérification de la résistance du courant a été faite sur les jauges installées à l'aide d'un ampèremètre comme c'est illustré sur la Fig. 5.20.a, en effet, la résistance de la jauge de déformation de l'acier doit être de  $R=120 \Omega$  et celle du béton de  $R=450 \Omega$ . Enfin, les jauges de déformation ont été soudées avec des câbles électriques équipés d'un connecteur RJ45 (voir la Fig. 5.20.b-c) pour une connexion ultérieure à la centrale d'acquisition 'Spyder-8' des données, présentée sur la Fig. 5.20.d. La Fig. 5.20.e présente en grand-angle l'essai de poutre mixte dans le banc de flexion avec toute l'instrumentalisation utilisées.



(a) Vérification de la résistance de la jauge



(b) Jauges connectées à des câbles électriques



(c) connecteur RJ45 des câbles électriques



(d) Centrale d'acquisition des données 'Spyder-8'.



(e) Vue général de l'essai de poutre mixte.

Figure 5.20 Connexion des jauges de déformation à la centrale d'acquisition de données.

## 5. Résultats des essais de poutre mixte

Les résultats obtenus par les essais effectués sur les deux spécimens de poutre mixte (avec connexion complète ‘PM-CC’ et avec connexion partielle de 50% ‘PM-CP’) ont été rapportés dans cette présente section. L’évolution de la charge avec la flèche verticale, le glissement horizontal et le soulèvement vertical entre la dalle de béton et la poutre en acier ainsi que les déformations en des points sélectionnés sur les sections transversales critiques des poutres mixtes testées expérimentalement ont été utilisées pour analyser leur comportement. En outre, les modes de ruine des spécimens ont également été analysés.

### 5.1 Courbe charge-Flèche

Les courbes de l’augmentation de la charge avec la flèche (courbes charge-flèche) permettent d’évaluer le comportement en flexion des deux spécimens de poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA en connexion complète et en connexion partielle en terme de résistance et de capacité de flèche (ductilité).

#### 5.1.1 Poutre mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’

La Fig. 5.21 présente la relation charge-flèche à mi-portée du spécimen de poutre mixte avec une connexion complète ‘PM-CC’.

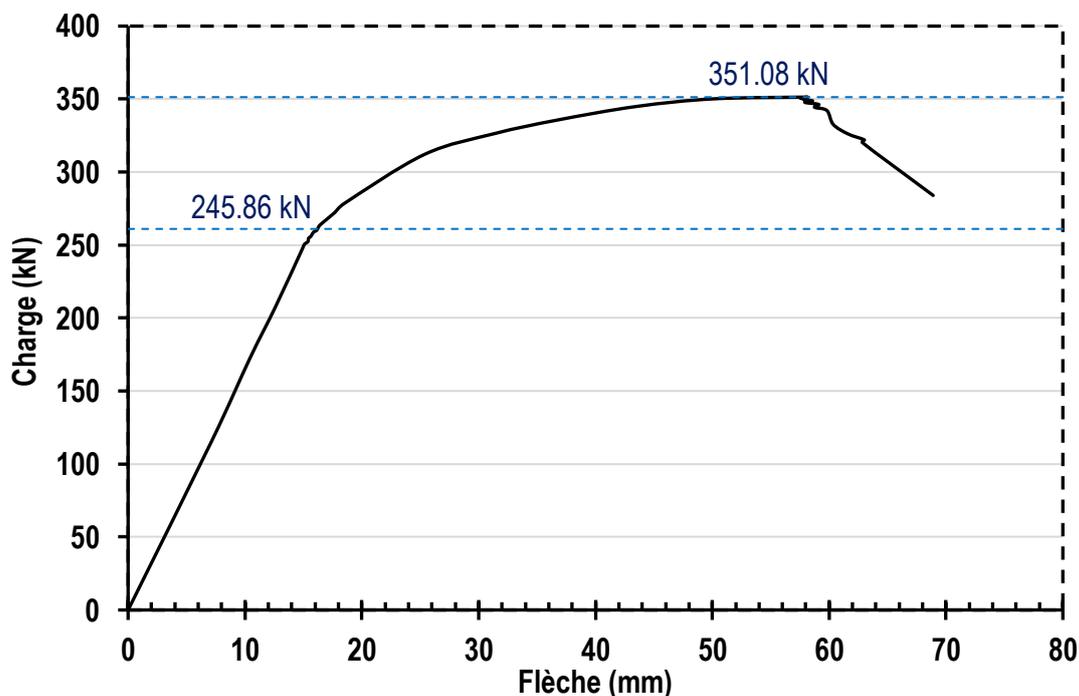


Figure 5.21 Courbe charge-flèche du spécimen ‘PM-CC’.

Il peut être constaté que pendant le chargement, la poutre mixte 'PM-CC' passe par deux phases consécutives, à savoir une phases élastique suivie d'une phase plastique :

(a) **La phase élastique :** Dans un premier temps, la charge et la flèche évolues proportionnellement avec une rigidité constante jusqu'à une valeur maximale notée charge élastique maximale de valeur égale à  $P_{el,CC,test} = 245.86 \text{ kN}$ , la flèche atteinte à ce stade de chargement est égale à  $f_{el,CC,test} = 14.62 \text{ mm}$ . Il est à noter qu'aucun endommagement de la dalle de béton ou de la poutre en acier n'a été observé durant cette phase de chargement.

(b) **La phase plastique :** En dépassant la charge élastique maximale, le comportement devient non-linéaire, en effet, l'augmentation de la charge avec la flèche est accompagnée d'une diminution progressive de la rigidité en flexion, indiquant ainsi la plastification des éléments structurales (la dalle de béton et la poutre en acier). La charge plastique maximale atteinte est égale à  $P_{Pl,CC,test} = 351.08 \text{ kN}$  et la flèche correspondante est de  $f_{Pl,CC} = 60.17 \text{ mm}$ , sachant qu'en atteignant ses valeurs, la ruine de la poutre mixte 'PM-CC' s'est produite immédiatement.

### 5.1.2 Poutre mixte avec la connexion partielle PM-CP

La Fig. 5.22 présente la courbe charge-flèche à mi-portée du spécimen de poutre mixte avec une connexion partielle de  $\eta = 0.5$  'PM-CP'.

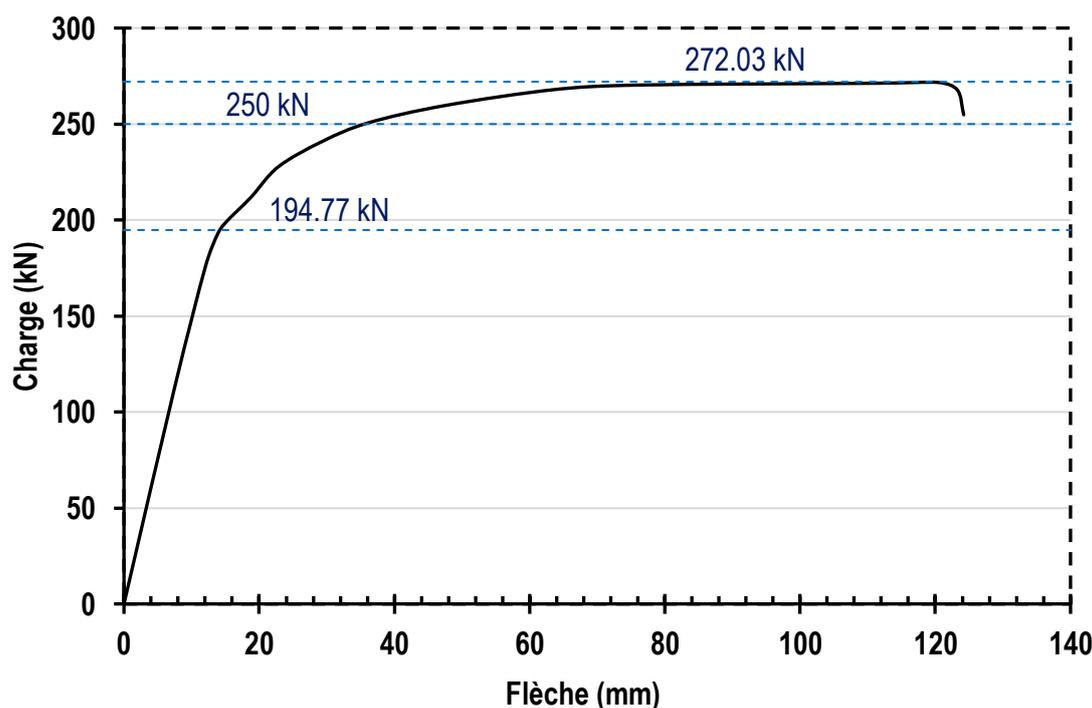


Figure 5.22 Courbe charge-flèche du specmen 'PM-CP'.

Il peut être observé que le comportement de la poutre ‘PM-CP’ passe également par une phase élastique et une phase plastique, cependant deux charges critiques sont identifiées au cours de la phase plastique :

(a) **La phase élastique :** La charge augmente linéairement avec la flèche jusqu’à l’affranchissement de la charge élastique maximale égale à  $P_{el,CP,test} = 194.77 \text{ kN}$  et la flèche élastique correspondante est de  $f_{el,CP,test} = 14.66 \text{ mm}$ . Il peut être constaté que la flèche élastique de ‘PM-CP’ de degrés de connexion  $\eta = 0.5$  est très proche à celle de ‘PM-CC’, ceci confirme l’hypothèse indiquée par l’EC4 [45] qui consiste à négliger l’influence d’une interaction partielle sur la flèche si le degré de connexion est supérieur ou égale à  $\eta = 0.5$ .

(b) **La phase plastique :** La charge augmente avec une réduction continue de la rigidité (du fait de la plastification graduelle des éléments structurelles) jusqu’à deux charges critique consécutives à savoir :

- **La charge de l’initiation de fissures** égale à  $P_{fiss} = 250 \text{ kN}$ , où des fissures commencent à apparaître sur la face inférieure de la dalle de béton à mi-travée (voir la Fig. 5.31 dans la Section 5.4). Ce qui indique que la dalle de béton n’est pas complètement soumise à la compression comme pour le cas de la poutre mixte ‘PM-CC’ mais qu’il y a bien une partie tendue.
- **La charge plastique maximale** égale à  $P_{Pl,CP,test} = 272.03 \text{ kN}$ , qui nous permet de constater qu’avec un degré de connexion de  $\eta = 0.5$ , la résistance plastique de la poutre mixte est réduite d’environ 29 % à celle avec la connexion complète ‘PM-CC’ ( $P_{Pl,CC,test} = 351.08 \text{ kN}$ ). Cependant contrairement à PM-CC, la flèche de la poutre mixte ‘PM-CP’ poursuivait son augmentation sur ce niveau de chargement ( $P_{Pl,CP,test} = 272.03 \text{ kN}$ ) jusqu’à une valeur de  $f_{Pl,CP} = 123.72 \text{ mm}$ . Par conséquent, il peut être déduit que le nombre réduit de connecteur disposé à l’interface rend le comportement de la poutre mixte plus ductile.

### 5.1.3 Comparaison entre les résultats expérimentaux et analytiques

Une comparaison peut être faite entre les résultats obtenues par ces essais expérimentaux et le calcul analytique établi auparavant dans la Section 3 dans ce chapitre (voir le Tableau 5.4). Dans laquelle, les méthodes de conception et de dimensionnement des poutres mixte proposées par le règlement européen « Eurocode 4 » [45] et Algérien « D.T.R-BC-2.4.10 » [47] ont été utilisées pour déterminer les résistances élastique et plastique à l’ELU des deux spécimen ‘PM-CC’ et ‘PM-CP’, ainsi que leurs flèches maximales à mi-travée à l’ELS.

Il peut être constaté dans le Tableau 5.4 que les différences entre les valeurs de résistances expérimentales et analytiques des deux spécimens de poutre mixte (‘PM-CC’ et ‘PM-CP’) ne dépasse pas les 7%. Toutefois, on note une différence non négligeable entre les flèches expérimentales et analytiques pour la PM-CC (15%), qui peut être due à l’effet d’échelle de la portée et des dimensions de la poutre mixte.

Par conséquent, il peut être déduit que les méthodes analytiques utilisées sont applicables pour les poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA et elle permettent de donner une prédiction satisfaisante aussi bien pour la connexion complète que pour connexion partielle.

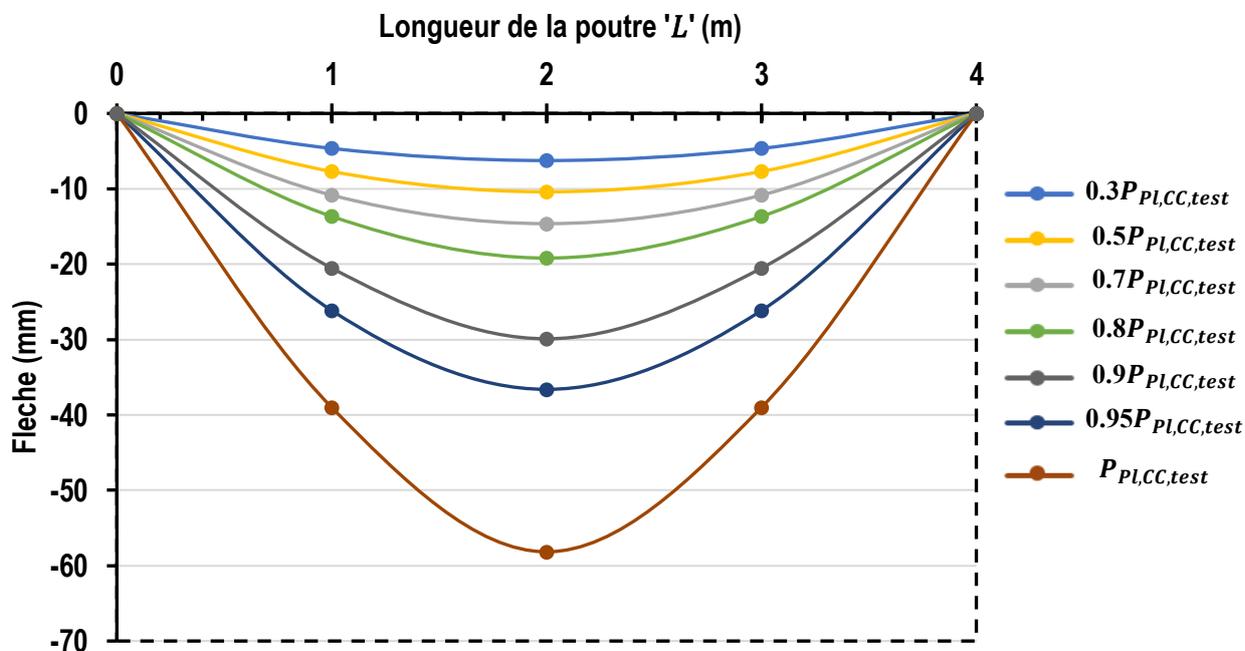
Spécimen	PM-Connexion complète		
	Résistance plastique	Résistance élastique	Flèche élastique
Résultats	$P_{Pl,CC}$ (kN)	$P_{el,CC}$ (kN)	$f_{el,CC}$ (mm)
Essai Expérimental	351.08	245.86	14.62
Calcul analytique	328.87	252.41	12.68
Ratio (Test/Calcul)	1.07	0.97	1.15
Spécimen	PM-Connexion partielle		
	Résistance plastique	Résistance élastique	Flèche élastique
Résultats	$P_{Pl,CP}$ (kN)	$P_{el,CP}$ (kN)	$f_{el,CP}$ (mm)
Essai Expérimental	272.03	194.77	14.66
Calcul analytique	253.79	205.09	15.75
Ratio (Test/Calcul)	1.07	0.95	0.93

Tableau 5.4 Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux

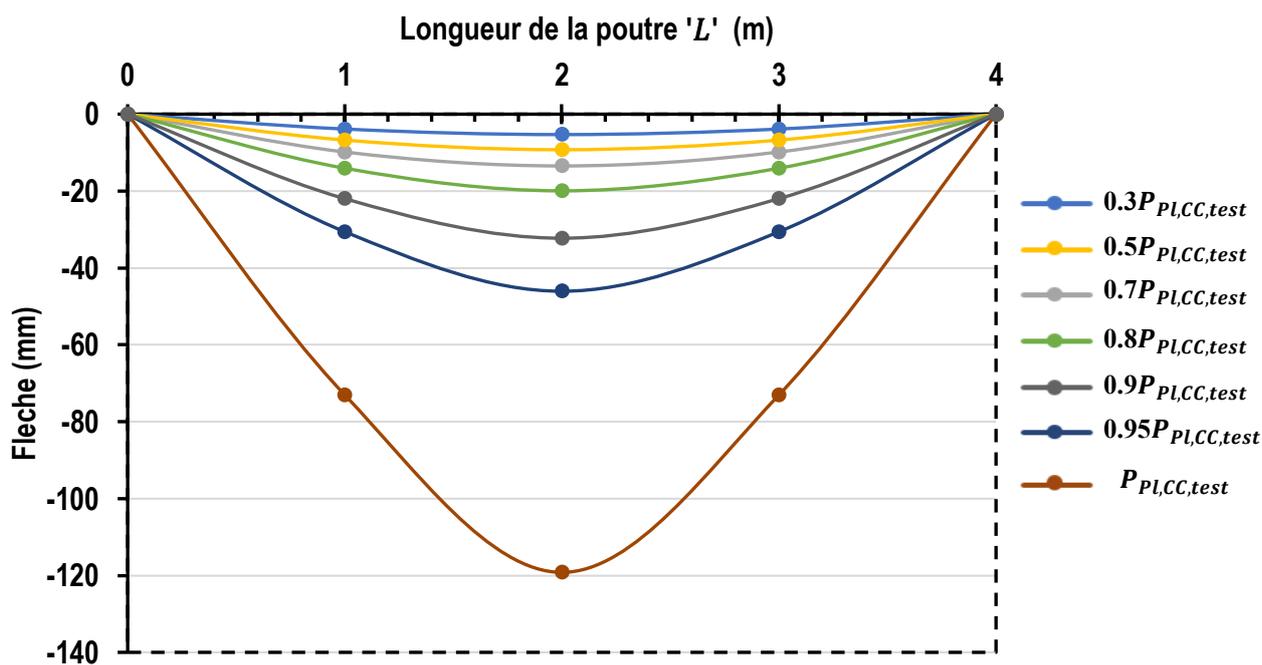
#### 5.1.4 Evolution de la flèche et de la rigidité en flexion

La flèche des poutres mixtes testées a été mesurée par les capteurs LVDT en 2 points ( $L/4$  et  $L/2$ ). Etant donné que les poutres étaient simplement appuyées et que les charges appliquées sont symétriques, la flèche au point  $L/4$  est supposée égale à celle du point  $3L/4$ . L'évolution des déplacements verticaux mesurés (flèches) au cours des essais avec l'augmentation des charges de la poutre mixte avec la connexion complète et celle avec la connexion partielle sont représentée sur les Fig. 5.23.a et Fig. 5.23.b, respectivement.

Le comportement mécanique de la poutre mixte avec une connexion partielle 'PM-CP' est plus ductile que celle avec la connexion complète 'PM-CC', en constatant que la flèche maximale de 'PM-CP' enregistrée à  $L/2$  était deux fois plus élevée au niveau de la charge ultime plastique par rapport à celle de 'PM-CC'. De plus, une très grande différence de flèche est notée entre  $0.95P_{Pl,CP,test}$  et  $P_{Pl,CP,test}$  pour 'PM-CP' par rapport au cas de 'PM-CC'.



(a) Evolution de la fleche à mi-porté du spécimen 'PM-CC'.



(b) Evolution de la fleche à mi-porté du spécimen 'PM-CP'.

Figure 5.23 Evolution de la flèche à mi-porté des deux spécimens de poutre mixte.

Grâce à la flèche mesurée par les capteurs LVDT, il est possible d'estimer la rigidité en flexion  $(E.I)_{Test}$  des poutres mixtes soumises à la flexion à 4 points pendant l'essai par la transformation de l'expression de la flèche (l'Eq. 5.33). Les résultats des rigidités en flexion à certains niveaux de chargement sont présentés dans le **Tableau 5.5**.

$$f_{\frac{L}{2},Test} = \frac{P_{Test} \cdot l_{cr}}{48 \cdot (E.I)_{Test}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2) \quad (5.33)$$

$$\rightarrow (E.I)_{Test} = \frac{P_{Test} \cdot l_{cr}}{48 \cdot f_{L/2,Test}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2)$$

Spécimen	PM-Connexion complète		
Niveau de chargement	Charge $P_{Test,cc}$ (kN)	Flèche $f_{\frac{L}{2},Test,cc}$ (mm)	Rigidité en flexion $(E.I)_{Test,cc}$ (MN.m <sup>2</sup> )
0.3 $P_{Pl,CC,test}$	105.26	6.25	20.53
0.5 $P_{Pl,CC,test}$	175.44	10.4	20.56
0.7 $P_{Pl,CC,test}$	245.61	14.62	20.47
0.8 $P_{Pl,CC,test}$	280.7	15.66	18.10
0.9 $P_{Pl,CC,test}$	315.79	18.9	12.87
0.95 $P_{Pl,CC,test}$	333.34	23.2	10.36
$P_{Pl,CC,test}$	350.88	29.9	7.36
Spécimens	PM-Connexion partielle		
Niveau de chargement	Charge $P_{Test,cp}$ (kN)	Flèche $f_{\frac{L}{2},Test,cp}$ (mm)	Rigidité en flexion $(E.I)_{Test,cp}$ (MN.m <sup>2</sup> )
0.3 $P_{Pl,CP,test}$	81.62	5.31	18.73
0.5 $P_{Pl,CP,test}$	136.03	9.25	17.92
0.7 $P_{Pl,CP,test}$	190.44	13.47	17.23
0.8 $P_{Pl,CP,test}$	217.65	19.94	13.30
0.9 $P_{Pl,CP,test}$	244.85	32.27	9.25
0.95 $P_{Pl,CP,test}$	258.46	46.06	6.84
$P_{Pl,CP,test}$	272.06	117.95	2.81

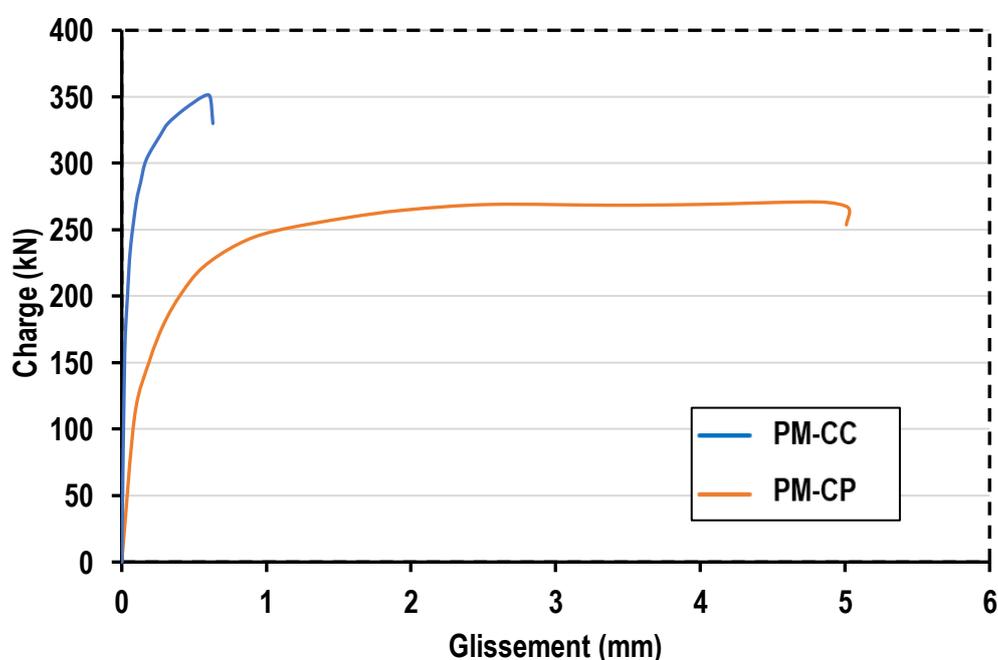
**Tableau 5.5** Evolution de la rigidité en flexion des deux specimens de poutre mixte.

Il peut être observé que les deux poutres mixtes (avec connexion complète ou partielle) ne présentent pas une variation considérable de la rigidité en flexion du début du chargement jusqu'au niveau de  $0.7P_{Pl,test}$ . Car dans cette partie de chargement, les poutres sont toujours dans leur phase élastique dans laquelle la rigidité en flexion initiale est considérée constante.

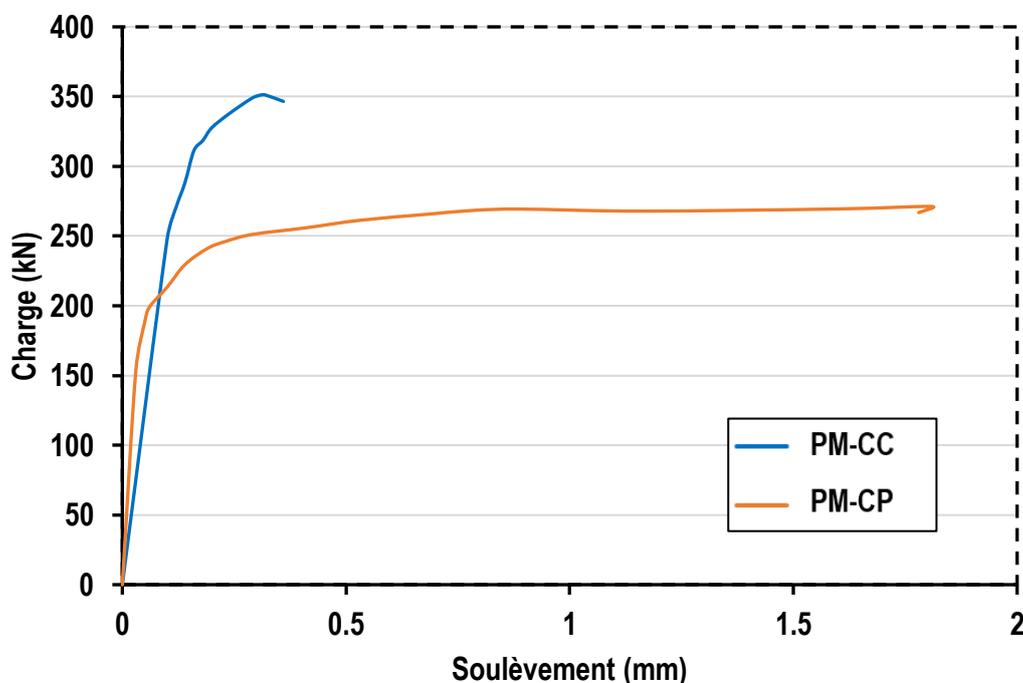
En dépassant la charge élastique maximale ( $0.7P_{Pl,test}$ ), la rigidité en flexion diminue significativement pendant l'essai jusqu'à la charge plastique maximale  $P_{Pl,test}$ . Cela est dû à la plastification voir même l'endommagement des éléments structuraux des poutres mixtes testées (c.-à-d. la poutre en acier et la dalle de béton). Par ailleurs, on observe aussi que le degré de connexion a une influence sur la rigidité en flexion de la poutre mixte (plus significative dans la phase plastique). En effet en comparant le spécimen 'PM-CC' avec le spécimen 'PM-CP', une diminution de la rigidité en flexion est constatée d'environ 18.8% ( $20.47-17.23/17.23$ ) au stade de la charge élastique ( $0.7P_{Pl,test}$ ) et d'environ 161.9% ( $7.36-2.81/2.81$ ) au stade de la charge plastique maximale  $P_{Pl,test}$ .

## 5.2 Courbes charge-glissement et charge-soulèvement

La Fig. 5.24.a et la Fig. 5.24.b montrent respectivement les courbes charge-glissement et charge-soulèvement les deux spécimens de poutre ('PM-CC' et 'PM-CP'). Sachant que les déplacements ont été mesurés par les capteurs LVDT présentés sur les Fig. 5.13.a-b dans la Section 4.4.1 de ce chapitre. Cependant, il convient de noter que les glissements mesurés par les capteurs LVDT sur différentes positions le long de la longueur critique  $l_{cr}$  ont des valeurs quasiment identiques. De ce fait, uniquement le glissement mesuré sur l'extrémité des spécimens est pris en considération.



(a) Courbes charge-glissement des deux spécimens 'PM-CC' et 'PM-CP'.



(b) Courbes charge-soulèvement des deux spécimens 'PM-CC' et 'PM-CP'.

**Figure 5.24** Courbes charge-glissement et charge-soulèvement de 'PM-CC' et 'PM-CP'.

Comme mentionné précédemment dans la **Section 5.1**, les deux poutres mixtes passent par une phase élastique suivie d'une phase plastique. Par conséquent, à travers les deux courbes charge-glissement et charge-soulèvement (La **Fig. 5.24.a** et la **Fig. 5.24.b**), le glissement et le soulèvement sont analysés au niveau de la charge élastique maximale et la charge plastique maximale :

**(a) La phase élastique :** Il peut être observé que pour le cas de la poutre mixte avec la connexion complète 'PM-CC', le glissement ' $\delta_{el,CC}$ ' et le soulèvement ' $S_{el,CC}$ ' produits à l'interface sont quasiment nuls ( $\delta_{el,CC} = 0,07 \text{ mm}$  et  $S_{el,CC} = 0,03 \text{ mm}$ ) au moment où la charge élastique maximale  $P_{el,CC,test} = 245,86 \text{ kN}$  est atteinte. Alors que pour le cas de la poutre mixte avec la connexion partielle 'PM-CP', le glissement est plus grand avec une valeur de  $\delta_{el,CP} = 0,41 \text{ mm}$  mais le soulèvement reste presque nul avec  $S_{el,CC} = 0,06 \text{ mm}$  lorsque la charge élastique maximale  $P_{el,CC,test} = 194,77 \text{ kN}$ . Ceci montre qu'avec un nombre suffisant de connecteurs OMEGA disposés à l'interface, la combinaison entre le dalle de béton est quasi parfaite. Ce qui n'est pas le cas lorsque le nombre de connecteurs est réduit, en constatant la production d'un glissement entre les deux matériaux. Ceci explique la diminution de la rigidité initiale en flexion constatée avec la connexion partielle par rapport à la connexion complète. Cependant, le soulèvement dans la phase élastique ne présente aucun effet sur la connexion comme il a été déjà déduit par les chercheurs [63-65].

(b) **La phase plastique** : Lorsque la poutre mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’ atteint la charge plastique maximale ( $P_{Pl,CC,test} = 351.08 \text{ kN}$ ), il est constaté que le glissement et le soulèvement mesurés à l’interface ont été légèrement augmentés par rapport au stade de la charge élastique maximale, avec une valeur du glissement de  $\delta_{Pl,CC} = 0.61 \text{ mm}$  et de soulèvement de  $S_{Pl,CC} = 0.25 \text{ mm}$ . En revanche, pour la poutre mixte avec la connexion partielle ‘PM-CP’, une augmentation considérable et continue du glissement et du soulèvement à l’interface a été enregistrée au moment de la charge plastique maximale ( $P_{Pl,CP,test} = 272.03 \text{ kN}$ ). En effet, le glissement maximale atteint est de  $\delta_{Pl,CC} = 5.07 \text{ mm}$  et le soulèvement maximale atteint est de  $S_{Pl,CC} = 1.81 \text{ mm}$  à la ruine. La **Fig. 5.25** illustre la forte séparation engendrée avec la connexion partielle entre la dalle de béton et la poutre en acier par rapport au cas de la connexion complète. Ces résultats montrent que les connecteur OMEGA se sont déformés plastiquement par cisaillement et traction à l’interface lorsque la connexion partielle a été employée (en raison de leur nombre insuffisant), ce qui n’est pas le cas des connecteurs OMEGA utilisés dans la connexion complète.



(a) Cas de la connexion complète ‘PM-CC’.



(b) Cas de la connexion partielle ‘PM-CP’.

**Figure 5.25** Séparation entre la dalle de béton et la poutre en acier des deux spécimens.

En résumé, l’usage d’un nombre réduit de connecteur à l’interface engendre une dislocation entre la dalle de béton et la poutre en acier par la présence de glissement et de soulèvement de la dalle, qui font réduire la capacité portante de la poutre mixte comme il a été constaté dans cette étude. Cependant, les connecteurs disposés à l’interface doivent être assez ductile pour que les poutres mixtes atteignent leur résistance sans que la ruine ne se produit à l’interface. Ce fut le cas des connecteur OMEGA ‘OCAL-(3x50)’ utilisés, en permettant aux poutres mixtes testées d’attendre leurs résistance plastique maximale, et cela même avec un degré de connexion minimum de  $\eta = 0.5$ .

### 5.3 Déformations sur les sections transversales à mi-travée

Les déformations du béton de la dalle et de l'acier de la poutre métallique ont été mesurées sur différentes positions à mi-travée des poutres mixtes. La **Fig. 5.15** montre les emplacements et les notations des jauges de déformation sur la section transversale des poutres mixtes. Cependant en raison de leur grand nombre, il convient de noter que certaines jauges de déformation ont été considérées dans cette étude.

Dans l'analyse des déformations, il est intéressant de préciser le moment où les matériaux atteignent leurs contraintes de résistance (la limite élastique  $f_y$  pour la poutre en acier et résistance à la compression  $f_c$  pour la dalle de béton). Pour cela, la déformation de traction  $\varepsilon_a$  qui correspond à la limite élastique  $f_y$  de l'acier de la poutre IPE240 égale à  $\varepsilon_a = 1876.2$  (définie par la loi de comportement de IPE240 présentée dans la **Section 4.2**), et la déformation de compression  $\varepsilon_b$  au niveau de la résistance à la compression  $f_c$  du béton de la dalle égale à  $\varepsilon_b = 2000.8$  (estimée par l'**Eq. 5.34** où  $f_c = 29.6 \text{ MPa}$ ) sont pris comme des déformations critiques pour que les matériaux atteignent leurs contraintes de résistance.

$$\varepsilon_b = 0.7(f_c)^{0.31} \quad (5.34)$$

#### 5.3.1 Cas de la poutre mixte avec la connexion complète 'PM-CC'

La **Fig. 5.26** illustre les relations charge-déformation à plusieurs profondeurs de la section transversale à mi-portée obtenues sur les poutres mixtes avec la connexion complète 'PM-CC'. L'analyse de cette courbe est établie dans la phase élastique et dans la phase plastique.

**(a) Phase élastique :** Il peut être observé qu'au niveau de la charge élastique maximale  $P_{el,CC,test} = 245.86 \text{ kN}$ , les valeurs de déformation ne dépassent pas encore les valeurs critiques ( $\varepsilon_a = 1876.2$  et  $\varepsilon_b = 2000.8$ ), du fait que la poutre mixte est toujours dans sa phase élastique. La dalle de béton est complètement comprimée (en enregistrant des valeurs négatives de déformation sur toute la hauteur de la section de la dalle) alors que la poutre en acier avait une partie comprimée et une partie tendue (en mesurant des valeurs négatives de déformation sur la semelle supérieure et des valeurs positives sur une partie de l'âme et sur la semelle inférieure).

La **Fig. 5.27.a** illustre les valeurs de déformation sur la hauteur de la section transversale lorsque la charge est égale à  $P_{el,CC,test}$ . Il peut être noté que la répartition des déformations est quasi linéaire sur la section transversale, et que l'axe neutre élastique 'A.N.E' (qui sépare la partie comprimée de la partie tendue) se situe dans l'âme de la poutre en acier à  $Z_{el,CC,test} = 112.6 \text{ mm}$  de la fibre supérieure de la dalle de béton. Il peut être constaté que cette valeur se rapproche de la cote de l'A.N.E déterminé dans l'étude analytique ( $Z_{el,CC,th} = 106.17 \text{ mm}$ ) par le principe de la section équivalente en acier comme présenté dans la **Section 3.2.3**.

**(b) Phase Plastique :** Au-delà de la charge élastique maximale, la poutre mixte ‘PM-CC’ entre dans sa phase plastique en observant que les valeurs de déformation augmentent jusqu’à ce qu’ils dépassent les déformations critiques de l’acier et du béton ( $\varepsilon_a = 1876.2$  et  $\varepsilon_b = 2000.8$ ). Ainsi, la limite élastique  $f_y$  de la poutre en acier et la résistance à la compression du béton dans la dalle  $f_c$  sont atteintes, plus précisément sur la fibre supérieure du béton (position **J-B-1**) et sur la partie inférieure de la poutre en acier (les positions **J-A-4** et **J-A-5**). Ensuite, les déformations continuent d’augmenter jusqu’à ce que la charge plastique maximale soit atteinte ( $P_{Pl,CC,test} = 351.08 \text{ kN}$ ).

La **Fig. 5.27.b** présente les valeurs finales de déformation sur la hauteur de la section transversale à  $P_{el,CC,test}$ . La répartition des déformations est toujours linéaire sur la section transversale, ce qui montre bien que les connecteur OMEGA ont bien assuré la connexion complète à l’interface et que les deux matériaux travaillent en commun. Cependant, la position de l’axe neutre a changée en raison de la plasticité des deux matériaux, la cote de cette axe neutre plastique (A.N.P) par rapport à la fibre supérieure du béton est de  $Z_{Pl,CC,test} = 87.7 \text{ mm}$ . En comparant cette valeur de la cote de l’A.N.P avec celle obtenue par le calcul analytique dans la **Section 3.2.1** ( $Z_{Pl,CC,th} = 94.6 \text{ mm}$ ), il peut être déduit que les valeurs sont proche et donc la méthode rigide plastique est bien applicable dans notre cas.

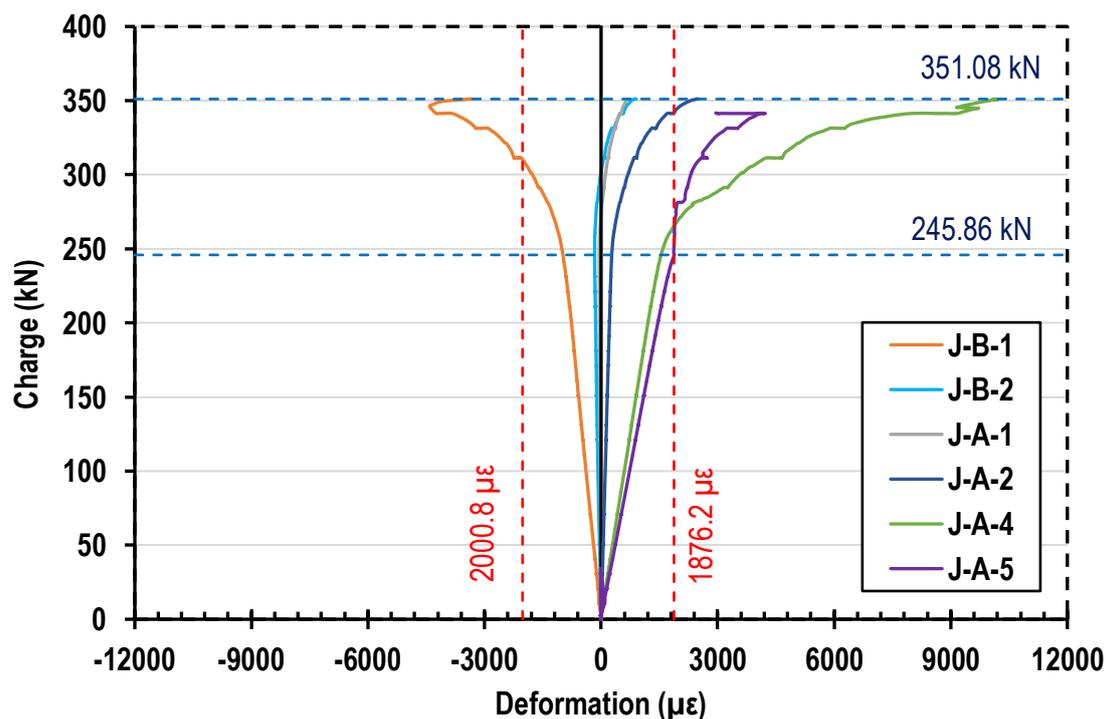
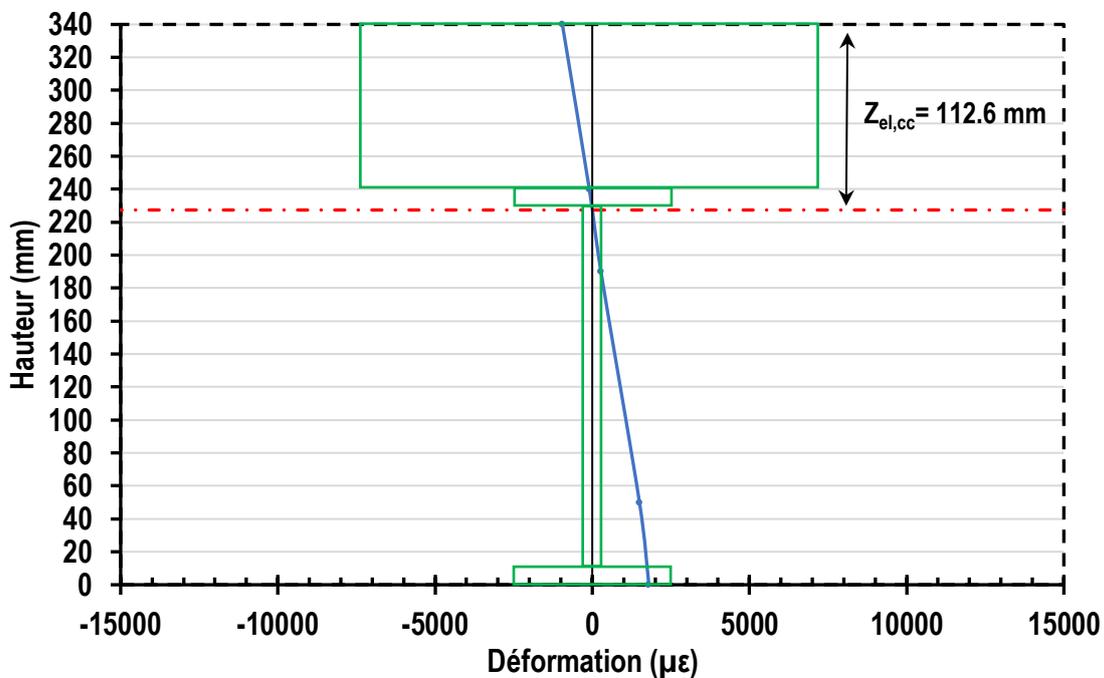
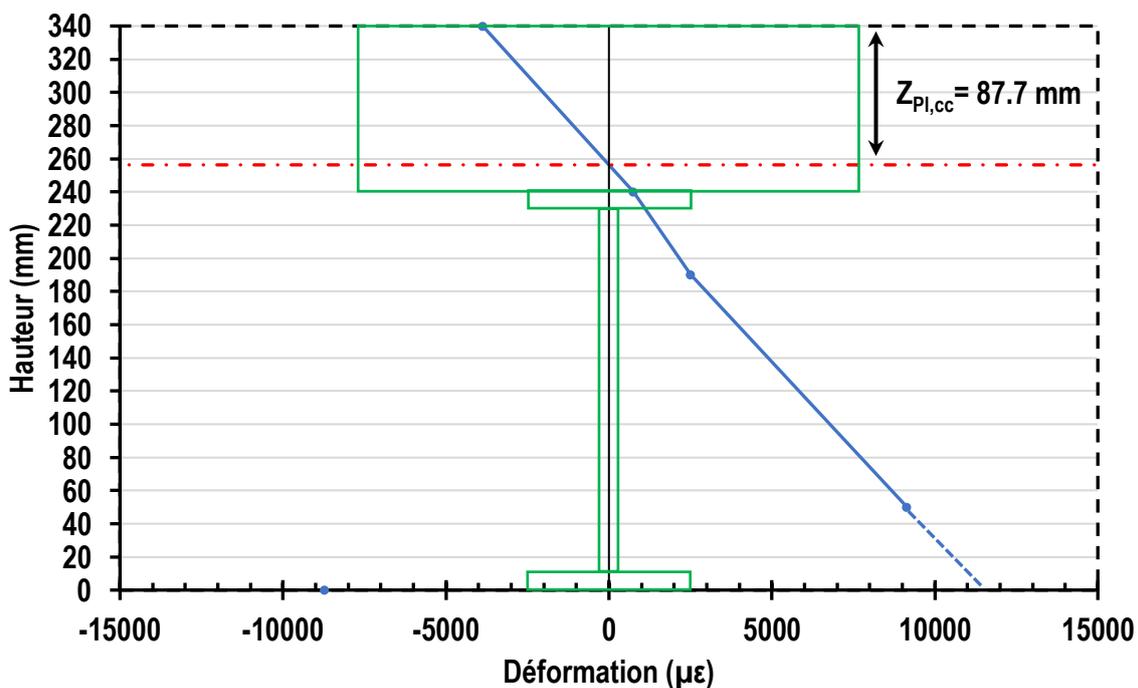


Figure 5.26 Evolution des déformations de la section transversale du spécimens ‘PM-CC’.



(a) Au niveau de la charge élastique maximale  $P_{el,CC,test}$ .



(b) Au niveau de la charge plastique maximale  $P_{Pl,CC,test}$ .

Figure 5.27 Déformations sur la hauteur de la section transversale du spécimen ‘PM-CC’

### 5.3.2 Cas de la poutre mixte avec la connexion partielle ‘PM-CP’

Pour ce qui concerne la poutre mixte avec la connexion partielle ‘PM-CP’, la Fig. 5.28 illustre les courbes charge-déformation obtenus par les jauges de déformation installées sur la section transversale à mi-portée.

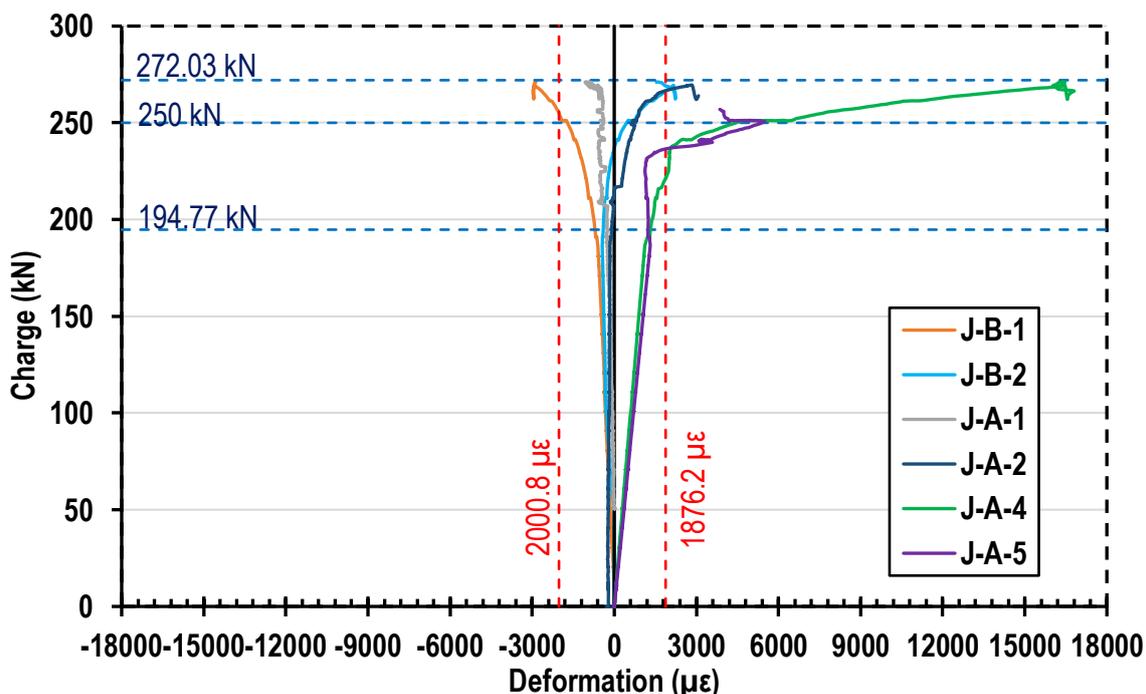


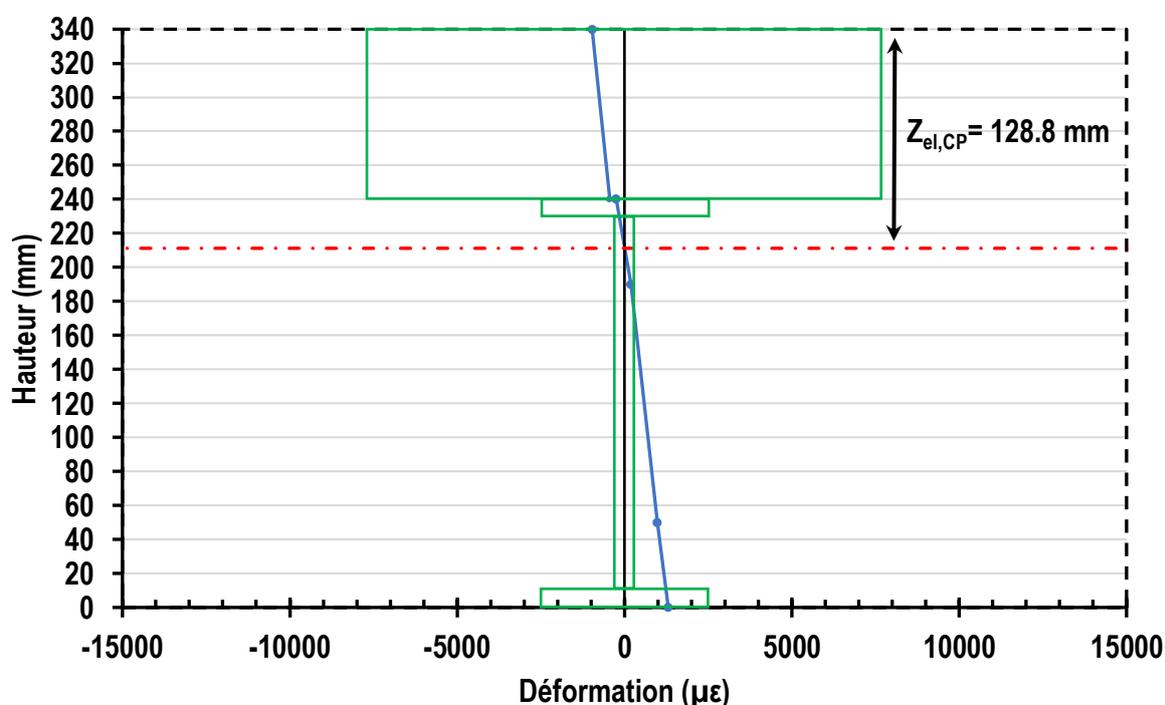
Figure 5.28 Evolution des déformations de la section transversale des spécimens ‘PM-CP’.

Dans cette section, les investigations sont également présentées en deux phases consécutives du comportement de la poutre mixte, à savoir la phase élastique et la phase plastique.

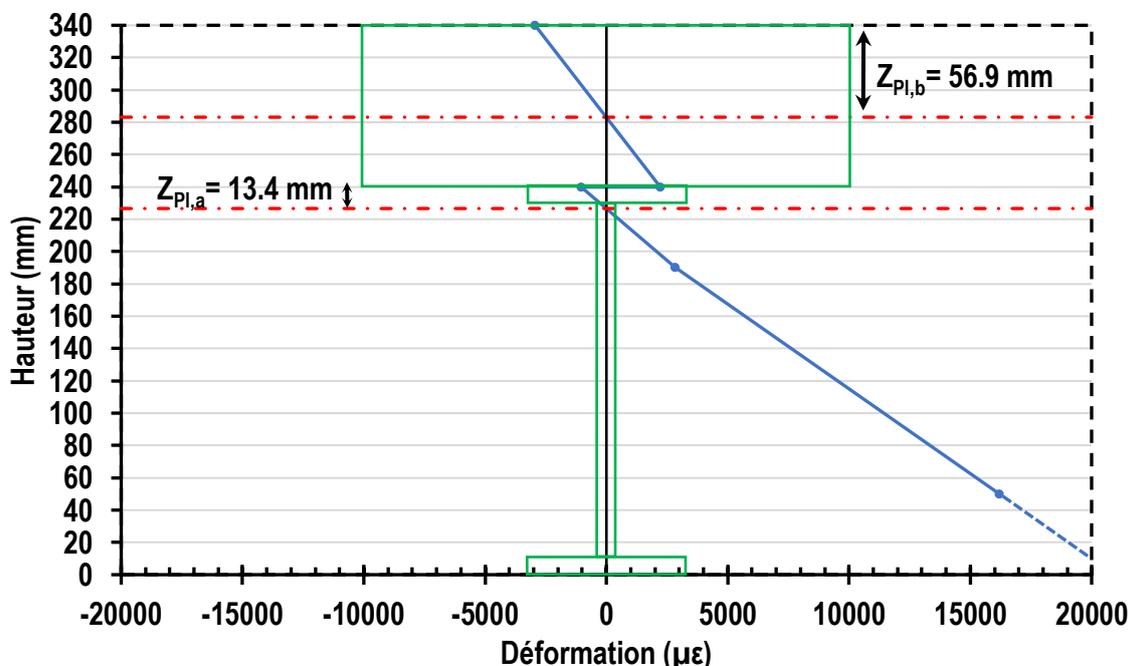
**(a) Phase élastique :** Du début du chargement jusqu’à la charge élastique maximale  $P_{el,CC,test} = 194.77 \text{ kN}$ , il peut être noté que la dalle de béton est complètement comprimée en enregistrant que des valeurs négative de déformation alors que la poutre en acier est comprimée sur sa partie supérieure et tendu sur sa partie inférieure en mesurant des valeurs négatives et positives de déformation. Ces valeurs sont notamment inférieures aux déformations critiques ( $\varepsilon_a = 1876.2$  et  $\varepsilon_b = 2000.8$ ). Les mêmes observations ont été constatées pour le spécimen ‘PM-CC’. Cependant sur la Fig. 5.29.a où est présentée la distribution des déformations sur la hauteur de la section transversale du spécimen ‘PM-CP’, il peut être remarqué qu’il existe une légère discontinuité au niveau de l’interface acier-béton et que l’A.N.E est légèrement abaissé par rapport l’A.N.E du spécimen ‘PM-CC’. En effet, une différence non négligeable est constatée entre la valeur de déformation du béton mesurée sur la position **J-B-1** ( $\varepsilon = 255.7$ ) et celle de l’acier mesurée sur la position **J-A-1** ( $\varepsilon = 402.6$ ). Ceci est due au glissement produit à l’interface ( $\delta_{el,CP} = 0.41 \text{ mm}$ ), celui-ci est certes faible mais influence le comportement élastique de la poutre mixte, notamment sur sa résistance élastique et sa rigidité en flexion.

**(b) Phase plastique :** Dans cette phase, les déformations augmentent jusqu'à la charge de  $P = 240.78 \text{ kN}$  sur laquelle il peut être observé que la fibre inférieure de la dalle de béton (Position **J-B-2**) commence à se tendre en enregistrant le début des valeurs positives de déformation. Ceci explique l'initiation de fissuration sur la face inférieure de la dalle de béton constatée durant l'essai comme le montre la **Fig. 5.31** de la **Section 5.4** presque au même niveau de la charge ( $P_{fiss} = 250 \text{ kN}$ ). A noter qu'à cette instant, la déformation sur la face supérieure de la dalle de béton et sur la partie inférieure de la poutre en acier (sur les positions **J-A-4** et **J-A-5**) dépassent les déformations critiques ( $\varepsilon_a = 1876.2$  et  $\varepsilon_b = 2000.8$ ). Ensuite, lorsque la charge plastique maximale ( $P_{Pl,CP,test} = 272.03 \text{ kN}$ ) est atteinte, il est observé que la dalle de béton et la poutre en acier ont toutes les deux une partie comprimée et une partie tendue. Ceci est plus clair sur la **Fig. 5.29.b** où la répartition des déformations sur la hauteur de la section transversale est présentée, en effet, il peut être observé que chaque matériau a un axe neutre plastique qui sépare la partie comprimée de la partie tendue. Pour l'A.N.P de la dalle de béton, la cote est égale à  $Z_{Pl,b} = 56.9 \text{ mm}$  par rapport à l'interface alors que pour l'A.N.P de la poutre en acier, la valeur de la cote par rapport l'interface de  $Z_{Pl,a} = 13.4 \text{ mm}$ .

Ces résultats montrent bien l'effet de la connexion partielle sur le comportement des composantes de la poutre mixte, en effet, avec le nombre réduit de connecteur OMEGA, le glissement important qui se produit à l'interface égale à  $\delta_{Pl,CP} = 5.07 \text{ mm}$  (**Section 5.2**), limite considérablement la combinaison entre les deux matériaux et de ce fait la dalle en béton et la poutre en acier se comportent de manière partiellement indépendante.



(a) Au niveau de la charge élastique maximale  $P_{el,CP,test}$ .



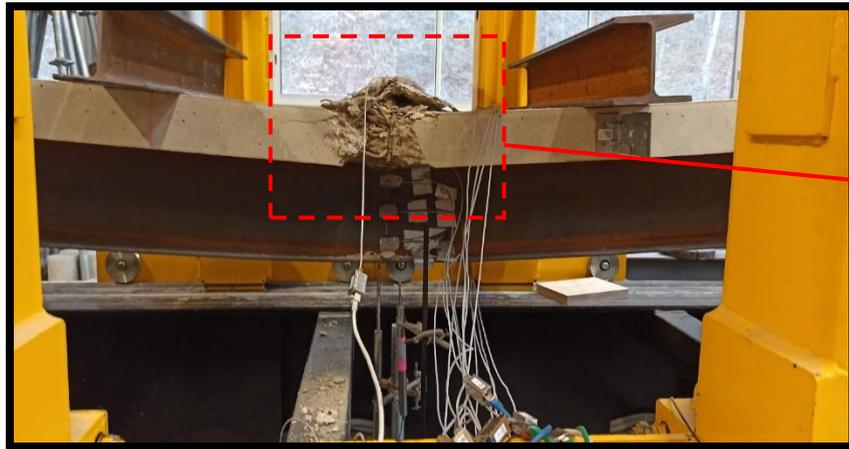
(b) Au niveau de la charge plastique maximale  $P_{Pl,CP,test}$ .

Figure 5.29 Déformations sur la hauteur de la section transversale du spécimen ‘PM-CP’

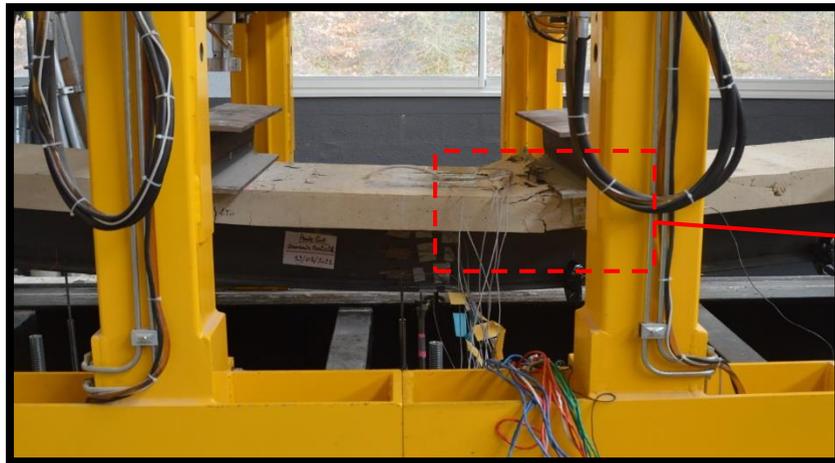
## 5.4 Modes de ruine

A la fin des essais, les spécimens de poutres mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’ et avec la connexion partielle ‘PM-CP’ ont été examinés pour évaluer leur mode de ruine. La Fig. 5.30.a et la Fig. 5.30.b montrent respectivement les modes de ruine des spécimens ‘PM-CC’ et ‘PM-CP’ à la fin des essais. Pour le spécimen ‘PM-CC’, la dalle de béton a subi un écrasement brutal et total à mi-portée due aux efforts de compression appliqués sur la quasi-totalité de la section transversale. De plus les barres d’armatures longitudinales ancrées dans la dalle ont subies un flambement dans cette zone d’écrasement. En revanche, pour le cas de la dalle de béton du spécimen ‘PM-CP’, des fissures sont observées sur la partie inférieure de la dalle et un écrasement sur la partie supérieure, en raison de la présence des efforts de traction et de compression sur ces deux parties, respectivement. Il est à noter que les fissures sur la dalle ont débutée bien avant la ruine de la poutre à environ ( $P_{fiss} = 250 \text{ kN}$ ) comme il a été précisé précédemment dans la Section 5.1.2 (voir la Fig. 5.31). Par ailleurs, les poutres en acier des deux spécimens se sont plastifiées en observant la permanence de leur déformé à la ruine.

A travers ces observations, il peut être constaté que les modes de ruine produits à mi-travée des deux spécimens de poutre mixte sont en adéquation avec la mesure des déformations sur leurs sections transversales. En enregistrant des valeurs négatives de déformations sur presque toute la section transversale de la dalle de béton du spécimen ‘PM-CC’ (voir la Fig. 5.27.b), et en relevant des valeurs de déformation négatives sur la partie supérieure et des valeurs de déformation positives sur la partie inférieure de la section transversale de la dalle de béton du spécimen ‘PM-CP’ (voir la Fig. 5.29.b).



(a) Mode de ruine du spécimen 'PM-CC'.



(b) Mode de ruine du spécimen 'PM-CP'.

Figure 5.30 Modes de ruine des deux spécimens de poutre mixte 'PM-CC' et 'PM-CP'.



**Figure 5.31** Initiation des fissures sur la face inférieure de la dalle de béton de ‘PM-CP’.

D’un autre côté, une analyse a été effectuée sur la longueur de cisaillement  $l_{cr}$  des poutres (c.-à-d. la partie entre l’appuis et la charge appliquée) dans laquelle les connecteurs sont principalement sollicités en cisaillement. Il peut être aperçu que contrairement au spécimen de poutre mixte avec la connexion complète ‘PM-CC’, des fissures de fendage ont été repérées sur la face supérieure de la dalle de béton du spécimen ‘PM-CP’, plus exactement sur les zones où les connecteurs OMEGA sont ancrés (voir la **Fig. 5.32.a**).

Afin d’évaluer le comportement interne des connecteurs OMEGA disposés à l’interface des deux spécimens de poutre mixte, des coupes longitudinales au milieu de la section transversale ont été établies sur leur longueur de cisaillement  $l_{cr}$  comme c’est illustré sur la **Fig. 5.32.b**. Une différence de comportement a été constatée entre les connecteurs OMEGA installés pour une connexion complète ‘PM-CC’ et ceux installés pour une connexion partielle ‘PM-CP’. En effet, la **Fig. 5.33** montre que les six OCAL-(3x50) mis dans la longueur de cisaillement du spécimen ‘PM-CC’ n’ont subi aucune déformation et que le béton qui les entoure est resté intact, alors que les trois OCAL-(3x50) installés dans la longueur de cisaillement du spécimen ‘PM-CP’ ont présenté une légère déformation et le béton près de leurs montants a subi un écrasement local (voir la **Fig. 5.33.b**).

Ceci atteste que le nombre de 6 connecteurs OMEGA ‘OCAL-(3x50)’ est bien suffisant pour assurer la stabilité de la connexion acier-béton. Par contre avec 3 connecteurs OMEGA, l’effort de cisaillement qui se trouve à l’interface est plus important que leur résistance ce qui induit à leur déformation plastique. L’avantage de la ductilité des OCAL-(3x50) a permis de garantir le maintien de la connexion partielle par le développement du glissement au lieu de la rupture par cisaillement de ces derniers.

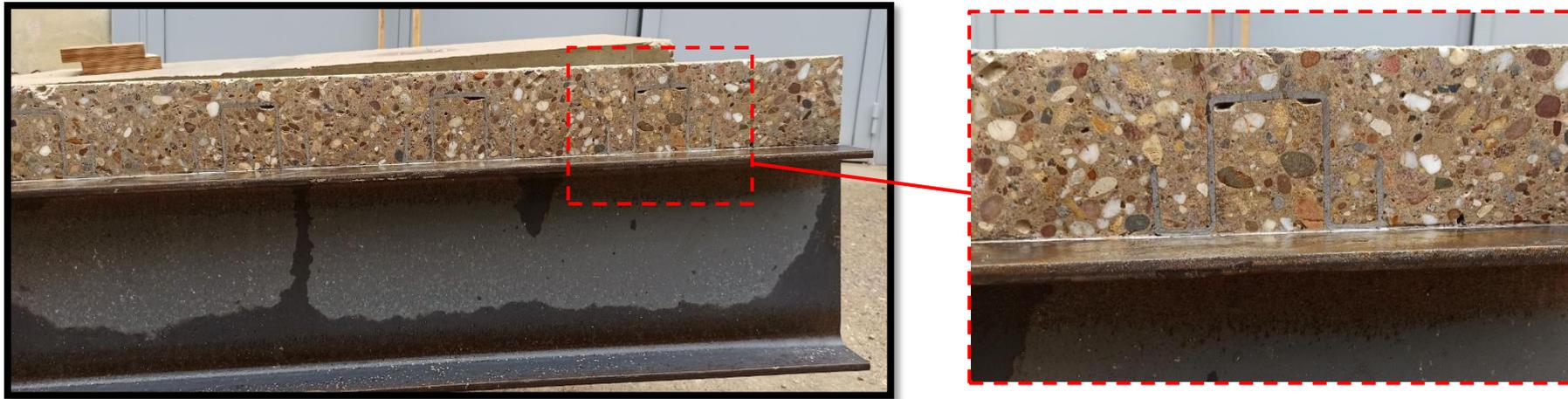


(a) Fissures de fendage sur la face supérieure de la dalle de béton du spécimen 'PM-CP'.

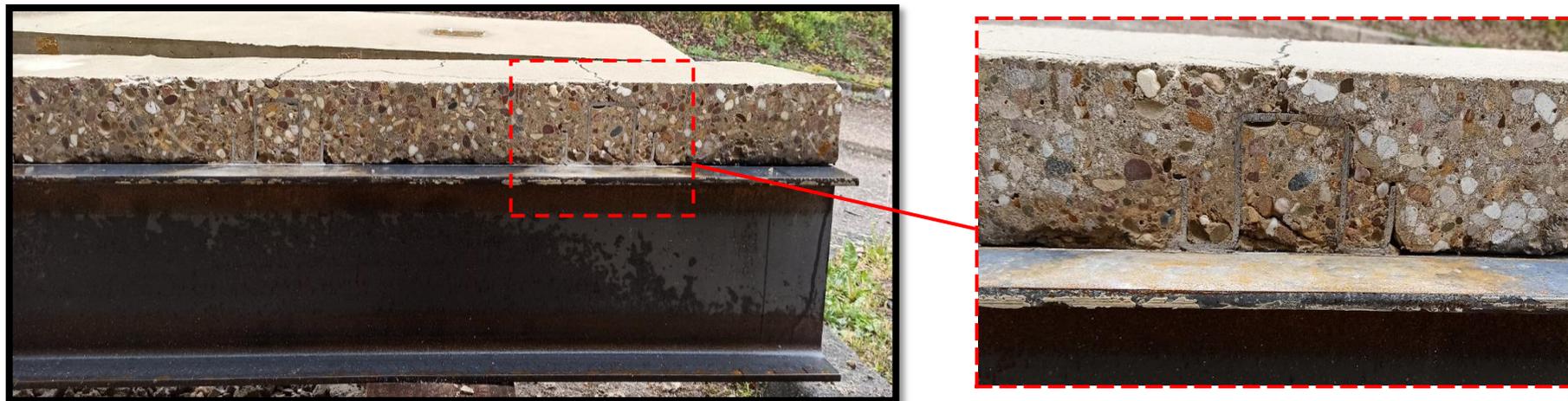


(b) Coupes longitudinales sur le long des longueurs de cisaillement des spécimens.

**Figure 5.32** Fissures sur la dalle de béton de 'PM-CP' et illustration des coupes longitudinales.



(a) Etat des connecteurs OMEGA 'OCAL-(3x50)' à l'interface du spécimen 'PM-CC'.



(b) Etat des connecteurs OMEGA 'OCAL-(3x50)' à l'interface du spécimen 'PM-CP'.

**Figure 5.33** Etat des connecteurs OMEGA à l'interface des spécimens 'PM-CC' et 'PM-CP'.

## **6. Conclusion**

Dans ce chapitre, l'étude de poutre mixte avec les connecteurs OMEGA a été présentée dans le but est de vérifier si le connecteur OMEGA proposé dans cette thèse permet à la poutre mixte un comportement adéquat. De ce fait deux spécimens de poutre mixte ont été développés, dont l'un avec une connexion complète 'PM-CC' et l'autre avec une connexion partielle de degré de connexion  $\eta = 0.5$  'PM-CP'. D'abord, le calcul des résistances et des flèches de la mi-travée des deux spécimens ('PM-CC' et 'PM-CP') a été effectué selon les méthodes de l'Eurocode 4 [45] et du D.T.R-BC-2.4.10 [47]. Ensuite, les deux spécimens ont été fabriqués pour la réalisation des essais de flexion à 4 points.

Les résultats ont montrés que la réduction du nombre de connecteurs OMEGA impacte la résistance, la rigidité et la ductilité ainsi que le mode de ruine des poutres mixtes, cependant, Grâce à leur capacité de déformation (ductilité), les connecteurs OMEGA ont permis aux poutres mixtes d'atteindre leurs résistances plastiques maximales sans le risque de rupture à l'interface, et ceci même avec un degré de connexion réduit ( $\eta = 0.5$ ). En outre, les résultats obtenus expérimentalement se rapprochés à ceux calculés analytiquement, ce qui signifie que les méthodes analytiques proposées par l'Eurocode 4 [45] et par le D.T.R-BC-2.4.10 [47] sont applicables pour le calcul des poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA, que ce soit pour une connexion complète ou une connexion partielle.

# **CONCLUSION GENERALE**

## *CONCLUSION GENERALE*

---

Les poutres mixtes acier-béton sont la combinaison des deux matériaux les plus utilisés dans la construction à savoir l'acier et le béton, le principe est de faire reposer une dalle de béton sur une poutre en acier dans le but de profiter des avantages structurels de chacun pour un travail en commun performant. Toutefois, les chercheurs ont déduit qu'il est nécessaire d'ajouter à l'interface des connecteurs de cisaillement pour relier la dalle de béton avec la poutre en acier afin de permettre l'action mixte entre ces deux matériaux. Cette thèse traite le comportement des connecteurs de cisaillement dans la connexion acier-béton et leur influence sur le comportement global de la poutre mixte.

D'après la recherche bibliographique établie sur les poutres mixtes, le principe de fonctionnement de la poutre mixte en flexion dépend du type et du nombre de connecteurs de cisaillement utilisés. En effet, le connecteur de cisaillement doit être assez résistant et ductile pour permettre à la poutre mixte d'atteindre sa résistance plastique maximale de sa section transversale. D'un autre côté, le nombre de connecteurs installés à l'interface pour développer une connexion complète ou partielle (faible degré de connexion) a également une influence sur la résistance en flexion, la rigidité en flexion et la ductilité des poutres mixtes. Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutres mixtes proposées par les chercheurs, cependant les principes de dimensionnement du règlement européen «Eurocode 4» [45] et Algérien « D.T.R-BC-2.4.10 » [47] (présentés dans cette thèse comme la base de calcul des poutres mixtes) restent les plus exploitées dans la construction en fournissant aux ingénieurs des méthodes concrètes pour le calcul de la résistance élastique ou plastique des poutres mixtes à l'état de limite ultime (ELU) et de la flèche d'exploitation à l'état de limite de service (ELS), et ceci pour une connexion complète ou partielle.

Etant donné que les connecteurs de cisaillement ont une influence directe sur le comportement global de la poutre mixte, une revue bibliographique a été menée sur les différents types de connecteurs de cisaillement développés dans ces dernières décennies. Il a été déduit d'abord que tous les connecteurs doivent être capables de supporter les sollicitations internes de la connexion acier-béton à savoir : le cisaillement, le soulèvement de la dalle de béton et éventuellement la flexion. De ce fait, de nombreux connecteurs de cisaillement ont été proposés avec plusieurs formes afin de fournir le comportement le plus adéquat dans la connexion. Il a été constaté qu'il n'existe pas un connecteur idéal pour la connexion acier-béton, toutefois, en évaluant les avantages et les inconvénients de chacun, les caractéristiques nécessaires que doit avoir un connecteur en termes de résistance et de ductilité pour permettre à la poutre mixte de fonctionner correctement en flexion ont été identifiées.

Ainsi, la problématique de cette présente thèse a pu être développée en proposant un nouveau type de connecteur en forme d'OMEGA avec deux conceptions géométriques (formes primaire et améliorée). Ce connecteur a pour objectif de satisfaire toutes les exigences structurelles et fonctionnelles pour fournir à la poutre mixte un comportement en flexion adéquat, qu'elle soit avec une connexion complète ou partielle.

## *CONCLUSION GENERALE*

---

Les tests expérimentaux de push-out sont généralement utilisés pour déterminer le comportement des connecteurs de cisaillement dans la connexion acier-béton. De ce fait, des spécimens de l'essai de push-out ont été préparés avec les connecteurs OMEGA (de la forme primaire et améliorée) dans cette thèse afin d'évaluer leur résistance, leur ductilité et leur mode de ruine dans la connexion acier-béton. De plus, dans l'intérêt de comparer les performances des connecteurs OMEGA proposés avec les connecteurs traditionnellement utilisés dans la construction mixte à savoir les goujons à tête, des spécimens supplémentaires de push-out ont été préparés avec les goujons à tête. À partir de l'analyse et de la discussion des résultats expérimentaux (c'est-à-dire courbes charge-glissement, courbes charge-soulèvement et modes de ruine), les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- Le connecteur OMEGA de la forme améliorée offre un comportement plus intéressant que ceux de la forme primaire en termes de résistance au cisaillement et au soulèvement, en raison des deux montants latéraux ajoutés pour la forme améliorée.
- Les différents modes de ruines des spécimens étudiés montrent que pour les connecteurs OMEGA de la forme primaire, la ruine s'établit principalement par cisaillement des montants du canal en raison de leur faible surface de cisaillement alors que pour les connecteurs OMEGA de la forme améliorée, la ruine s'effectue par la déformation des montants en flexion et en même temps par écrasement du béton en raison de l'augmentation de la surface de cisaillement du connecteur et du confinement important du béton permis par les deux montants latéraux.
- La disposition transversale du connecteur OMEGA permet plus de ductilité (capacité de glissement) que la disposition longitudinale en raison de son plus grand moment d'inertie, ce qui offre plus de stabilité dans la connexion contre les efforts de cisaillement.
- En comparant les connecteurs OMEGA avec les goujons G22, on remarque que les connecteurs OMEGA de la forme améliorée sont les plus appropriés pour remplacer les goujons dans la connexion des poutres mixte, car ces derniers ont une résistance au cisaillement et au soulèvement qui représente le double de celles des goujons G22.
- Le mode de ruine dépend de la surface de cisaillement et de la rigidité du connecteur contre les efforts de compression générés par le béton de la dalle. En d'autres termes, c'est le rapport de rigidité entre le béton et le connecteur qui va définir le mode de ruine de la connexion acier-béton.

Par ailleurs, un modèle par éléments finis (MEF) du test de push-out a été développé dans cette thèse pour réaliser une étude paramétrique sur les connecteurs OMEGA de la forme améliorée dans les deux dispositions (transversale et longitudinale). Le but de cette étude paramétrique est d'évaluer l'influence des dimensions du connecteur OMEGA et de la résistance à la compression de la dalle en béton sur le comportement interne de la connexion de poutre mixtes acier-béton. Les résultats de l'analyse FE sont résumés comme suit :

## *CONCLUSION GENERALE*

---

- Les paramètres qui influencent le plus le comportement de la connexion sont la surface de cisaillement du connecteur OMEGA et la résistance de la dalle de béton.
- La résistance de la connexion augmente avec l'élargissement de la surface de cisaillement du connecteur OMEGA d'une part et avec l'augmentation de la résistance à la compression de la dalle en béton d'autre part.
- Avec quasiment la même surface de cisaillement, les connecteurs OMEGA de la forme améliorée présente une résistance au cisaillement supérieure à celle du goujon d'environ 70%. Ce qui rend le connecteur OMEGA une solution pratique pour remplacer les goujons dans les poutre mixte acier-béton.
- La ductilité de la connexion et le mode de ruine dépendent du rapport de rigidité entre le connecteur OMEGA et le béton de la dalle, en effet, si un déséquilibre de rigidité est constaté entre eux, la rupture se produit le plus sur le moins rigide entre les deux, et ainsi la capacité de glissement se réduit.
- Deux formules de prédiction de la résistance au cisaillement des connecteurs OMEGA (une pour chaque disposition de connecteur) ont été développées pour le dimensionnement de la connexion de poutres mixtes acier-béton.

D'un autre côté, une étude de poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA a été présentée dans le cadre de cette thèse. Le but est de vérifier si le connecteur OMEGA proposé dans cette thèse permet à la poutre mixte de se comporter convenablement avec une connexion complète ou encore avec une connexion partielle. Par conséquent, deux spécimen de poutre mixte sont établis, l'un avec un nombre suffisant de connecteur OMEGA à l'interface pour développer une connexion complète 'PM-CC' et l'autre avec un nombre réduit de connecteur OMEGA de 50% pour développer une connexion partielle de degré de connexion  $\eta = 0.5$  'PM-CP'.

Une étude analytique qui se base sur les indications de l'Eurocode 4 [45] a été effectué dans un premier temps pour estimer les résistances élastiques et plastiques à l'ELU et les flèches de la mi-travée à l'ELS des deux spécimens PM-CC et PM-CP. Par la suite, les deux spécimens ont été fabriqués pour la réalisation des essais de flexion à 4 points. En analysant les résultats obtenus de ces essais les différentes conclusions sont déduites :

- La réduction du nombre de connecteurs provoque une dislocation à l'interface acier-béton (glissement et soulèvement de la dalle), qui impacte significativement la capacité portante, la rigidité en flexion, la ductilité de la poutre mixte, ainsi que le mode de ruine par la redistribution de contraintes sur la section transversale (constaté par les valeurs de déformations).

## *CONCLUSION GENERALE*

---

- Grâce à leur capacité de déformation (ductilité), les connecteurs OMEGA ont permis aux poutre mixte d'atteindre leurs résistances plastiques maximales, même avec un degré de connexion minimum  $\eta = 0.5$ .
- Les résultats du calcul analytique effectué correspondent à ceux obtenus par les essais expérimentaux, ceci signifie que les méthodes analytiques proposées par l'Eurocode 4 [45] sont applicables pour les poutres mixtes avec les connecteurs OMEGA aussi bien pour la connexion complète que pour connexion partielle.

A travers tous les résultats satisfaisants obtenus sur les connecteurs OMEGA proposés dans cette thèse, on peut affirmer que ces derniers peuvent être utilisés comme une solution alternative aux autres types de connecteurs conventionnels tels que les goujons à tête, pour la connexion entre la dalle de béton et la poutre en acier des poutres mixtes acier-béton.

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## Références

- [1] Bouazaoui L. Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage. Thèse de doctorat. Université de Reims Champagne Ecole doctorale, Ardenne Sciences Technologies Santé (2005).
- [2] Campian C. Contribution à l'étude et comportement des poteaux en section mixte acier – béton. Thèse de doctorat, INSA Rennes (2001).
- [3] Chen S. Instability of composite beams in hogging bending. Thèse de doctorat, Département d'ingénierie Université de Warwick, Coventry, Royaume-Uni (1992).
- [4] Johnson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, Columns, Frames and Applications in Building. Vol. 1 2nd ed, London: Crosby Lockwood Staples (1975).
- [5] Brozzetti J. Design development of steel-concrete composite bridges in France. Journal of Constructional Steel Research. vol. 55, pp. 229–243 (2000).
- [6] Beghdad H. Effet du retrait du béton sur la résistance d'une section transversale mixte acier-béton en connexion partielle. Laboratoire de Mécanique des Structures et Stabilité des Constructions LM2SC, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran USTO (2018)
- [7] Syndicat de construction métallique en France (SCMF). Communiqué de presse/ mars 2017 (en ligne) sur : <https://www.constructionmetallique.fr/wp-content/uploads/Dossier-presse-SCMF.pdf> (Consulté le 14-01-2022)
- [8] Pavlović M, Marković Z, Veljković M & Buđevac D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. Journal of Constructional Steel Research, vol. 88, pp. 134–149 (2013).
- [9] Moutassem M.A. Analyse numérique des poutres composites acier-béton simplement appuyées : étude de l'interface dalle-profil. Mémoire de magistère. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran 'Mohamed BOUDIAF' (2015).
- [10] Aribert J.M, Vu H.T, Hijaj M, Guezouly S. Construction mixte acier-béton. Guide Eurocode, CSTB éditions/ INSA de Rennes (2012).
- [11] Trouillet P. Comportement local de connecteurs acier/béton sollicités au cisaillement, étude bibliographique. Rapports des laboratoires - series: ouvrages d'art, IFSTTAR (1987).
- [12] Batho C, Lash S.D, Kirkham R.H.H, Konyi k.H, Ross A.D. The properties of composite beams, consisting of steel joists encased in concrete, under direct and sustained loading. Journal Institution of Civil Engineering, Vol. 11, No. 49, pp 61-114 (1939).
- [13] Viest, I.M. Review of research on composite steel-concrete beams. Journal of the Structural Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers. Vol. 86, No. ST6, pp 1-21 (1960).
- [14] Newmark K. Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. Proceeding, society for experimental stress analysis, 9, n° 1, pp.75-92 (1951).

- [15] Bujnak J. Analyse globale de poutres mixtes acier béton-approche analytique et modélisation non linéaire. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II (2007).
- [16] Shariati A, Sulong N.H.R, Suhatri M, Shariati M. Various types of shear connectors in composite structures: a review. *International Journal of Physical Sciences* s Vol. 7 (22), pp. 2876-2890 (2012).
- [17] Ghiami Azad A.R, Kreitman K, Engelhardt M, Helwig T, Williamson E. A technique for strengthening existing continuous non-composite steel girder bridges using post installed shear connectors and inelastic moment redistribution. 39th IABSE Symposium – Engineering the future, Vancouver, Canada. (September 21-23-2017).
- [18] Wang Y.C. Deflection of steel-concrete composite beams with partial shear interaction. *J. Struct. Eng.* 124:1159-1165, (1998).
- [19] Papastergiou D, Lebet J.-P. Design and experimental verification of an innovative steel-concrete composite beam. *Journal of Structural Engineering*, 93, 9–19 (2014).
- [20] Luo Y, Li A, Kang Z. Parametric study of bonded steel-concrete composite beams by using finite element analysis. *Engineering Structures*. 34, 40–51 (2012).
- [21] Siess C.P, Viest I.M, Newmark N.M. Studies of slab and beam highway bridges part III. University of Illinois Engineering Experiment Station bulletin series 49 (1952).
- [22] Chapman J.C, Balakrishnan S. Experiments on composite beams. *The Structural Engineering*, n°11, Vol 42 (1964).
- [23] Oehlers D.J, Nguyen N.T, Ahmed M, Bradford M.A. Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 41, No. 2/3, pp. 235-248 (1997).
- [24] Yam L.C.P et Chapman J.C. The inelastic behaviour of simply supported beams of steel and concrete. *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 41, Dec, pp. 651-683 (1968).
- [25] Mc Garraugh J.B et Baldwin J.W. Lightweight concrete-on-steel composite beams. *AISC Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 8, July, pp. 90-98 (1971).
- [26] Barnard P. R et Johnson R. P. Ultimate strength of composite beams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 32, PP 161-179 (1965).
- [27] Slutter R. G et Driscoll G. C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. *Journal of the Structural Division. Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 9 1, No. ST2, pp71 – 99 (1965).
- [28] Davies. Steel-concrete composite beams with flexible connectors: a survey of research. *Concrete*. P 425-430 (1967).
- [29] Oehlers D.J et Sved, G. Composite beams with limited-slip-capacity shear connectors. *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, pp. 932–938 (1995).
- [30] Davies C. Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. *The Structural Engineer*, Vol. 47, No. 1, pp29-40 (1969).

- [31] BA cortex. Cours sur les matériaux : la loi de comportement de l'acier. <http://unit-c.fr/pages/cours/materiaux/a1.4-comportement-de-lacier.php> (consulté le 18/01/2022)
- [32] Hirt M.A, Bez R, Nussbaumer A. Construction métallique - Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne, Vol.10, PPUR (2006).
- [33] Feenstra P.H, De Borst R. A composite plasticity model for concrete, International Journal of Solids and Structures, vol.33, n°5, pp.707-730 (1996).
- [34] Stussi F. Zusammengesetzte Vollwandträger (En français: Poutres composées). International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol VIII, pp 249-69 (1947)
- [35] Granholm H. Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner (En français: Sur poutres et poteaux mixtes avec une attention particulière aux structures en bois clouées). Transactions, Chalmers University of Technology, Rep. No. 88. (1949).
- [36] Barnard P.R, Johnson R.P. Ultimate strength of composite beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.32, Issue 2, pp. 161-179 (1965).
- [37] Yam L.C.P. and Chapman J.C. The inelastic behaviour of simply supported composite beams steel and concrete. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.41, pp. 651-683 (1968).
- [38] Yam L.C.P. and Chapman J.C. The Inelastic Behaviour of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.53, pp.487-501 (1972).
- [39] Hallam MW. The behavior of stud shear connectors under repeated loading. Research Rep.R281, School of civil engineering, University of Sydney (1976).
- [40] Arruzumi Y, Hamada S, Kajita T. Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction by finite element method. Computers & structures, vol. 14. no. 5-6. pp. 4c-462 (1981).
- [41] Aribert J.M, Labib A.G. Modèle de calcul élastoplastique de poutres mixtes à connexion partielle. Centre Technique Industriel De La Construction Métallique 'CTICM', N°4 (1982).
- [42] Aribert J.M, Abdel Aziz K. Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état limite ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-béton. Centre Technique Industriel De La Construction Métallique 'CTICM', N°4 (1985).
- [43] Oehlers D.J, Bradford M.A. Composite steel and concrete structural members-Fundamental behavior. Pergamon, Elsevier, Oxford (1995).
- [44] American Institute of Steel Construction (AISC). Load and resistance factor design specification for structural steel buildings, Chicago (1999).
- [45] Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, Version NF EN 1994-1-1/NA (2005).

- [46] Design of beams in composite bridges. SteelConstruction.info: The free encyclopaedia for UK steel construction information:  
[https://www.steelconstruction.info/Design\\_of\\_beams\\_in\\_composite\\_bridges](https://www.steelconstruction.info/Design_of_beams_in_composite_bridges) (Consulté le 21/01/2022)
- [47] Document Technique Réglementaire Algérien D.T.R-BC-2.4.10 conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ; règles générales et règles pour les bâtiments (2006).
- [48] Yam L.P. Design of Composite Steel-Concrete Structures. Surrey University Press, London. (1981),
- [49] Johnson R.P & May I.M. Partial interaction design of composite beams. The Structural Engineer, vol. 53, no. 8, pp. 305–311 (1975).
- [50] Bourrier P & Brozzetti J. Construction métallique et mixte acier-béton. Association pour la Promotion de l'Enseignement de la Construction Acier APK, Ed. Eyrolles, Vol.1 (1996).
- [51] Johnson R.P & Molenstra N. Partial shear connection in composite beams in buildings. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, pp.679-704 (1991).
- [52] Aribert J.M. Very partial shear connection of composite beams with profiled steel sheeting. Proceedings of the third international conference on steel-concrete composite structures, Conference Committee of ICCS-3 (1991).
- [53] Aribert J.M. Application and Recent Development of a Numerical Model for Composite Beams with Partial Shear Connection. Composite Construction in Steel and Concrete II, Eds: Easterling W.S. and Roddis W.M, American Society of Civil Engineers (1993).
- [54] BS 5950 - Structural use of steelwork for buildings - Part 3. Design in composite construction, British Standards Institute, UK (1990).
- [55] Canadian Standards Association. Steel Structures for Buildings (Limit States Design). CAN3-S 16. 1-M84, December, Chapter 17 (1984).
- [56] Eurocode 3 - Calcul des structures en acier — Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Version NF EN 1993-1-1/NA (2005).
- [57] Plum D.R & Horne M.R. The analysis of continuous composite beams with partial interaction. Proceeding Institution of Civil Engineers, London, U.K, Part 2, 59, 625-643 (1975).
- [58] Kristek V & Studnicka J. Analysis of composite girders with deformable connectors. Proceeding Institution of Civil Engineers, London, U.K, Part 2, 73, 699-712 (1982).
- [59] Girhammar U.A & Gopu V.K.A. Composite beam-columns with interlayer slip-exact analysis. Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(4), 1265-1282 (1993).
- [60] Aribert J.M & Bitar D. Optimisation du dimensionnement en connexion partielle de poutres de planchers mixtes réalisés avec un bac en tôle mince nervurée. Revue construction métallique, n°4, pp.3-33 (1989).
- [61] Wright, H.D & Francis R.V. Tests on composite beams with low levels of shear connection. The Structural Engineer, August, Vol. 68, No. 15 (1990).

- [62] Burnet M. Analysis of Composite Steel and Concrete Flexural Members that exhibit Partial Shear Connection. Thèse de doctorat, Department of Civil and Environmental Engineering University of Adelaide Australia (1998).
- [63] Andekola O.A. Partial Interaction between elastically connected elements of a composite beam. *International Journal of Solids and Structures*. Vol. 4, pp. 1125-1135 (1968).
- [64] Roberts J.M. Finite difference analysis of composite beams with incomplete interaction by the finite element method. *Computers and Structures*. Vol 14, No 5-6, pp.453-462 (1981).
- [65] Robinson H & Naraine K.S. Slip and uplift effects in composite beams. *Composite Construction in Steel and Concrete*. (Buckner C.D. and Viest I.M. eds). ASCE. New York, pp. 487-497 (1988).
- [66] Nie J.G, Li Y.X, Tao M.X, Nie X. Uplift-restricted and slip-permitted T-shape connectors. *Journal of Bridge Engineering*, Vol.20 Issue 4 (2015).
- [67] Titoum M, Mazoz A, Benanane A, Ouinas D. Experimental study and finite element modelling of push-out tests on a new shear connector of I-shape. *Advanced Steel Construction* Vol. 12, No. 4, pp. 487-506 (2016)
- [68] Association Pour La Promotion De L'enseignement De La Construction Acier (APK) SSEDTA-EC4, Eurocodes pour les Structures Mixtes. Élaboration d'une Approche Transnationale. C.U.S.T réseaux Eiffel, Clermont-Ferrand (2001)
- [69] Société TECNARIA, production des connecteurs pour le renforcement des planchers mixtes. Site internet : <https://tecnaria.com/fr/planchers-en-acier/types-de-planchers-en-acier/> (Consulté le 02/02/2022)
- [70] Eurocode 2 - Design of concrete structures, Part1: General rules and rules for building, CEN, Version NF EN 1992-1-1/NA (2007).
- [71] Rabih M. Comportement et modélisation de connecteurs en construction mixte Acier-Béton. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine (1994).
- [72] Viest IM, Siess CP, Appleton JH, Newmark NM. Studies of slab and beam highway bridges – part IV: full-scale tests of channel shear connectors and composite T-beams. *University of Illinois Engineering Experimental Station bulletin series 46* (1952).
- [73] Lawson R.M. Shear connection in composite beams. *Composite Construction in Steel and Concrete II*, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 81–97 (1992).
- [74] Oehlers D.J. Splitting induced by shear connectors in composite beams, *Journal of Structural Engineering*, 115 341–362 (1989).
- [75] Hajjar J.F, Hosain M, Easterling W.S, Shahrooz B.M. Composite construction in steel and concrete IV, *Composite Construction in Steel and Concrete IV Conference*, United Engineering Foundation, Alberta, p. 1032 (2002).
- [76] Hawkins N.M, Mitchell D. Seismic response of composite shear connections, *Journal of Structural Engineering*, 110 2120–2136 (1984).

- [77] Beer F.P, Johnston E.R, Dewolf J.T, Mazurek D.F. *Mechanics of Materials*, 6th ed. McGraw Hill, New York, (2012).
- [78] Shim C.S, Lee P.G, Yoon T.Y. Static behavior of large stud shear connectors. *Engineering Structures*, vol.26, 1853–1860 (2004).
- [79] Kitoh H, Sonoda K. Bond characteristics of embossed steel elements. *Composite Construction in Steel and Concrete III*, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 909-918, American Society of Civil Engineers, New York (1996).
- [80] Sonoda K, Kitoh H, Uenaka K. Embossed steel plate-concrete composite member subjected to bending and shear. *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, pp. 355-367, American Society of Civil Engineers, New York (2000).
- [81] Leskelä M.V, Mononen T, Alander C. Properties of checkered steel surfaces as bonded with concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46, No 1-3, pp. 229 (1998).
- [82] Hänsch H.J. Klebeverbundbrücken, komplett vorgefertigt, schnell montiert (En français : Ponts composites adhésifs entièrement préfabriqués à montage rapide). *Strassenund Tiefbau*, Vol. 47, No 3, pp. 16-21, Giesel, Isernhagen (1993).
- [83] Kriegh J.D & Endebrock E.G. The use of epoxy resins in reinforced concrete - Static load tests, Part II. Engineering Research Laboratories, University of Arizona (1963).
- [84] Maier-Leibnitz H. Versuche über das Zusammenwirken von I-Trägern mit Eisenbetondecken (En français: Expériences sur l'interaction des poutres en I avec des plafonds en béton armé). *Die Bautechnik* (Berlin), pp. 265-270 (1941).
- [85] Report of tests of composite steel blacks. Unpublished report Fritz Engineering lab Lehigh University (1943).
- [86] Roš M & Albrecht A. Träger in Verbund Bauweise (En français: Support composite). Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherche (EMPA, Zurich), n°149, p 3-91 (1944).
- [87] Fuchs D. Versuche mit Spannbeton-Verbundtragern (En français: Essais avec poutres composites en béton précontraint). *Der Bauingenieur*, Berlin, Vol. 25 n°8, pp.289-294 (1950).
- [88] Ollgaard J.G, Slutter R.G, Fisher J.W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete. *AISC Engineering Journal*, 71-10, (1971).
- [89] Thurlimann B. Fatigue and static strength of steel shear connectors. Lehigh University, Reprint No. 144 p.59-8 (1959)
- [90] Clarke J.L. The fatigue behaviour of stud shear connectors under rotating shear. *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, Part 2 vol.n°53, pp 545-555 (1972).
- [91] Oehlers O.J, Foley L. The fatigue strength of stud shear connections in composite beams. *Proc instr. civ. Engrs part 2*, p.349-364 (1985).
- [92] Naithani K, Gupta V, Gadh A. Behaviour of shear connectors under dynamic loads, *Materials Structures* 21(5), 359–363 (1988).

- [93] Xue D, Liu Y, Yu Z, He J. Static behavior of multi-stud shear connectors for steel concrete composite bridge, *Journal of Constructional Steel Research* 74 1–7 (2012),
- [94] Shen M.H, Chung K.F. Structural Behaviour of Stud Shear Connections with Solid and Composite Slabs Under Co-Existing Shear and Tension Forces. *Structures* 9, 79–90 (2017).
- [95] Rambo-Roddenberry M.D. Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors. Thèse de doctorat, University of Blacksburg, Virginia, USA (2002).
- [96] Viest, I.M. Test of Stud Shear Connectors Parts I, II, III and IV. *Engrg. Test Data*, Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio, USA (1956).
- [97] Hawkins N. The strength of stud shear connectors. *Civil Engineering Transactions*, Institution of Engineers, Australia (1973).
- [98] Lloyd R & Wright H. Shear connection between composite slabs and steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 15, 255-285 (1990).
- [99] Hicks S. Longitudinal shear resistance of steel and concrete composite beams. Thèse de doctorat, University of Cambridge (1998).
- [100] Jayas BS, Hosain MU. Behaviour of headed studs in composite beams: Push-out tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15, 240\_53 (1987).
- [101] Driscoll GG & Slutter RG. Research on Composite Design at Lehigh University. Proceedings of the national engineering conference. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction. p. 18–24 (1961).
- [102] Chinn J. Pushout Tests on Lightweight Composite Slabs. *Engineering Journal*, AISC;2(4):129–34 (1965).
- [103] Goble GG. Shear strength of thin flange composite specimen. *Engineering Journal*, AISC; 5(2):62–5. 2nd Quarter (1968).
- [104] Baldwin JW Jr, Henry JR, Sweeney GM. Study of composite bridge stringers – Phase II. Technical report, Columbia (MO): Department of Civil Engineering, University of Missouri-Columbia; (1965).
- [105] Buttry KE. Behavior of stud shear connectors in lightweight and normal weight concrete, Report 68-6, Missouri Cooperative Highway Research Program, Columbia (MO): Missouri State Highway Department and University of Missouri-Columbia; (1965).
- [106] Dallam LN. Push-out tests of stud and channel shear connectors in normal weight and lightweight concrete slabs, Bulletin series no. 66, *Engineering Experiment Station Bulletin*, Columbia (MO): University of Missouri-Columbia; (1968).
- [107] Pallarés L, Hajjar J.F. Headed steel stud anchors in composite structures, Part I: Shear. *Journal of Constructional Steel Research* 66 198–212, (2010).
- [108] Chien E.Y.L & Ritchie J.K. Design and Construction of Composite Floor Systems. 1st Ed, Canadian Inst. of Steel Construction (CISC), Willowdale (Toronto), Ontario, Canada, (1984).

- [109] Bezerra M, Cavalcante O, Chater L, Bonilla J. V-shaped shear connector for composite steel-concrete beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 162–174 (2018).
- [110] Galjaard H & Walraven J.C. Behaviour of different types of shear connectors for steel-concrete structures. *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Elsevier Science Ltd, Cape Town, South Africa, pp. 385–392, (2001).
- [111] Hällmark R, Collin P, Stoltz A. Innovative prefabricated composite bridges. *Structural Engineering International*, 19 69–78 (2009).
- [112] Zellner W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. *Proceedings of the ASCEAABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, N.H. pp. 240-252 (1987).
- [113] Leonhardt F, Andrä W, Andrä H.P, Harre W. Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit (En français: Nouvel agent de liaison avantageux pour les structures composites en acier à haute résistance à la fatigue). *Beton- und Stahlbetonbau*, 82(12), 325 331 (1987).
- [114] Vellasco P.C.G.D.S, De Andrade S.A.L, Ferreira L.T.S, De Lima L.R.O. Semi-rigid composite frames with perfobond and T-rib connectors Part 1: Full scale tests. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(2), 263–279 (2007).
- [115] Costa-Neves L.F, Figueiredo J.P, Vellasco P.C.G.D.S, Da Cruz Vianna J. Perforated shear connectors on composite girders under monotonic loading: An experimental approach. *Engineering Structures*, 56, 721–737 (2013).
- [116] Rodrigues J.P.C & Laím L. Experimental investigation on the structural response of T, T block and T-Perfobond shear connectors at elevated temperatures. *Engineering Structures*, 75, 299–314 (2014).
- [117] Antunes P.J. Behavior of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Beams. These de doctorat, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Canada (1988).
- [118] Veldanda M.R & Hosain M.U. Behavior of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Beams: Push-out Tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(1), 1-10 (1992).
- [119] Oguejiofor E.C & Hosain M.U. Behaviour of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Beams: Full Size Tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(2), 224-235 (1992).
- [120] Oguejiofor E.C & Hosain M.U. A Parametric Study of Perfobond Rib shear Connectors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 614-625. (1994).
- [121] Oguejiofor E.C & Hosain, M.U. Tests of Full Size Composite Beams with Perfobond Rib Shear Connectors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, pp.80-92 (1995).
- [122] Jiang Z & Wang Y. Experimental study of mechanical properties of large size PBL shear connectors for hybrid girder bridge. *Bridge Construction*, vol. 48, no. 1, pp. 36–41, (2018).
- [123] Machacek J & Studnicka J. Perforated shear connectors, *Steel and Composite Structures*, vol.2, n°1, pp.51–66 (2002).

- [124] Al-Darzi S.Y.K, Chen A.R, Liu Y.Q. Finite Element Simulation and Parametric Studies of Perfobond Rib Connector. Iraqi Virtual Science Library (www.ivsl.org). American Journal of Applied Sciences, 4, 122-127 (2007).
- [125] Ahn J.H, Lee C.G, Won J.H, Kim S.H. Shear Resistance of the Perfobond-Rib Shear Connector Depending on Concrete Strength and Rib Arrangement. Journal of Constructional Steel Research, 66, 1295-1307 (2010).
- [126] Vianna J.C, Costa-Neves L.F, Vellasco P.C.G.S, Andrade S.A.L. Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors. Journal of Constructional Steel Research;65:408-21 (2009).
- [127] Vianna J.C, De Andrade S.A.L, Vellasco P.C.G Da S, Costa-Neves L.F. Experimental study of Perfobond shear connectors in composite construction. Journal of Constructional Steel Research 81, 62–75 (2013).
- [128] Valente I, Cruz P.J.S. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete, Journal of Constructional Steel Research, vol.60, pp. 465–479 (2004).
- [129] Shariati M, Ramli Sulong N.H, Shariati A, Khanouki M.A. Behavior of V-shaped angle shear connectors: Experimental and parametric study. Materials and Structures, 49(9), 3909–3926 (2016).
- [130] Hosain M.U & Pashan A. Channel Shear Connectors in Composite Beams: Push-Out Test. Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa, ASCE (2006).
- [131] Hosain M & Pashan A. New design equations for channel shear connectors in composite beams. Canadian Journal of Civil Engineering, 36, 1435-1443 (2009).
- [132] Maleki S & Bagheri S. Behavior of channel shear connectors, Part II: Analytical study, Journal of Constructional Steel Research, 64, 1341-1348 (2008).
- [133] Baran E & Topkaya C. An experimental study on channel type shear connectors. Journal of Constructional Steel Research, 74, 108-117 (2012).
- [134] Toghroli A, Mohammadhassani M, Suhatri M, Shariati M, Ibrahim Z. Prediction of shear capacity of channel shear connectors using the ANFIS model. Steel and Composite Structures, 17(5), 623-639 (2014).
- [135] Shariati A, Sulong N.R, Suhatri M, Shariati M. Investigation of channel shear connectors for composite concrete and steel T-beam. International Journal of Physical Sciences, 7(11), 1828-1831 (2012).
- [136] Rao S.N. Composite construction-tests on small scale shear connectors. Institution of Civil Engineers (ICE), Australia; 12:106–15 (1970).
- [137] GB50017-2003 - Code for design of steel structure. China Planning Press, National Standards of People’s Republic of China, Beijing (2003).
- [138] Pashan A & Hosain MU. New design equations for channel shear connectors in composite beams. Canadian journal of civil engineering. 36(9):1435-43 (2009).

- [139] Barana E & Topkaya C. Behavior of steel–concrete partially composite beams with channel type shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 97, Pages 69-78 (2014).
- [140] Hällmark R. Prefabricated Composite Bridges - a Study of Dry Deck Joints, Licentiate Thesis, University of Technology, Sweden (2012).
- [141] Dallam L.N. Pushout tests with high strength bolt shear connectors. Report for Missouri State Highway Department, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Columbia, Missouri, USA (1968) .
- [142] Dallam L.N & Harpster J.L. Composite beam tests with high-strength bolt shear connectors. Report for Missouri State Highway Department, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Columbia, Missouri, USA (1968).
- [143] Shariati M, Ramli Sulong N.H, Suhatri M, Shariati A, Arabnejad Khanouki M.M, Sinaei H. Comparison of behaviour between channel and angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 38, 582–59 (2013).
- [144] Soty R & Shima H. Formulation for shear force–relative displacement relationship of L-shape shear connector in steel–concrete composite structures, *Engineering Structures*, 46, 581–592 (2013).
- [145] Shariati M, Ramli Sulong N.H, Shariati A, Khanouki M.A. Behavior of V-shaped angle shear connectors: Experimental and parametric study. *Materials and Structures*, 49(9), 3909–3926 (2016).
- [146] Shariati M, Ramli Sulong N.H, Shariati A, Kueh A.B.H. Comparative performance of channel and angle shear connectors in high strength concrete composites: An experimental study. *Construction and Building Materials*, 120, 382–392 (2016).
- [147] Société Hilti. Fiche-technique des connecteurs X-HVB. ASSET-DOC-LOC-2036468 site : [https://www.hilti.fr/medias/sys\\_master/documents/h7b/h4a/9483837538334/Fiche-technique-des-X-HVB-Fiche-technique-ASSET-DOC-LOC-2036468.pdf](https://www.hilti.fr/medias/sys_master/documents/h7b/h4a/9483837538334/Fiche-technique-des-X-HVB-Fiche-technique-ASSET-DOC-LOC-2036468.pdf)  
<https://northernsteeldecking.co.uk/wp-content/uploads/2018/05/Hilti-X-HVB-Shear-Connectors.pdf> (Consulté le 18/02/2021)
- [148] Crisinel M. Push-Out tests of steel-concrete connections with Hilti connectors. Rapport ICOM 122, E.P.F.L, Lausanne (1983).
- [149] Crisinel M. Partial-Interaction Analysis of Composite Beams with Profiled Sheeting and Non-welded Shear Connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 15, Issues 1–2, 65-98 (1990).
- [150] Veríssimo G.S, Paes J.L.R, Valente I, Cruz P.J.S, Fakury R.H. Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures. Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost, article de conference (2006).

- [151] Chu T.H.V, Bui D.V, Le V.P.N, Kim I.T, Anh J.H, Dao D.K. Shear resistance behaviors of a newly puzzle shape of crestbond rib shear connector: an experimental study, *Steel and Composite Structures*. 21(5), 1157-1182 (2016).
- [152] Barbosa W.C.S, Bezerra L.M, Chater L, Cavalcante O.R.O. Experimental evaluation on the structural behavior of truss shear connectors in composite steel-concrete beams. *IBRACON Structures and Materials Journal*, 12 (05), (2019).
- [153] Bezerra M, Barbosa W.C.S, Bonilla J, Cavalcante Otávio R.O. Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams. *Construction and Building Materials* 167, 757–767 (2018).
- [154] Lima J.M, Bezerra L.M, Bonilla J, Barbosa W.C.S. Study of the behavior and resistance of right-angle truss shear connector for composite steel concrete beams. *Engineering Structures* 253, 113778 (2022).
- [155] MAZOZ A. Développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton). Thèse Doctorat En-Sciences, Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem (2015).
- [156] Site web : <https://www.ogier-tolerie.fr/pliage-en-lair-et-pliage-en-frappe-quelques-notions-techniques/> (consulté le 02/03/2022).
- [157] Site web : <https://nargesa.com/fr/information-secteur-industriel/travailler-avec-une-plieuse-de-tole-types-de-pliage> (consulté le 02/03/2022).
- [158] NF ISO 7438 - National standards and national normative documents, Mechanical testing of metals 77.040.10 (2016).
- [159] Karren K.W & Winter G. Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members. *Journal of the Structural Division, ASCE Proceedings*, vol. 93 (1967).
- [160] Chajes A, Britvec S. J, Winter G. Effects of Cold-Straining on Structural Sheet Steels. *Journal of the Structural Division, ASCE Proceedings*, vol. 89 (1963).
- [161] Winter G & Uribe J. Effects of Cold Work on Cold-Formed Steel Members. *Thin-Walled Steel Structures*, Gordon and Breach Science Publishers, New York (1968).
- [161] Site web : [https://fr.m.wikibooks.org/wiki/Fichier:Principe\\_presse\\_plieuse\\_tole.svg](https://fr.m.wikibooks.org/wiki/Fichier:Principe_presse_plieuse_tole.svg) (consulté le 03/03/2022).
- [162] Goble G. Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens, In: *Engineering Journal, AISC*, Vol.5, No.2 p. 62- 65 (1968).
- [163] Anderson N.S & Meinheit D.F. Steel Capacity of Headed Studs Loaded in Shear. *Proceedings (PRO 21), RILEM Symposium on Connections Between Steel and Concrete*. University of Stuttgart, Germany (10-12 September 2001).
- [164] Nie J.G & Shen J.M. A general formula for predicting the deflection of simply supported composite steel-concrete beams with the consideration of slip effect. *Engineering mechanics* 11(1), 21–27 (En chinois) (1994).
- [165] Oehlers D.J and Coughlan C.G. The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 6(4), 273-84 (1986).

- [166] Oehlers D.J, Bradford M.A. Elementary behavior of composite steel and concrete structural members. Taylor & Francis, UK, ISBN 978-0-7506-3269-0 (1999).
- [167] Oehlers D.J. Splitting induced by shear connectors in composite beams. *Journal of Structural Engineering*, 115(2), 341–62 (1989).
- [168] JSSC (Japan Society of Civil Engineers). Guidelines for performance - based design of steel-concrete hybrid structures, Tokyo (2002).
- [169] Cao J, Shao X, Deng L, Gan Y. Static and Fatigue Behavior of Short-Headed Stud Embedded in a Thin Ultrahigh-Performance Concrete Layer. *Journal of Bridge Engineering*, 22(5) (2017).
- [170] Hajjar J.F, Hosain M, Easterling W.S, Shahrooz B.M. Composite construction in steel and concrete IV. Composite Construction in Steel and Concrete IV Conference. United Engineering Foundation, Alberta, p. 1032 (2002).
- [171] Jayas B. & Hosain M. Behaviour of headed studs in composite beams: push-out tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15, 240-253 (1988).
- [172] Johnson R.P & Yuan H. Existing Rules and New Tests for Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheeting. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers -Structures and Buildings*, (128), 244-251 (1998).
- [173] Nguyen H.T, Kim S.E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*; 65 1909\_1920 (2009).
- [174] Vigneri V, Odenbreit C, Braun M. Numerical evaluation of the plastic hinges developed in headed stud shear connectors in composite beams with profiled steel sheeting. *Structures*; 21:103–10 (2019).
- [175] Heng P, Bud M, Somja H, Hjiat M, Battini J.M. Residual stiffness and strength of shear connectors in steel-concrete composite beams after being subjected to a pull-out pre-damaging: An experimental investigation. *Structures*, 11, 189–205 (2017).
- [176] Cifuentes A.O & Kalbag A. A performance study of tetrahedral and hexahedral elements in 3-D finite element structural analysis. *Finite Elements in Analysis and Design*, 12, 313-318 (1992).
- [177] Tadepalli S.C, Erdemir A, Cavanagh P.R. Comparison of hexahedral and tetrahedral elements in finite element analysis of the foot and footwear. *Journal of Biomechanics* 44 2337–2343 (2011).
- [178] Lubliner J, Oliver J, Oller S, Oñate E, A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 25, 229–326 (1989).
- [179] Lee J, Fenves G.L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Engineering Mechanics*; 124(8):892–900 (1998).
- [180] He J & Chao L. Numerical analysis on shear resistance of ultra-high performance concrete-normal strength concrete composite beam. *Structural Concrete Journal*. Volume22, Issue2, Pages 1128-1146 (2021)

- [181] Wang H, Sun T, Tang C, Wang J. Experimental and numerical investigation of steel–ultra-high-performance concrete continuous composite beam behavior. *Advances in Structural Engineering*. Volume: 23 issue: 10, pages: 2220-2236 (2020).
- [182] Yan J.B & Zhang W. Numerical analysis on steel-concrete-steel sandwich plates by damage plasticity model: From materials to structures. *Construction and Building Materials*. Volume 149, Pages 801-815 (2017).
- [183] Qureshi J & Lam D. Behaviour of headed shear stud in composite beams with profiled metal decking. *Advanced structural engineering*. 15, 1547–1558 (2012).
- [184] Xu X, Liu Y, He J. Study on mechanical behavior of rubber-sleeved studs for steel and concrete composite structures. *Construction building materials*. 53, 533– 546 (2014),
- [185] ABAQUS User's Manual, Version 6.14-1, Dassault Systems Simulia Corp, Providence, RI. USA (2014).
- [186] Bezerra M, Cavalcante O, Chater L, Bonilla J. V-shaped shear connector for composite steel-concrete beam. *Journal of Constructional Steel Research*. 150, 162–174 (2018).
- [187] Hognestad E. A study of combined bending axial load in reinforced concrete members. *Bulletin Series No. 399 (Vol. 49)*, Urbana: Engineering Experimental Station, The University of Illinois (1951).
- [188] Kent D.C & Park R. Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division (ASCE)*, 97(7), 1969-1990 (1971).
- [189] Sheikh S.A & Uzumeri S.M. Analytical model for concrete confinement in tied columns, *Journal of the Structural Division (ASCE)*, 108(12), 2703-2722 (1982).
- [190] Alfarah B, López-Almansa F, Oller S. New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for RC structures. *Engineering Structures*, 132, 70–86 (2017).
- [191] BSI: BS 8110, Parts 1, 2. Code of practice for design and construction. London: British Standards Institution (1997).
- [192] Ellobody E, Young B, Lam D. Behaviour of normal and high strength concrete filled compact steel tube circular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*; 62:70615 (2006).
- [193] Cornelissen H, Hordijk D, Reinhardt H. Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete. *Heron* 31 45–56 (1986).
- [194] Wang T, Hsu T.T.C. Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers & Structures*, Volume 79, Issue 32, Pages 2781-2791 (2001).
- [195] Hordijk D.A. Tensile and tensile fatigue behavior of concrete; experiments, modeling and analyses. *Heron* 37 3–79 (1992).
- [196] Nayal R & Rasheed H.A. Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), 831-841 (2006).

- [197] Wahalathantri B.L, Thambiratnam D.P, Chan T.H.T, Fawzia S.A. Material Model for Flexural Crack Simulation in Reinforced Concrete Elements Using Abaqus. Infrastructure, Transport and Urban Development. eedBE2011 Proceedings, pp. 260-264 (2011).
- [198] Gilbert R & Warner R. Tension stiffening in reinforced concrete slabs. Journal of the Structural Division, 104(12), 1885-1900 (1978).
- [199] Rodney Hill. A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic materials. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical, and Engineering Sciences, 193(1033):281-297 (1948).
- [200] Mirza O & Uy B. Effects of strain regimes on the behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams. Advanced Steel Construction, vol. 6, no. 1, pp. 635–661 (2010).
- [201] Mirza O & Uy B. Finite element model for the long-term behaviour of composite steel-concrete push tests. Steel and Composite Structures, vol. 10, no. 1, pp. 45–67 (2010).
- [202] Han Q, Wang Y, Xu J, Xing Y, Yang G. Numerical analysis on shear stud in push-out test with crumb rubber concrete. Journal of Constructional Steel Research 130 148–158, (2017).
- [203] Qi J, Wang J, Li M, Chen L. Shear capacity of stud shear connectors with initial damage: Experiment, FEM model and theoretical formulation. Steel and Composite Structures, Vol. 25, No. 1, 79-92 (2017).
- [204] ALI H.A. Experimental and numerical study of continuous reinforced concrete beams strengthened or retrofitted by bonding composite materials. Thèse de doctorat, Université De Reims Champagne-Ardenne, France (2017).
- [205] Obbink-Huizer C. Implicit vs explicit finite element analysis: when to use which? Simuleon FEA Blog: <https://info.simuleon.com/blog/implicit-vs-explicit-finite-element-analysis> (Consulté le 05/02/2022)
- [206] Qureshi J, Lam D, Yea J. Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams. Journal of Constructional Steel Research, Volume 67, Issue 4, Pages 706-719 (2011).
- [207] Vigneri V, Odenbreit C, Braun M. Numerical evaluation of the plastic hinges developed in headed stud shear connectors in composite beams with profiled steel sheeting. Structures;21:103–10 (2019).
- [208] Liu X, Bradford M.A, Chen Q.J, Ban H. Finite element modelling of steel–concrete composite beams with high-strength friction-grip bolt shear connectors. Finite Elements in Analysis and Design. Volume 108, Pages 54-65 (2016).
- [209] Culver C, Zarzeczny P.J, Driscoll G.C. Tests of composite beams for buildings, June Fritz Laboratory Reports, 1807 (1960).
- [210] Maleki S & Mahoutian M. Experimental and analytical study on channel shear connectors in fiber-reinforced concrete. Journal of Constructional Steel Research 65 1787–1793 (2009).

- [211] Vianna J.D.C, Costa-Neves I.F, Da S, Vellasco PCG, De Andrade S.A.L. Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors' structural response. Journal of Constructional Steel Research., 65. 408-421 (2009).
- [212] Valente I.B, Cruz P.J.S. Experimental analysis of shear connection between steel and lightweight concrete. Journal of Constructional Steel Research 65 1954\_1963 (2009).
- [213] Xue W, Ding M, Wang H, Luo Z. Static Behavior and Theoretical Model of Stud Shear Connectors. Journal of Bridge Engineering, Volume 13 Issue 6 (2008).
- [214] Microsoft Excel 2013. Microsoft Office Professional Plus (2019).
- [215] Boeraeve Ir.P. Cours de Béton Armé, Chapitre 8. Poutres en Té : <https://cours-examens.org/images/An-2018/Etudes-superieures/Beton/Cours2/8-Poutres-T.pdf> (Consulté le 04/03/2022)
- [216] CEB-FIP ; Model Code 2010, Thomas Telford, London, 2010.

## LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre 1. Poutres mixtes acier-béton : Recherche bibliographique .....</b>	<b>16</b>
Figure 1.1. Construction mixte acier-béton [68] .....	17
Figure 1.2. Plancher mixte acier-béton [69].....	18
Figure 1.3. Poutre mixte acier-béton .....	19
Figure 1.4. Ponts mixte acier-béton .....	20
Figure 1.5. Exemples de type de poutres mixtes [10].....	21
Figure 1.6. Type de connexion à l'interface de la poutre mixte [17].....	23
Figure 1.7. Influence du degré de connexion sur la poutre mixte .....	25
Figure 1.8. Différence entre les courbes M- $\theta$ entre la connexion complète et partielle .....	26
Figure 1.9. Loi de comportement de l'acier .....	27
Figure 1.10. Influence de la limite élastique sur la ductilité de l'acier [32].....	28
Figure 1.11. Représentation des deux critères de plasticité dans des repères de contraintes principales.....	29
Figure 1.12. Loi de comportement du béton en compression [15].....	30
Figure 1.13. Loi de comportement du béton en traction .....	31
Figure 1.14. Représentation du critère Drucker-Prager dans des repères de contraintes principales .....	33
Figure 1.15. Modèle élasto-plastique des composants de la poutre mixte [15] .....	35
Figure 1.16. Répartition des contraintes sur la section mixte entièrement plastique .....	35
Figure 1.17. Valeurs de la longueur $l_e$ pour les poutres continues [45] .....	36
Figure 1.18. Répartition de la rigidité en flexion sur une poutre mixte continue .....	40
Figure 1.19. Position de l'axe neutre élastique sur la section .....	41
Figure 1.20. Distribution de contraintes sur la section efficace .....	43
Figure 1.21. Flux de cisaillement $q_{el}(x)$ par la longueur de cisaillement $l_{cr}$ .....	44
Figure 1.22. Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la dalle de béton .....	46
Figure 1.23. Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la semelle de l'IPE .....	47
Figure 1.24. Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans l'âme de l'IPE .....	48
Figure 2.25. Distribution plastique des contraintes pour une connexion partielle .....	49
Figure 1.26. Relation entre le moment résistant plastique $M_{Pl,Rd}$ et le degré de connexion $\eta$ .	50
<b>Chapitre 2. Connecteurs de cisaillement .....</b>	<b>55</b>
Figure 2.1 Différentes sollicitation appliqué sur le connecteur .....	57

Figure 2.2 Essai de push-out sur les connecteurs de cisaillement .....	57
Figure 2.3 Les configurations de l'essai de push-out proposées par l'EC4 [45].....	58
Figure 2.4 Détermination de la résistance et du glissement caractéristiques ( $P_{Rk}$ et $\delta_{Rk}$ ) .....	59
Figure 2.5 Classification des connecteurs par rapport à leurs capacités de glissement .....	60
Figure 2.6 Influence de la ductilité des connecteur sur le comportement des poutres mixtes [43] .....	61
Figure 2.7 Influence de la ductilité des connecteur sur le comportement des poutres mixtes .	62
Figure 2.8 Modes de ruine des connecteurs dans la connexion .....	63
Figure 2.9 Connecteur de cisaillement en forme d'hélicoïde .....	64
Figure 2.10 Connecteurs de cisaillement en butée [45] .....	65
Figure 2.11 Connecteur de type Goujon à tête et son installation .....	66
Figure 2.12 Connecteur de type Plaque perforée (Perfobond) .....	69
Figure 2.13 Connecteur de type Canal .....	71
Figure 2.14 Connecteur de type boulons à haute résistance [45]. .....	74
Figure 2.15 Connecteurs en forme de L et de V .....	75
Figure 2.16 Connecteur de type X-HVB [147, 155].....	76
Figure 2.17 Schémas de Connecteur Crestbond pris de Veríssimo et al. [150].....	77
Figure 2.18 Connecteur en treillis (Schéma pris de [153]) .....	78
Figure 2.19 Connecteur OMEGA .....	80
Figure 2.20 Le pliage en V (Schéma pris de [162]).....	81
Figure 2.21 Processus de pliage des connecteurs OMEGA .....	83
Figure 2.22 Formes finales du connecteurs OMEGA .....	84
Figure 2.23 Dispositions du connecteur OMEGA à l'interface acier-béton .....	85
Figure 2.24 Essais de traction sur les éprouvettes prélevées en acier .....	87
Figure 2.25 Effet du pliage sur les propriétés mécaniques de l'acier. ....	88
Figure 2.26 Soudure du connecteur OMEGA sur la poutre en acier. ....	89
<b>Chapitre 3. Essais de push-out sur les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>92</b>
Figure 3.1 Essai de push-out.....	93
Figure 3.2 Configuration normalisée du test de push-out sur les G22. ....	95
Figure 3.3 Configuration du test de push-out des connecteurs OMEGA .....	97
Figure 3.4 Préparation du spécimen de push-out avec les goujons G22.....	98
Figure 3.5 Préparation du spécimen de push-out avec les OCPL-(3x50). ....	98
Figure 3.6 Préparation du spécimen de push-out avec les OCPT-(3x50). ....	99
Figure 3.7 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(3x50). ....	99

Figure 3.8 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAT-(3x50). .....	100
Figure 3.9 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(4x60)-S355. ....	100
Figure 3.10 Préparation du spécimen de push-out avec les OCAL-(4x60)-S460. ....	101
Figure 3.11 Préparation des éléments des spécimens et coulage du béton .....	103
Figure 3.12 Essai sur les éprouvettes cylindriques de béton. ....	104
Figure 3.13 Essais de traction sur les éprouvettes prélevées en acier .....	106
Figure 3.14 Installation du spécimen de push-out dans la presse hydraulique.....	107
Figure 3.15 Phases de chargement de l'essai de push-out. ....	108
Figure 3.16 Configuration des capteurs LVDT. ....	109
Figure 3.17 Configuration des outils utilisé pour l'exécution de l'essai de push-out.....	110
Figure 3.18 Courbes charge-glisserment des connecteurs OMEGA de la série 1 et des goujons G22.....	112
Figure 3.19 Comparaison entre les courbes charge-glisserment des connecteurs OMEGA de la série 1 et des goujons G22.....	113
Figure 3.20 Courbe charge-glisserment des connecteurs de la série 2.....	114
Figure 3.21 Courbes charge-glisserment des connecteurs OMEGA de la série 2 et des goujons G22 .....	115
Figure 3.22 Courbes charge-glisserment des connecteurs OMEGA de la série 3. ....	116
Figure 3.23 Projection de $P_{Rk}$ et $\delta_{Rk}$ sur les courbes charge-glisserment des connecteurs étudiés.....	120
Figure 3.24 Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 1. ....	126
Figure 3.25 Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 2. ....	127
Figure 3.26 Courbes charge-soulèvement des connecteurs étudiés de la série 3. ....	128
Figure 3.27 Matériels utilisés pour effectuer la démolition des dalles de béton .....	130
Figure 3.28 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCPT-(3x50).....	131
Figure 3.29 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCPL-(3x50).....	132
Figure 3.30 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCAT-(3x50). ....	133
Figure 3.31 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les OCAL-(3x50). ....	134
Figure 3.32 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les G22. ....	135
Figure 3.33 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les l'OCAL-(4x60)-S355.....	136
Figure 3.34 Mode de ruine des spécimens de push-out avec les l'OCAL-(4x60)-S460.....	137
Figure 3.35 Différence de mode de ruine des OCAL en fonction des surfaces de cisaillement. ....	139

<b>Chapitre 4. Etude paramétrique sur les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>141</b>
Figure 4.1 Modèles élément finis de push-out avec les connecteurs OMEGA .....	145
Figure 4.2 Schéma du processus du développement du modèle EF de l'essai de push-out....	146
Figure 4.3 Types d'éléments de maillage .....	147
Figure 4.4 Maillage des modèles éléments finis avec les deux dispositions du connecteurs OMEGA .....	148
Figure 4.5 Modèle des courbes contrainte-déformation idéalisées pour Abaqus.....	149
Figure 4.6 Courbe contrainte-déformation de l'acier idéalisée pour Abaqus. ....	153
Figure 4.7 Les surfaces du modèle EF pour les conditions aux limites .....	154
Figure 4.8 Les surfaces de contacts entre les composants du modèle EF de push-out.....	155
Figure 4.9 La surface de chargement du modèle EF de push-out .....	157
Figure 4.10 Comparaison entre les courbes charge-glisement expérimentales et numériques. ....	158
Figure 4.11 Comparaison entre les courbes charge-glisement obtenues par les essais et le modèle EF.....	160
Figure 4.12 Comparaison entre les courbes charge-glisement en variant la hauteur du connecteur OMEGA .....	162
Figure 4.13 Comparaison entre les courbes charge-glisement en variant la largeur du connecteur OMEGA .....	164
Figure 4.14 Courbes charge-glisement des spécimens avec les OCAT en variant $A_s$ .....	166
Figure 4.15 Courbes charge-glisement des spécimens avec les OCAL en variant $A_s$ .....	167
Figure 4.16 Comparaison entre les courbes charge-glisement des OCAT et OCAL avec celles des OCPT, OCPL et G22 .....	170
Figure 4.17 Courbe charge-glisement des spécimens avec les OCAT en variant $f_c$ .....	173
Figure 4.18 Courbe charge-glisement des spécimens avec les OCAL en variant $f_c$ .....	174
Figure 4.19 Distribution des contraintes sur les élément du spécimen avec OCAL-(2x40) .	178
Figure 4.20 Distribution des contraintes sur les élément du spécimen avec OCAL-(3x50)..	179
Figure 4.21 Distribution des contraintes sur les élément du spécimen avec OCAL-(4x60) .	180
Figure 4.22 Développement de la formule de résistance des connecteurs OMEGA par ligne de tendance. ....	182
<b>Chapitre 5. Etude de la poutre mixte avec les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>185</b>
Figure 5.1 Sollicitations internes de la poutre mixte soumise a la flexion à 4 points.....	187
Figure 5.2 Dimensions de la section transversale de la poutre mixte. ....	188
Figure 5.3 Distribution plastique des contraintes sur la section critique de PM-CC.....	191

Figure 5.4 Distribution élastique des contraintes sur la section équivalente de la poutre mixte avec une connexion complète.....	193
Figure 5.5 Relation entre le moment résistant et le degré de connexion. ....	195
Figure 5.6 Cisaillement sur les membrures de la poutre de section en Té [70, 215].....	198
Figure 5.7 Efforts en bielles appliqués sur les barres transversales (Schéma pris de [215])..	199
Figure 5.8 Configuration de la section transversale des deux spécimens de poutre mixte. ....	200
Figure 5.9 Description des deux spécimens de poutre mixte.. ....	201
Figure 5.10 Fabrication des deux spécimens de poutre mixte.....	205
Figure 5.11 Evaluation des propriétés mécaniques de la poutre en acier IPE240.....	207
Figure 5.12 Installation de la poutre mixte dans le banc de flexion.. ....	209
Figure 5.13 Installation de la poutre mixte dans le banc de flexion. ....	211
Figure 5.14 Jauges de déformations pour l'acier et pour le béton.....	212
Figure 5.15 Jauges de déformations sur les spécimens de poutre mixte.....	213
Figure 5.16 Illustrations des jauges de déformation collées sur le spécimen.....	214
Figure 5.17 Dispositifs utilisés pour la préparation des surfaces des jauges de déformations. .....	215
Figure 5.18 Préparation des surfaces des jauges de déformations .....	216
Figure 5.19 Installation des jauges de déformations sur les surfaces traitées.. ....	217
Figure 5.20 Connexion des jauges de déformation à la centrale d'acquisition de données.....	218
Figure 5.21 Courbe charge-flèche du spécimen PM-CC. ....	219
Figure 5.22 Courbe charge-flèche du spécimen PM-CP.....	220
Figure 5.23 Evolution de la flèche à mi-porté des deux spécimens de poutre mixte. ....	223
Figure 5.24 Courbes charge-glissement et charge-soulèvement de PM-CC et PM-CP .....	226
Figure 5.25 Séparation entre la dalle de béton et la poutre en acier des deux spécimens.....	227
Figure 5.26 Evolution des déformations de la section transversale du spécimens PM-CC. ...	229
Figure 5.27 Déformations sur la hauteur de la section transversale du spécimen PM-CC. ....	230
Figure 5.28 Evolution des déformations de la section transversale du spécimens PM-CP. ...	231
Figure 5.29 Déformations sur la hauteur de la section transversale du spécimen PM-CP. ....	233
Figure 5.30 Modes de ruine des deux spécimens de poutre mixte PM-CC et PM-CP. ....	234
Figure 5.31 Initiation des fissures sur la face inférieure de la dalle de béton de PM-CP.....	235
Figure 5.32 Fissures sur la dalle de béton de PM-CP et illustration des coupes longitudinales. .....	236
Figure 5.33 Etat des connecteurs OMEGA à l'interface des spécimens PM-CC et PM-CP..	237

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Chapitre 1. Poutres mixtes acier-béton : Recherche bibliographique</b> .....	<b>16</b>
Tableau 1.1. Valeurs de la longueur $l_e$ pour les poutres .....	38
Tableau 1.2. Classification de l'âme d'un profilé en acier [45]. .....	39
Tableau 1.3. Classification de la semelle d'un profilé en acier [45]. .....	39
<b>Chapitre 2. Connecteurs de cisaillement</b> .....	<b>55</b>
Tableau 2.1 Formules de calcul de la résistance des goujons. ....	67
Tableau 2.2 Formules de calcul de la résistance des goujons. ....	70
Tableau 2.3 Formules de calcul de la résistance des goujons. ....	73
Tableau 2.4 Propriétés mécaniques des aciers des connecteurs OMEGA .....	87
<b>Chapitre 3. Essais de push-out sur les connecteurs OMEGA</b> .....	<b>92</b>
Tableau 3.1 Description des spécimens des essais de push-out.. ....	95
Tableau 3.2 La formulation utilisée pour la préparation du béton. ....	104
Tableau 3.3 Les propriétés mécaniques des éprouvettes de béton .....	105
Tableau 3.4 Les propriétés mécaniques des éléments en acier.....	107
Tableau 3.5 Résultats des courbe charge-glissement des connecteurs étudiés. ....	121
Tableau 3.6 Résultats de rigidité au cisaillement des connecteurs étudiés.. ....	123
Tableau 3.7 résistance et de soulèvement maximales des connecteurs étudiés.....	129
<b>Chapitre 4. Etude paramétrique sur les connecteurs OMEGA</b> .....	<b>141</b>
Tableau 4.1 Propriétés mécaniques des résistances du béton .....	143
Tableau 4.2 Spécimen numérique de push-out pour l'étude paramétrique. ....	144
Tableau 4.3 Comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux donnés par le modèle EF. .....	159
Tableau 4.4 Comparaison entre les résistances obtenue à partir des tests et le modèle EF .....	160
Tableau 4.5 Comparaison entre les valeurs de résistance et de capacité de glissement en variant la hauteur du connecteur OMEGA. ....	162
Tableau 4.6 Comparaison entre les valeurs de résistance et de capacité de glissement en variant la hauteur du connecteur OMEGA .....	164
Tableau 4.7 Résultats de l'influence de la surface de cisaillement sur la ductilité de la connexion .....	168
Tableau 4.8 Résultats de l'influence de la résistance du béton sur la ductilité de la connexion .....	176

Tableau 4.9 Comparaison entre les résistances caractéristiques des numériques et analytiques .....	183
<b>Chapitre 5. Etude de la poutre mixte avec les connecteurs OMEGA .....</b>	<b>185</b>
Tableau 5.1 Dimensions du profilé en acier IPE240.. .....	188
Tableau 5.2 Les propriétés mécaniques du béton de la dalle. ....	206
Tableau 5.3 Les propriétés mécaniques des éléments en acier des poutre mixtes.....	208
Tableau 5.4 Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux .....	222
Tableau 5.5 Evolution de la rigidité en flexion des deux spécimens de poutre mixte.....	224

# **ANNEXES**



Rechercher dans notre catalogue

Panier: 0 Produits - 0,00 €

TÔLE PLANE À LA DÉCOUPE ▾ COUVERTINES D'ACROTÈRES PLATES ▾ CATALOGUE ▾ QUINCAILLERIE ▾ RÉALISER VOTRE PLIAGE SUR MESURE

Accueil > Pliage Service > Février 2022 > ACIER Brut, 30/10, Dev. 300, Lg. 1000

CRÉER UN DEVIS À PARTIR DE CE PANIER

DEMANDER UN DEVIS

**OUTIL DE CRÉATION DE PLIAGE**

**LA VIDEO**  
comment ça marche

**PLIAGES PRÉDÉFINIS**

Voir la video

**ACIER Brut, 30/10, Dev. 300, Lg. 1000**

MATIÈRE : Acier  
FINITION : ACIER Brut  
ÉPAISSEUR : 30/10  
QUANTITÉ : 1

Référence 4053

**48,55 € HT**

Quantité 1

Ajouter au panier

Partager

Note Totale:  
0/5 - 0 Avis

Ajouter un Avis Voir les Avis

En achetant ce produit, vous collecterez 10 points avec notre programme de fidélité. Vous pouvez convertir 10 points de votre compte en un bon pour un futur achat.

**Figure A.3** Estimation du cout d'une barre de 1m de longueur en profilé OMEGA qui peut donner 20 connecteurs OMEGA

Numéro Date Code Client

DE004080 21/02/22 DIVERST

Référence N° intracom. client

TEL

**STE TABET MOULAY**

54500 VANDOEUVRE LES NACY

Validité de l'offre :

Votre interlocuteur :

**Devis n° DE004080**

Référence	Désignation	Qté	U	Prix brut	Remise	Montant HT	Délai
ABAC22X100	ANCRAGE BETON SD1 S235J2 22X100+FERRULES UF22 + CERAMIQUES COMPRISES UF22	40,00	U	1,9340		77,36	
PORT66618	PORT EXAPAQ DPD JUSQU'à 18 KG 2 CARTONS DISPO EN STOCK VERIFICATION AVEC LE CATALOGUE PDF CI-JOINT	1,00	P	28,0000		28,00	

**Figure A.4** Estimation du cout de 40 goujons à tête de 22 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur.

# ANNEXE B :

## Fiche technique de la jauge de déformation

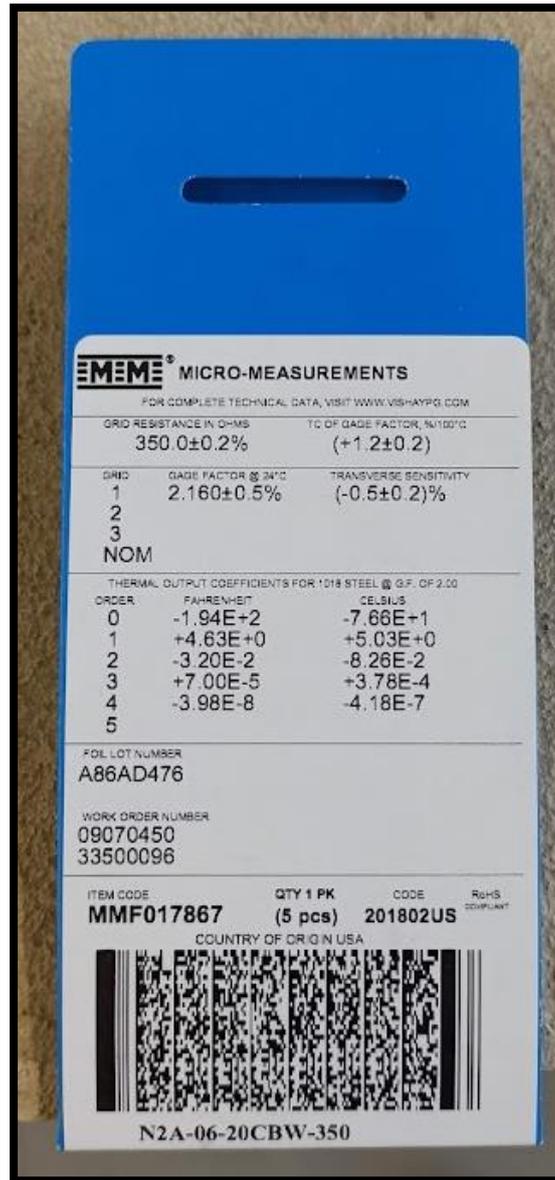


Figure B.1 Fiche technique de la jauge de déformation pour le béton

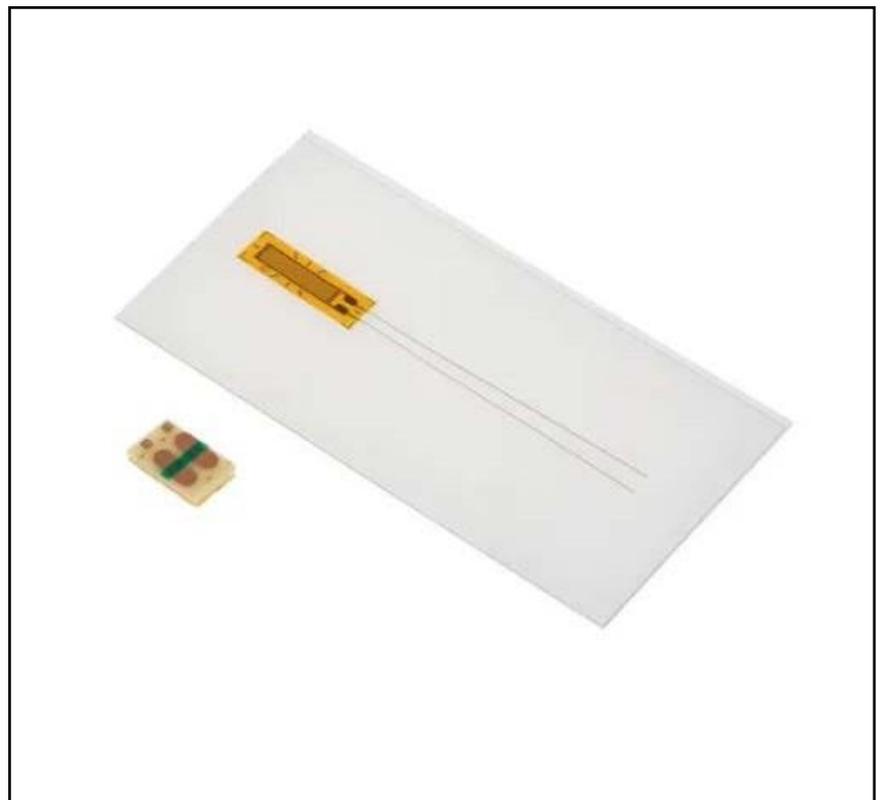
Dans ce qui suit la fiche technique des jauges de déformation pour les aciers est présenté, celle-ci est trouvée sur le site du fabricant RS Pro : <https://fr.rs-online.com/web/p/jauges-de-contraintes/8656235>

## CARACTERISTIQUES

- Mesure des applications statiques et dynamiques
- Lecture fiable et précise
- Marques d'alignement transparentes
- Peu à pas d'effet sur les objets de test pendant la mesure
- Fourni avec deux cosses autoadhésives.  
Terminal

## Jauge de fil de RS Pro 4 mm, 120 $\Omega$ -30 °C +180 °C.

RS code commande : 865-6235



Les produits homologués par RS vous apportent des pièces de qualité professionnelle dans toutes les catégories de produits. Notre gamme de produits a été testée par des ingénieurs et fournit une qualité comparable aux plus grandes marques sans avoir à payer un prix élevé.

### Description du produit

Nos jauges de contrainte simples de RS Pro ont été créées et conçues pour mesurer la contrainte et la force d'un article, chaque jauge de contrainte est dotée d'une surface laminée avec des fils volants intégrés de 30 mm. La jauge adhère à un élément, car elle déforme les changements de résistance électrique - ce processus peut parfois être appelé le "facteur de jauge". Notre jauge de contrainte de RS Pro peut être utilisée dans une multitude d'applications pour la mesure de contrainte, telles que les claviers, les appareils médicaux et les produits automobiles.

### Caractéristiques

<b>Facteur de jauge</b>	2
<b>Résistance de jauge</b>	12 ohms
<b>Type de terminal</b>	Câble
<b>Durée de vie en fatigue</b>	Plus de 10 <sup>6</sup> inverseurs à une contrainte de 1 000 $\mu$

### Spécifications mécaniques

<b>Dimensions</b>	13 mm x 4 mm
<b>Longueur de jauge</b>	8 mm
<b>Longueur</b>	13 mm
<b>Largeur</b>	4mm

### Spécifications de l'environnement de

<b>Température d'utilisation minimale</b>	-30°C
<b>Température d'utilisation maximale</b>	+180°C

### Homologations

<b>Conformité/certifications</b>	CE
----------------------------------	----