

Université de Reims Champagne  
Ardenne

Ecole doctorale  
Sciences Technologies Santé

**Thèse de DOCTORAT**  
Spécialité Génie Civil

Présentée par  
**Loubna BOUZAOU**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE EXPERIMENTALE ET THEORIQUE DE  
STRUCTURES MIXTES ACIER-BETON ASSEMBLEES PAR COLLAGE**

Thèse dirigée par :

Alex LI                    Professeur, Université de Reims Champagne Ardenne  
Yves DELMAS           Professeur, Université de Reims Champagne Ardenne

Soutenue publiquement à l'Université de Reims Champagne Ardenne  
Le 21/10/2005

Devant le jury :

Alain BASCOUL	Professeur, Université Paul Sabatier de Toulouse III, <b>rapporteur</b>
Henri BRESSIEUX	Université Robert Schuman de Strasbourg, membre invité
François BUYLE-BODIN	Professeur, Chef de la Mission Génie Civil de la DRAST
Richard CABRILLAC	Professeur, Université de Cergy-Pontoise, <b>rapporteur</b>
Yves DELMAS	Professeur, Université de Reims Champagne Ardenne
Louis DEMILECAMPS	Directeur Technique de GTM CONSTRUCTION, membre invité
Bruno JURKIEWIEZ	Maître de Conférences, Université Lyon 1
Alex LI	Professeur, Université de Reims Champagne Ardenne
Gilles PERRENOT	Maître de Conférences, Université de Reims Champagne Ardenne

*A mes parents*

## Remerciements

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé au sein du Groupe Mécanique, Matériaux et Structures (GMMS) à l'Université de Reims Champagne Ardenne, sous la direction de Monsieur le professeur Yves DELMAS.

Au terme de cette recherche, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail de thèse.

Je remercie tout d'abord Monsieur Yves DELMAS de m'avoir proposé ce sujet de thèse, de l'attention qu'il a portée à mon travail et des moments précieux de discussion qu'il m'a réservées. Je le remercie infiniment pour sa confiance, ses précieux conseils, sa disponibilité et sa gentillesse.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur Alex LI, Professeur à l'Université de Reims Champagne Ardenne, pour toute l'aide qu'il m'a apportée dans la réalisation des essais et sa disponibilité tout au long de ma thèse.

J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur Gilles PERRENOT, Maître de conférences à l'Université de Reims Champagne Ardenne, qui tout au long de ces années m'a toujours encouragé et conseillé. Je le remercie également pour toutes les discussions, suggestions et ses précieux conseils. Je n'oublierais jamais son aide, sa sympathie et sa bonne humeur lors de la réalisation des essais.

Je tiens à remercier M. Ying Qiao GUO, Directeur du Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures, de m'avoir accueilli dans son laboratoire.

Je tiens aussi à remercier les membres de mon jury de thèse, d'avoir accepté de s'intéresser à ce travail. Mes sincères remerciements s'adressent à :

M. François BUYLE-BODIN, Professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille1 et Chef de la Mission Génie Civil de la DRAST, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de cette thèse

M. Richard CABRILLAC, Professeur à l'Université de Cergy-Pontoise, d'avoir bien voulu rapporter ce travail. Je tiens également à lui témoigner toute ma gratitude pour la pertinence de ses remarques.

M. Alain BASCOUL, Professeur à l'Université Paul Sabatier de Toulouse III, de bien vouloir être rapporteur de cette thèse, pour ses remarques et ses discussions intéressantes.

M. Bruno JURKIEWIEZ, Maître de conférence à l'Université de Lyon 1, pour le temps qu'il m'a accordé en acceptant d'examiner ce travail, pour son aide, sa collaboration et sa sympathie pendant mon séjour à strasbourg. Qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

M. Henri BRESSIEUX, Professeur de l'Université Robert Schuman de Strasbourg, pour ses remarques, ses conseils scientifiques avertis et son aide pour la réalisation de l'essai sur la grande poutre à Strasbourg.

M. Louis DEMILECAMPS, responsable du thème 2 « conception et réalisation de dalles de ponts mixtes » du projet national MIKTI sur « les ponts et les passerelles mixtes de demain »,  
Pour ses conseils, l'intérêt qu'il a toujours montré pour ce travail et l'honneur qu'il m'a fait en participant au jury de ma thèse.

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble du personnel technique du département génie civil, de génie mécanique et du service général de l'IUT, pour leur aimable et efficace contribution et tout spécialement Messieurs P. JUPILLAT et J. M. LOINTIER, Techniciens au Département Génie Civil.

Je souhaiterais également remercier l'ensemble du personnel du département Génie Civil de l'IUT de Robert Schuman de Strasbourg pour leur collaboration et leur gentillesse.

Parallèlement à mon travail de thèse, j'ai découvert le plaisir d'enseigner. Je remercie les Responsables d'enseignement qui m'ont fait confiance, et tout particulièrement M. Jean pierre TROALEN de m'avoir communiqué des remarques utiles et précises.

Je ne saurais oublier tous mes collègues et mes amis, pour leur ambiance agréable dans laquelle s'est déroulé ce travail, leur sympathie et leur soutien durant toutes ces années de recherche. Je cite C. DIAGANA, A. GACOIN, F. FOUCAL, G. Z. ZHAO, Y. LI, C. DEBRE, A. SAFFIH, X. CHIEMENTIIN, F. BOLAERS, B. ABBES, N. EL WAKIL, Z. GUESSOUM, A. TURKI, N. RAILAINIRINA, H. ZAIDI, A. BRIZINI, N. FACI, L. SEDDIKI, F. Z. KENTAOUI, A. IBRAHIMA,...

Je ne saurais citer tous les noms, que chacun trouve ici ma profonde gratitude.

Je remercie mon fiancé Eddy EL TABACH de m'avoir soutenu tout au long de ma thèse et de m'avoir prodigué des encouragements répétés.

Je n'ai jamais eu l'occasion de remercier mes parents pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, pour leurs encouragements, leurs sacrifices et leur amour. Merci pour tous.

En fin, je remercie toute ma famille, mes frères et mes sœurs pour leur amour et tout le reste. MOHAMED, ZHOR, LAMIAE, KARIM, BADIA, MAHA, KHADIJA, SHAIMAE, ABDERAFIE, AYA, JAMAL, AYOUB, HICHAM, NABIL, RYME et MALIKA.

## Résumé

Cette étude porte sur l'analyse expérimentale et théorique du comportement mécanique des poutres mixtes acier béton assemblées par un joint d'adhésif. Dans un premier temps, nous avons étudié l'influence des principaux paramètres tels que le mode de construction de la dalle de compression, l'état de surface des substrats, la nature de l'adhésif et l'épaisseur irrégulière du joint d'adhésif sur les performances mécaniques des poutres mixtes collées de 3.3 m de portée entre appuis. L'instrumentation de ces poutres par des jauges électriques et des capteurs inductifs nous a permis de déterminer la répartition des déformations dans les corps d'épreuve ainsi que de mesurer le glissement et le soulèvement relatifs de la dalle par rapport au profilé métallique. Dans un deuxième temps, nous avons réalisé un test expérimental en flexion trois points sur une poutre mixte collée (8.5 m de portée entre appuis) dans le but d'analyser le comportement mécanique de la structure collée en vraie grandeur.

Nous montrons dans cette étude, qu'en utilisant un adhésif époxyde au comportement rigide comme élément d'assemblage dans les poutres mixtes acier-béton et en appliquant un traitement de surface adéquat par sablage des surfaces des deux substrats l'acier et le béton, la liaison par collage peut assurer une connexion parfaite entre l'acier et le béton sans aucun mouvement relatif à l'interface. Nous montrons également que la dalle de compression peut être réalisée par plusieurs éléments, en béton préfabriqué, collés bout à bout. Et finalement, en comparant le comportement mécanique des poutres mixtes collées avec une épaisseur irrégulière du joint d'adhésif dans le sens transversal et longitudinal avec celui d'une poutre mixte collée avec une épaisseur de joint d'adhésif régulière, on peut tolérer une variation de l'épaisseur du joint d'adhésif d'une amplitude de 2 mm dans le sens transversal et de 4 mm dans le sens longitudinal de la poutre. En conclusion, le collage peut se substituer aux connecteurs métalliques et assurer la mixité recherchée.

## **Abstract**

This study concerns the experimental and theoretical analysis of the mechanical behaviour of the steel-concrete composite beams assembled with an adhesive joint. First, we studied the effect of the main parameters such as the construction method of the concrete slab, the surface state of the substrates, the adhesive nature and the irregular thickness of the adhesive joint on mechanical performances of the glued composite beams of 3.3 m of span between supports. The use of strain gauges and inductive sensors enabled us to characterize the strains distribution in these beams and to measure the relative displacements between concrete slab and steel girder. In the second time, we carried out a bending experimental test on a full-scale of glued composite beam, (8.5 m of span between supports) in order to analyze the mechanical behaviour of the full-scale glued structure.

Using an epoxy adhesive with the rigid behaviour to bond concrete slab to steel girder and sanding the surfaces of the two substrates steel and concrete, we showed that the connection by bonding with adhesive can ensure a perfect connexion between steel and concrete without any displacement at the interface. We also showed that the concrete slab can be carried out by several precasted concrete elements glued together. Finally, the comparison between the mechanical behavior of the composite beams glued with an irregular thickness of the adhesive joint, in the transverse and longitudinal direction, and that of a composite beam glued with a regular thickness of adhesive joint, allowed us to tolerate a variation in the thickness of the adhesive joint of 2 mm in the transverse direction of the beam and of 4 mm in the longitudinal one. In conclusion, bonding can replace the metal connectors and allows to concrete slab and steel girder to act as unit alone.

# Table des matières

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>17</b>
<b>CHAPITRE I : POUTRES MIXTES ACIER-BETON .....</b>	<b>23</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>24</b>
<b>I.1 HISTORIQUE DES METHODES DE CALCUL DES POUTRES MIXTES.....</b>	<b>24</b>
<b>I.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES MIXTES .....</b>	<b>26</b>
I.2.1. Etat Limite Ultime.....	27
I.2.1.1 Concept de largeur effective.....	27
I.2.1.2 Classification des sections.....	28
I.2.2 Etat Limite de Service.....	29
<b>I.3 CALCUL DES EFFORTS INTERIEURS.....</b>	<b>30</b>
I.3.1 Analyse élastique.....	30
I.3.1.1 Coefficient d'équivalence élastique.....	30
I.3.1.2 Caractéristiques des poutres mixtes.....	31
I.3.1.3 Position du centre de gravité de la section mixte.....	32
I.3.1.4 Inertie de la section mixte.....	32
I.3.1.5 Calcul des contraintes.....	33
I.3.2 Analyse plastique.....	33
I.3.2.1 Coefficient d'équivalence plastique.....	34
I.3.2.2 Hypothèses de calcul.....	35
I.3.2.3 Cas d'une section sous moment positif.....	35
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>37</b>
<b>CHAPITRE II : ASSEMBLAGE DES POUTRES MIXTES ACIER- BETON .....</b>	<b>38</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>39</b>
<b>II.1 POUTRES MIXTES ASSEMBLEES PAR DES CONNECTEURS METALLIQUES .....</b>	<b>40</b>
Introduction.....	40
II.1.1 Evolution des connecteurs métalliques.....	40
II.1.2 Classement des connecteurs.....	43
II.1.3 Connexion totale et partielle.....	44
II.1.4 Comportement des connecteurs.....	45
II.1.4.1 Cisaillement.....	46
II.1.4.2 Soulèvement.....	48
II.1.5 Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs.....	48
II.1.6. Calcul de la connexion.....	49
II.1.6.1 Résistance de calcul des goujons à tête.....	49
II.1.6.2 Calcul élastique de la connexion.....	50
II.1.6.3 Calcul plastique de la connexion.....	51
Conclusion.....	54
<b>II.2 POUTRES MIXTES COLLEES.....</b>	<b>56</b>
Introduction.....	56
II.2.1 Comparaison entre l'assemblage par goujons et l'assemblage par collage.....	57
II.2.1.1 Aspect mécanique.....	57
II.2.1.2 Aspect dimensionnement.....	59

II.2.1.3 Aspect économique .....	59
II.2.2 Etat de l'art des essais sur les poutres mixtes collées.....	65
II.2.2.1 Essais « New York » .....	65
II.2.2.2 Essais d'Arizona I .....	66
II.2.2.3 Essais d'Arizona II .....	67
II.2.2.4 Essais de Liège .....	69
II.2.2.5 Essais ICOM .....	70
Conclusion.....	72
<b>II.3 PROPOSITION D'UN MODELE EXPERIMENTAL REALISTE .....</b>	<b>73</b>
<b>CHAPITRE III : PROCEDURE EXPERIMENTALE D'ESSAIS DE POUTRES MIXTES COLLEES DE 3.3 M DE PORTEE SOUMISES A DE LA FLEXION TROIS POINTS.....</b>	<b>75</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>76</b>
<b>III.1 METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....</b>	<b>77</b>
III.1.1 Domaine élastique .....	77
III.1.2 Domaine plastique .....	77
<b>III.2 DESCRIPTION DES CORPS D'EPREUVE .....</b>	<b>79</b>
III.2.1 Bipoutres P1 et P2 .....	80
III.2.2 Structures monopoutres P3 et P4 .....	81
III.2.3 Structures monopoutres P5 et P6 .....	82
<b>III.3 CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES .....</b>	<b>84</b>
III.3.1 Béton.....	84
III.3.1.1 Composition du béton .....	85
III.3.1.2 Caractéristiques mécaniques du béton .....	85
III.3.2 Acier .....	86
III.3.3 Adhésif.....	88
Introduction.....	88
III.3.3.1 Sikadur 30 .....	89
III.3.3.2 Sikaforce 7750 .....	90
<b>III.4 TRAITEMENT DE SURFACE.....</b>	<b>90</b>
Introduction .....	90
III.4.1 Traitement de surface des poutres P1 et P2 .....	92
III.4.2 Traitement de surface des poutres P3, P4, P5 et P6 .....	93
<b>III.5 MESURES EXPERIMENTALES.....</b>	<b>93</b>
III.5.1 Instrumentation des poutres d'essais .....	94
III.5.1.1 Mesure de la flèche .....	94
III.5.1.2 Mesure des glissements relatifs de la dalle par rapport au profilé.....	94
III.5.1.3 Mesure du soulèvement .....	95
III.5.1.4 Mesure des déformations dans l'acier et le béton .....	95
III.5.2 Caractéristiques des différents instruments de mesure .....	98
<b>CHAPITRE IV : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS SUR LES POUTRES DE 3.3 M DE PORTEE .....</b>	<b>100</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>101</b>
<b>IV.1 INFLUENCE DE MODE DE CONSTRUCTION DE LA DALLE.....</b>	<b>102</b>

Introduction .....	102
IV.1.1 Modes et charges de ruine des poutres P1 et P2 .....	102
IV.1.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P1 et P2.....	104
IV.1.3 Glissement des poutres P1 et P2.....	106
IV.1.4 Déformations des poutres P1 et P2.....	108
IV.1.4.1 Courbes force/déformations.....	108
IV.1.4.2 Distribution des déformations suivant la longueur des poutres P1 et P2 .....	112
IV.1.4.3 Répartition des déformations sur la section des poutres P1 et P2 .....	115
IV.1.4.4 Soulèvement .....	116
Conclusion.....	116
<b>IV.2 INFLUENCE DE LA NATURE DE L'ADHESIF .....</b>	<b>118</b>
Introduction .....	118
IV.2.1 Modes et charges de ruine des poutres P3 et P4 .....	119
IV.2.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P3 et P4.....	120
IV.2.3 Glissement entre la dalle de béton et le profilé métallique des poutres P3 et P4.....	122
IV.2.4 Déformations des poutres P3 et P4.....	124
IV.2.4.1 Courbes force/déformations.....	124
IV.2.4.2 Distribution des déformations suivant la longueur des poutres P3 et P4 .....	125
IV.2.4.3 Répartition des déformations sur une section droite des poutres P3 et P4.....	126
Conclusion.....	128
<b>IV.3 INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR IRREGULIERE DU JOINT D'ADHESIF .....</b>	<b>129</b>
Introduction .....	129
IV.3.1 Modes et charges de ruine des poutres P5 et P6 .....	129
IV.3.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P5 et P6.....	131
IV.3.3 Glissement relatif de la dalle par rapport au profilé des poutres P5 et P6 .....	133
IV.3.4 Déformations des poutres P5 et P6.....	134
IV.3.4.1 Courbes force/déformations.....	134
IV.3.4.2 Répartition des déformations dans la section située à 480 mm du milieu des poutres P3, P5 et P6.....	136
Conclusion.....	138
<b>IV.4 CONFRONTATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX A LA MODELISATION NUMERIQUE.....</b>	<b>139</b>
Introduction .....	139
IV.4.1 Présentation du modèle.....	139
IV.4.1.1 Symétrie.....	139
IV.4.1.2 Géométrie et maillage.....	139
IV.4.1.3 Conditions aux limites .....	141
IV.4.1.4 Les hypothèses.....	141
IV.4.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux .....	142
Conclusion.....	144
<b>CONCLUSION SUR LES ESSAIS DES POUTRES DE PETITE PORTEE.....</b>	<b>144</b>
<b>CHAPITRE V : ETUDE EXPERIMENTALE D'UNE POUTRE MIXTE COLLEE EN VRAIE GRANDEUR.....</b>	<b>146</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>147</b>
<b>V.1 DESCRIPTION DE LA POUTRE TESTEE .....</b>	<b>147</b>
<b>V.2 MATERIAUX UTILISES.....</b>	<b>151</b>
V.2.1 Béton.....	151
V.2.2 Acier .....	151
V.2.3 Adhésif.....	152

<b>V.3 TRAITEMENT DE SURFACE.....</b>	<b>152</b>
<b>V.4 INSTRUMENTATION DE LA POUTRE MIXTE COLLEE.....</b>	<b>152</b>
V.4.1 Mesure de la flèche .....	153
V.4.2 Mesure de glissement relatif de la dalle par rapport au profilé métallique .....	153
V.4.3 Mesure du soulèvement .....	154
V.4.4 Mesure des déformations .....	154
<b>V.5 DISPOSITIF DE MISE EN CHARGE.....</b>	<b>158</b>
<b>V.6 PROCEDURE DE CHARGEMENT .....</b>	<b>158</b>
<b>V.7 RESULTATS EXPERIMENTAUX.....</b>	<b>160</b>
V.7.1 Ruine de la poutre P7.....	160
V.7.2 Flèche.....	161
V.7.3 Glissement relatif de la dalle par rapport au profilé métallique de la poutre P7 .....	163
V.7.4 Soulèvement.....	164
V.7.5 Déformations .....	165
V.7.5.1 Déformations dans la section centrale SC.....	165
V.7.5.2 Déformations dans les sections S1N et S1S.....	166
V.7.5.3 Déformations dans les sections S2N .....	167
V.7.5.4 Distribution des déformations le long de la poutre .....	168
V.7.5.5 Déformations transversales .....	170
V.7.5.6 Répartition des déformations dans la section droite S2N à 720 mm du milieu de la poutre ...	171
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>171</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>173</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>178</b>
<b>ANNEXE 1 .....</b>	<b>183</b>
<b>ANNEXE 2 .....</b>	<b>189</b>
<b>ANNEXE 3 .....</b>	<b>192</b>

## Liste des figures

Figure I.1- Concept de largeur effective.....	28
Figure I.2- Section droite de la poutre mixte acier-béton.....	32
Figure I.3- Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle .....	36
Figure II.1- Connecteur, en forme d'hélice, soudé au profilé en acier .....	40
Figure II.2- Connecteurs, en forme de crochet, soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique.....	41
Figure II.3- Butées réalisées à partir de profilés divers .....	41
Figure II.4- Connecteurs composés d'une butée à la base et renforcés par une barre d'acier pour résister au soulèvement .....	41
Figure II.5- Différents types de goujons soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique .....	42
Figure II.6- Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée [Rabih, 1994].....	44
Figure II.7- Différents efforts appliqués au connecteur dans une poutre mixte chargée .....	45
Figure II.8- Principe de l'essai Push-Out .....	46
Figure II.9- Principe de l'essai double Push-Out.....	47
Figure II.10- Principe de l'essai Push-In .....	47
Figure II.11- Moment résistant réduit $M_{pl,Rd}^{(red)}$ en fonction du degré de connexion $N/N_f$ .....	53
Figure II.12- Dimensions de la section de la poutre mixte de 9 m de long .....	58
Figure II.13- Essais préliminaires [Krieg, 1963].....	67
Figure II.14- Poutre mixte acier-béton collée par une largeur réduite « essais d'Arizona II ».....	68
Figure II.15- Essai Push-Out « essai Liège » .....	69
Figure II.16- Les trois possibilités d'assembler les poutres mixtes acier-béton selon Hertig.....	71
Figure II.17- Modèle expérimental adopté .....	73
Figure III.1- Axe neutre plastique .....	79
Figure III.2- Section des bipoutres P1 et P2.....	80
Figure III.3- Vue longitudinale de la poutre P1.....	81
Figure III.4- Vue longitudinale de la poutre P2.....	81
Figure III.5- Section transversale des poutres P3 et P4 .....	82
Figure III.6- Vue longitudinale des poutres P3 et P4 .....	82
Figure III.7- Section transversale de la poutre P5 .....	83
Figure III.8- Vue longitudinale de la poutre P5.....	83
Figure III.9- Section transversale de la poutre P6 .....	83
Figure III.10- Vue longitudinale de la poutre P6.....	84
Figure III.11- Courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier découpée dans l'âme .....	87

Figure III.12- Courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier découpée dans la semelle supérieure de l'IPE.....	87
Figure III.13- Position du point de mesure de la flèche (P1 à P6).....	94
Figure III.14- Position des comparateurs de glissement pour la poutre mixte P1 .....	95
Figure III.15- Position des capteurs de glissement pour les poutres mixtes P3 à P6.....	95
Figure III.16- Position des points de mesure du soulèvement de la poutre P1 .....	95
Figure III.17- Position des jauges de déformations de la poutre P1 .....	96
Figure III.18- Position des jauges de déformations de la poutre P2 .....	97
Figure III.19- Position des jauges de déformations des poutres P3 à P6.....	97
Figure III.20- Bâti de chargement en flexion trois points des poutres.....	98
Figure III.21- Position transversale de la charge des poutres mixtes collées P1 à P6 .....	99
Figure IV.1- Flèches maximales des poutres P1 et P2 comparées à la flèche théorique .....	105
Figure IV.2- Déformations à mi-portée des poutres P1 et P2 comparées aux déformations théoriques.....	105
Figure IV.3- Position des comparateurs de glissement pour la poutre mixte P1 .....	106
Figure IV.4- Position des capteurs de glissement pour les poutres mixtes P2 à P6.....	106
Figure IV.5- Comparaison de la distribution du glissement suivant la longueur pour les poutres P1 et P2 avec une force de 150 kN.....	107
Figure IV.6- Comparaison du glissement à 100 mm du milieu pour les poutres P1 et P2 .....	107
Figure IV.7- Emplacement des jauges de déformations sur la poutre P1 .....	109
Figure IV.8- Noms des dalles qui constituent la dalle de la poutre P1 .....	109
Figure IV.9- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée (P1).....	110
Figure IV.10- Déformations de la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée (P1).....	110
Figure IV.11- Courbes force/déformations enregistrées par les jauges longitudinales J7a, J7 et J8a.....	111
Figure IV.12- Emplacement des jauges sur les armatures longitudinales de la dalle (P2) .....	111
Figure IV.13- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée (P2).....	111
Figure IV.14- Emplacement des jauges sur la semelle supérieure de l'IPE (P2) .....	112
Figure IV.15- Déformations de la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée (P2).....	112
Figure IV.16 -Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P1 à partir du milieu.....	113
Figure IV.17- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P2 à partir du milieu.....	114
Figure IV.18- Evolution des déformations suivant la hauteur sur les poutres P1 et P2.....	115
Figure IV.19- Position de l'axe neutre des poutres P1 et P2 .....	116
Figure IV.20- Flèche maximale des poutres P3 et P4.....	121
Figure IV.21- Déformations à mi-portée des poutres P3 et P4.....	121
Figure IV.22- Points de mesure du glissement des poutres P3 et P4.....	123
Figure IV.23- Courbe charge/glissement, P3 .....	123
Figure IV.24- Courbe charge/glissement, P4 .....	123
Figure IV.25- Comparaison des glissements entre les poutres P3 et P4.....	123

Figure IV.26- Position des jauges sous la semelle supérieure de l'IPE des poutres P3 et P4.....	124
Figure IV.27- Déformations de la semelle supérieure de l'IPE des poutres P3 et P4.....	124
Figure IV.28- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P3 à partir du milieu.....	125
Figure IV.29- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P4 à partir du milieu.....	126
Figure IV.30- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P3 .....	127
Figure IV.31- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm de la section médiane de la poutre P4 .....	127
Figure IV.32- Position de l'axe neutre dans le domaine élastique des poutres P3 et P4 .....	128
Figure IV.33- Flèche maximale des poutres P3, P5 et P6 .....	132
Figure IV.34- Déformations maximales sous la semelle inférieure de l'IPE des poutres P3, P5 et P6 .....	132
Figure IV.35- Glissement entre la dalle et la semelle supérieure de l'IPE pour les poutres P3, P5 et P6 .....	134
Figure IV.36- Positions des jauges sur les armatures longitudinales de la dalle .....	135
Figure IV.37- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée.....	135
Figure IV.38- Déformations de la semelle inférieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée .....	136
Figure IV.39- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P3 .....	137
Figure IV.40 - Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P5 .....	137
Figure IV.41 - Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P6 .....	138
Figure IV.42- Section droite de la poutre modélisée P3 .....	140
Figure IV.43- Maillage de la poutre P3 .....	140
Figure IV.44- Conditions aux limites .....	141
Figure VI.45- Courbe déformée maximale-charge appliquée donnée par un capteur placé au milieu de la poutre P3 .....	142
Figure VI.46- Courbe déformation maximale –charge appliquée donnée par une jauge collée sous la semelle supérieure de l'IPE au milieu de la poutre P3 .....	143
Figure VI.47- Distribution des déformations suivant la longueur de la semelle supérieure de l'IPE de la poutre P3 .....	143
Figure VI.48- Répartition des déformations sur une section droite à 480 mm du milieu de la poutre P3 .....	144
Figure V.1- Section transversale de la poutre P7 .....	148
Figure V.2-Vue longitudinale de la poutre P7 .....	148
Figure V.3- Profilé Reconstitué Soudé « PRS »de la poutre P7.....	150
Figure V.4- Position des points de mesure des flèches de la poutre P7 (cotes en mm).....	153
Figure V.5- Position des capteurs de glissement pour la poutre mixte P7 (Vue de dessus).....	153
Figure V.6- Position des points de mesure de soulèvement de la poutre P7 (vue de dessus).....	154

Figure V.7- Position des points de mesure des déformations de la poutre P7 .....	156
Figure V.8- Mode de chargement de la poutre mixte collée P7 .....	159
Figure V.9- Force en fonction du temps de la poutre P7 .....	159
Figure V.10- Courbes charges- flèches de la poutre P7 .....	162
Figure V.11- Courbes charges- flèches de la poutre P7 .....	162
Figure V.12- Position des capteurs pour mesurer le glissement (vue de dessus) .....	163
Figure V.13- Glissement entre la dalle et la semelle supérieure du PRS pour la poutre P7 .....	163
Figure V.14- Comparaison des glissements enregistrés par les capteurs G1SE, G3SE, G5SE et G7SE de la poutre P7 .....	164
Figure V.15- Position des points de mesure de soulèvement de la poutre P7 (vue de dessus).....	164
Figure V.16- Soulèvement de la dalle par rapport au PRS en fonction de la charge appliquée sur la poutre P7 .....	165
Figure V.17- Déformations dans la section centrale SC.....	166
Figure V.18- Déformations dans les sections S1N et S1S.....	167
Figure V.19- Déformations dans la section S2N.....	168
Figure V.20- Distribution des déformations sous la semelle supérieure du PRS suivant la longueur de la poutre P7 à partir du milieu .....	169
Figure V.21- Distribution des déformations sous les armatures longitudinales en fonction de la longueur de la poutre P7 à partir du milieu .....	169
Figure V.22- Répartition des déformations suivant la largeur de la poutre P7 (l'origine est au milieu de la poutre) .....	170
Figure V.23- Diagramme de Navier de la section S2N .....	171

## Liste des tableaux

Tableau I.1- Caractéristiques de la poutre mixte .....	31
Tableau II.1- Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul.....	58
Tableau II.2- Comparaison du coût entre la liaison par goujons et la liaison par collage .....	61
Tableau II.3- Proportions des différents constituants de l'adhésif utilisé par Miklofsky .....	65
Tableau II.4- Formulation de l'adhésif utilisé par Miklofsky.....	66
Tableau II.5- Valeurs de calcul des contraintes de cisaillement des trois types de liaison.....	72
Tableau III.1- Dimensions des poutres.....	84
Tableau III.2- Composition du béton .....	85
Tableau III.3- Caractéristiques mécaniques du béton utilisé .....	86
Tableau III.4- Durée pratique d'utilisation (D.P.U) sur le kit de 1.2 kg.....	89
Tableau IV.1- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales $F_{ue}$ et théoriques $F_{ut}$ des poutres P1 et P2 .....	104
Tableau IV.2- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales $F_{ue}$ et théoriques $F_{ut}$ des poutres P3 et P4 .....	120
Tableau IV.3- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales $F_{ue}$ et théoriques $F_{ut}$ des poutres P3, P5 et P6 .....	131
Tableau V.1- Caractéristiques mécaniques du béton utilisé .....	151

## Liste des photos

Photo III.1- Surface d'acier poncée.....	92
Photo III.2-Surface du béton poncée .....	92
Photo III.3- Surface du béton sablée .....	93
Photo III.4- Surface d'acier sablée .....	93
Photo IV.1- Modes de rupture des deux poutres P1 et P2 .....	103
Photo IV.2- Fissures dans la dalle de la poutre P2 .....	103
Photo IV.3- Modes de rupture des deux poutres P3 et P4 .....	119
Photo IV.4- Surface de l'acier après la rupture des deux poutres P3 et P4.....	119
Photo IV.5- Flambement de la semelle supérieure, la dalle était décollée (P4).....	122
Photo IV.6- Couche de béton restant collée sur l'acier après rupture (P5).....	130
Photo IV.7- Couche de béton restant collée sur l'acier après rupture (P6).....	130
Photo IV.8- Surface de l'acier après rupture (P5) .....	130
Photo IV.9- Surface de l'acier après rupture (P3) .....	130
Photo V.1- Vue d'ensemble de la poutre collée en vraie grandeur P7 .....	149
Photo V.2- Modes de rupture de la poutre mixte P7 .....	160
Photo V.3- Séparation entre la dalle de l'extrémité et celle d'avant (coté Nord) .....	161
Photo V.4- Séparation entre la dalle médiane et la dalle colée contre elle (coté sud) .....	161
Photo V.5- Fissure de la dalle du milieu .....	161

## **INTRODUCTION GENERALE**

Depuis l'antiquité, l'homme essaie d'associer différents matériaux en sa possession afin de tirer sur le plan mécanique et économique le meilleur parti possible de cette association. Il a ainsi créé plusieurs assemblages (métal/bois, bois/pierre, métal/pierre..).

Dans le domaine des bâtiments et des travaux publics, les matériaux les plus utilisés en raison de leur rapport coût/performance sont l'acier et le béton. L'association de ces deux matériaux est effectuée par deux méthodes :

- une liaison continue par adhérence : béton armé, poutrelles enrobées de béton.
- une liaison discrète par connecteurs comme dans les ponts mixtes.

Dans le cas des ponts mixtes, les connecteurs métalliques permettent la solidarisation entre la dalle en béton et le profilé en acier. Ils reprennent ainsi les différentes sollicitations existant à l'interface en empêchant le glissement entre les deux matériaux ainsi que leur écartement.

Ces dix dernières années ont connu un grand développement des ponts mixtes dans le monde entier. En France, l'inventaire des ouvrages établis en 2002 par le ministère de l'équipement montre que le parc français est riche de 23200 ouvrages dont 4% (soit environ 930 sont des ponts mixtes) [Dubois, 2003]. Il a montré aussi que dans les nouvelles constructions les ponts mixtes représentent une proportion très élevée.

Citons les exemples suivants :

- en France

le viaduc de l'Hôpital-sur-Rhin de 220 m de portée. C'est un bipoutre large de 22.60 m portant une dalle précontrainte dans le sens transversal,

le viaduc d'Abbeville sur la Somme d'une largeur de 18.5 m et d'une longueur totale de 760 m,

le viaduc de la Planchette sur l'autoroute A75 conçu par le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes « SETRA » en 1994 ; sa longueur totale est de 221 m, sa largeur de 22.5 m,

le deuxième pont sur le Rhône qui permet de relier la RN7 côté Drome à la RN86 côté Ardèche ; ce pont est formé d'un hourdis en béton armé reposant sur un caisson métallique. Il a une longueur totale de 526 m et une largeur de 22.10 m,

- en Allemagne

le pont portuaire de Riesa en 1999, le Pont de Niederlehme en 2000, le pont de Teltow en 2003,

- en Belgique

le viaduc de Moresnet en 2003,...

Ce succès est dû aux nombreux avantages qu'offre ce type de structure. En effet sur le plan mécanique, le caractère mixte des ponts permet de profiter au mieux de la résistance à la compression du béton et de celle à la traction de l'acier. Sur le plan économique, les ponts mixtes coûtent moins chers que les ponts en béton. Par exemple, lorsque un pont en béton précontraint coûte de 1500 à 2300 euros/m<sup>2</sup>, un ouvrage mixte revient à une fourchette de 900 à 1200 euros/m<sup>2</sup>. Et grâce aussi au développement de nos connaissances sur les sollicitations appliquées aux structures créées par les séismes et le vent,... Mais depuis les années 80 les deux matériaux, l'acier et le béton, ont connu des évolutions importantes telles que l'apparition du béton à hautes performances et celle des aciers à hautes limites élastiques. Il a donc paru utile à tous les acteurs participant à ce type de construction mixte de réfléchir en commun à ses performances, ses évolutions possibles et son devenir.

Dans le cadre des projets nationaux de recherche et développement appuyés par le Réseau Génie Civil et Urbain « RGCU », le projet national de recherche et développement MIKTI sur « les ponts et les passerelles mixtes acier-béton de demain » a associé dans la même recherche plusieurs organismes publics et privés (bureaux d'études, entreprises, fournisseurs de matériaux, organismes de recherche, universités,...).

Le thème central de ce projet de recherche est la mise en valeur des potentialités de la connexion mixte entre l'acier et le béton dans les ouvrages d'art par la prise en compte des évolutions récentes des deux matériaux de base, par la simplification des techniques de connexion et par l'analyse des avantages que la mixité apporte au cours de la vie des ouvrages. Le programme comprend cinq thèmes de recherche scientifique.

Le Groupe Mécanique, Matériaux et Structures (GMMS) participe au groupe de travail du thème 2 « conception et réalisation de dalles de ponts mixtes ». Ce thème, animé par Louis Demilecamps, traite trois points essentiels : la recherche du ferrailage optimal des dalles des ponts mixtes, la mise au point et l'amélioration de techniques nouvelles de réalisation

de ces dalles comme le poussage et la préfabrication, et l'étude de nouveaux modes de connexion entre la dalle en béton et le profilé métallique. Concernant ce dernier point, on peut citer la connexion ponctuelle par paquets de connecteurs étudié par l'INSA de Rennes, la connexion directe par encastrement de l'âme découpée dans le béton fretté étudié par B. Jurkiewicz de l'Université Robert Schuman de Strasbourg [Jurkiewicz, 2003] et finalement l'assemblage par collage de la dalle au profilé métallique.

Ce dernier procédé prévoit l'utilisation de la technique du collage direct des dalles de béton préfabriquées sur le profilé métallique. Pour évaluer les performances d'un tel assemblage, le Laboratoire Mécanique Matériaux et Structures Université Lyon (L2MS), dirigé par le professeur Patrice Hamelin, est chargé de caractériser le comportement des adhésifs, d'effectuer des essais d'adhérence béton- acier avec ces adhésifs ainsi que des essais de fatigue. En partenariat avec le L2MS, le Groupe Mécanique Matériaux et Structures (GMMS) de l'Université de Reims Champagne Ardenne est chargé d'effectuer des essais préliminaires en flexion d'un modèle réduit de poutre mixte collée acier-béton et après cette mise au point sur modèle réduit d'étudier le comportement mécanique jusqu'à la ruine, lors d'un essai expérimental, d'une poutre mixte collée en vraie grandeur.

L'assemblage des dalles préfabriquées au profilé métallique par collage est conçu grâce aux avantages de ce type d'assemblage par rapport à l'assemblage traditionnel, au développement des performances mécaniques des adhésifs et à l'amélioration appréciable de leur durabilité. Cependant la réalisation pratique d'un collage acier-béton soulève de nombreuses difficultés.

Ce travail a donc pour objectif d'analyser le comportement mécanique d'une structure mixte acier-béton assemblée par la technique du collage. Nous étudions ainsi les principaux paramètres qui influencent les performances de la structure collée tels que le mode de construction de la dalle, l'état de surface des deux substrats, la nature de l'adhésif, l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif et le facteur d'échelle.

Nous présentons dans **le chapitre I**, une étude bibliographique sur les poutres mixtes acier-béton. Nous retraçons d'abord l'historique de la conception et de l'évolution des méthodes de calcul des poutres mixtes acier-béton. Nous présentons ensuite les principes et les règles de calcul et de dimensionnement de ces poutres mixtes retenus par l'Eurocode 4.

Au **chapitre II**, nous décrivons la méthode d'assemblage classique par les connecteurs métalliques et nous proposons ensuite un nouveau mode de liaison entre le béton et l'acier par un joint d'adhésif. Nous présentons tout d'abord les étapes d'évolution des systèmes de connexion traditionnelle, le comportement des connecteurs métalliques classiques et les modes de rupture des poutres mixtes assemblées par ces connecteurs. Le connecteur « goujon » est le plus utilisé dans le monde pour lier la dalle de béton au profilé métallique, c'est pourquoi, nous présentons une analyse des méthodes de calcul de la connexion par goujons en phases élastique et plastique. Nous montrons ensuite les avantages mécaniques et économiques des poutres mixtes collées par rapport aux poutres mixtes assemblées par soudage des goujons sur le profilé métallique. En fin, en analysant d'une façon critique les différents modes d'assemblage décrits dans la littérature des poutres mixtes collées, nous proposons un modèle expérimental des poutres mixtes collées que nous pensons être le plus pratique et le plus performant.

Dans le **troisième chapitre**, nous détaillons la procédure expérimentale que nous avons mise au point pour étudier le comportement mécanique des poutres mixtes collées. Nous y développons une description de la méthode de dimensionnement des poutres, les caractéristiques des matériaux utilisés, l'instrumentation des poutres testées et le dispositif d'essais de flexion des poutres.

Le **chapitre IV** est consacré à la présentation des résultats expérimentaux et à leur analyse ainsi qu'à leur confrontation avec ceux donnés par le calcul numérique à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis ABAQUS. La partie expérimentale met en évidence l'influence du mode de construction de la dalle de béton, du traitement de surface des deux matériaux acier et béton, de la nature de l'adhésif utilisé comme élément d'assemblage et de l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif sur les performances mécaniques des poutres mixtes collées.

A partir des résultats expérimentaux, nous déduisons les principaux points que nous aurons à respecter lors de la réalisation de la poutre en vraie grandeur afin de s'assurer que cette structure collée soit la plus performante possible.

Dans le **dernier chapitre**, nous étudions le comportement mécanique de la poutre mixte collée en vraie grandeur, de 9 m de long et 8.5 m de portée entre appuis. Après avoir décrit le corps d'épreuve, son instrumentation, les caractéristiques des matériaux utilisés et la

procédure expérimentale, nous présentons les résultats obtenus ainsi que leur analyse critique.

Enfin, nous achevons le mémoire par une **conclusion générale** dans laquelle nous rappelons les principaux résultats que nous avons pu tirer de ces essais, et nous dégageons quelques perspectives de ce travail.

**CHAPITRE I :**  
**POUTRES MIXTES ACIER-BETON**

## INTRODUCTION

L'association de la dalle en béton et du profilé en acier dans les poutres mixtes présente plusieurs avantages. La dalle en béton, outre son rôle de surface porteuse, permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire de l'acier contre la corrosion et l'incendie. La collaboration de la dalle peut aussi se traduire par une réduction de poids de la structure métallique, une assurance du contreventement au niveau supérieur vis à vis des efforts de vent et une amélioration de la stabilité au déversement des poutres continues en double T en zone de moments négatifs. A son tour, le profilé métallique remplace les armatures et conserve leur rôle en travaillant essentiellement en traction.

D'un point de vue structural, le principe de fonctionnement d'une structure mixte constituée d'une poutre métallique connectée à une dalle en béton armé est le suivant :

- la dalle, soumise directement aux charges, les transmet aux poutres par flexion locale,
- les poutres, soumises aux réactions d'appui de la dalle reportent ces forces sur leurs propres appuis par flexion générale. Le béton lié à l'acier participe à cette flexion générale.

Dans ce paragraphe, nous allons présenter l'évolution des théories de calcul des poutres mixtes et quelques principes et règles d'application pour leur calcul.

### 1.1 HISTORIQUE DES METHODES DE CALCUL DES POUTRES MIXTES

La première approche a été proposée en 1912 par Andrews [Trouillet, 1987]. Il considère que l'acier et le béton sont liés par adhérence. Le calcul des sollicitations internes se fait donc suivant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux. Cette approche est valable jusqu'à rupture par adhérence. Pour reprendre des sollicitations au delà de ce seuil, il faut utiliser des connecteurs ponctuels. Le modèle d'Andrews s'avérant inutilisable pour ces niveaux de sollicitations, plusieurs théories élastiques ont été proposées par Stussi et Granholm [Stussi, 1947], [Granholm, 1949]. En 1951, Newmark a montré l'existence du glissement le long de l'interface acier- béton. Il envisage un comportement linéaire pour l'acier, le béton et la connexion. Son modèle est satisfaisant pour les charges de service, cependant il s'avère trop approximatif pour des charges élevées du fait de la linéarité de la courbe charge/glissement des connecteurs [Newmark, 1951].

De 1964 à 1972, Chapman [Chapman, 1964] a testé 17 poutres mixtes isostatiques avec divers types de connecteurs en faisant varier l'intensité de la connexion et le mode de chargement. Ses résultats ont incité Barnard et Johnson [Barnard, 1965] à définir une méthode de calcul analytique de la résistance ultime des poutres mixtes isostatiques. Cette première tentative de calcul plastique des poutres mixtes suppose une connexion complète et un module d'élasticité du béton constant jusqu'à ce que l'acier atteigne sa limite d'élasticité. Au-delà, ces auteurs estiment que le comportement non linéaire du béton n'a pas une grande influence et qu'ils peuvent se contenter de ne retenir que la contribution de l'acier relevant d'un diagramme élasto-plastique parfait. D'autres essais sur des poutres hyperstatiques ont montré la validité de leur méthode, du moins dans les limites des dimensions des prototypes testés, moyennant quelques aménagements de la méthode, en particulier pour le calcul de la résistance ultime en section sous moment négatif. L'apparition du calcul automatique des structures sur ordinateur a incité Chapman à réaliser le premier modèle de calcul de poutres mixtes à connexion partielle [Chapman, 1968], [Chapman, 1972]. Il adopte un modèle de comportement élasto-plastique parfait pour l'acier et le béton et une loi de connexion continue à l'interface des deux matériaux. Il impose une force d'interaction nulle au droit des appuis simples de la poutre isostatique et néglige l'influence du glissement à l'interface sur la distribution du moment de flexion pour les poutres hyperstatiques.

En 1967, Siess et Dai ont présenté un modèle de comportement pour des états élastiques et plastiques en supposant que la liaison à l'interface acier/ béton est discrétisée et la courbe charge/ glissement est décomposée en plusieurs droites [Trouillet, 1987].

En 1978, Hallam a proposé un modèle prenant en compte une loi de comportement du connecteur dépendante de l'histoire du chargement [Hallam, 1978]. Un modèle de ce type a été développé par Seddik et Behr [Seddik, 1980] au LCPC pour le cas des matériaux élastiques-plastiques.

En 1982, un modèle a été développé par Aribert et Labib [Aribert, 1982]. Ce modèle a été repris ensuite par Aribert et Abdel-Aziz [Aribert, 1985]. Ces auteurs ont supposé un comportement élasto-plastique parfait pour l'acier avec un diagramme contrainte-déformation symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine, un comportement parabole rectangle pour le béton ; ils considèrent que le béton en traction

n'offre aucune résistance, la liaison à l'interface acier-béton s'effectue de manière discontinue uniquement au droit de chaque connecteur.

Ensuite, plusieurs auteurs ont développé des méthodes de calcul numérique. C'est ainsi qu'en 1994, Ren et al. ont comparé deux modèles numériques avec des résultats d'essais de poutres mixtes dans le but de présenter un programme de calcul par éléments finis capable de prévoir au mieux le comportement et la résistance de poutres mixtes [Ren, 1994].

En 1996, Bin Zhao et al ont développé un modèle de calcul par éléments finis en formulation lagrangienne en prenant le glissement à l'interface comme inconnue [Bin, 1996].

En 1997, Aribert a présenté une approche analytique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé métallique allant de S 235 à S 460 sur le degré minimum de connexion partielle d'une poutre mixte [Aribert, 1997].

En 2001, Seracino et al. [Seracino, 2001] ont introduit le concept du point focal de l'interaction partielle fondé sur la théorie classique linéaire élastique de l'interaction partielle de Newmark [Newmark, 1951]. Le modèle permet de prévoir le changement des contraintes dans l'acier et le béton dû à l'interaction partielle. L'idée est de considérer que la distribution des déformations est comprise entre celle de deux déformations limites : la première se produit quand les connecteurs ont une rigidité infinie (l'interaction est totale) la seconde lorsque la rigidité est nulle (il y'a absence d'interaction). Les deux courbes de déformation représentant ces deux cas se coupent en deux points appelés points focaux. La distribution des déformations due à l'interaction partielle est donc obtenue en passant par ces deux points avec une pente qui est préalablement définie par le calcul.

## **I.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES MIXTES**

Pour le dimensionnement des poutres mixtes avec connecteurs, on se réfère aux principes et aux règles d'application de l'Eurocode 4, Partie 1-1. La structure mixte doit vérifier l'état limite ultime et l'état limite de service.

### **I.2.1. Etat Limite Ultime**

Nous devons vérifier pour les poutres mixtes les éléments suivants :

- la résistance des sections transversales critiques soumises aux actions du moment fléchissant et de l'effort tranchant,
- la résistance au déversement,
- la résistance de l'âme au voilement par cisaillement et à la compression locale sous charges transversales,
- la résistance au cisaillement longitudinal.

Pour les poutres mixtes, il est important d'étudier les états limites en phase de construction. En effet, la collaboration de la dalle ne peut être prise en compte par le dimensionnement du profilé en acier qu'à partir du moment où le béton a suffisamment durci. Le coulage du béton frais entraîne une surcharge pour laquelle la poutre en acier doit satisfaire aux états limites dus à la flexion et au cisaillement transversal selon l'EC3.

La notion de largeur effective et la classification des sections sont deux concepts importants qui servent de base au dimensionnement des poutres mixtes.

#### **I.2.1.1 Concept de largeur effective**

Le comportement réel d'une poutre mixte est loin de vérifier l'hypothèse de conservation des sections planes, en raison de l'existence de divers phénomènes tels que le comportement bidimensionnel de la dalle et sa déformée non uniforme sur la largeur due à un effet de «traînage par cisaillement » ou au glissement relatif à l'interface acier-béton. Le concept de largeur effective inclut tous ces phénomènes en définissant une section plane équivalente de largeur fixe, dite effective, permettant de travailler avec la théorie des poutres (hypothèse de conservation des sections planes). Des recherches ont montré que la largeur effective  $b_{eff}$  dépend de manière complexe du rapport de l'entraxe  $B$  à la portée de la poutre  $L$  (fig. I.1), du type de chargement, des conditions d'appuis et d'autres variables. Ces recherches ont été effectuées pour des charges verticales et servent de base aux valeurs de largeurs effectives proposées par l'Eurocode 4.

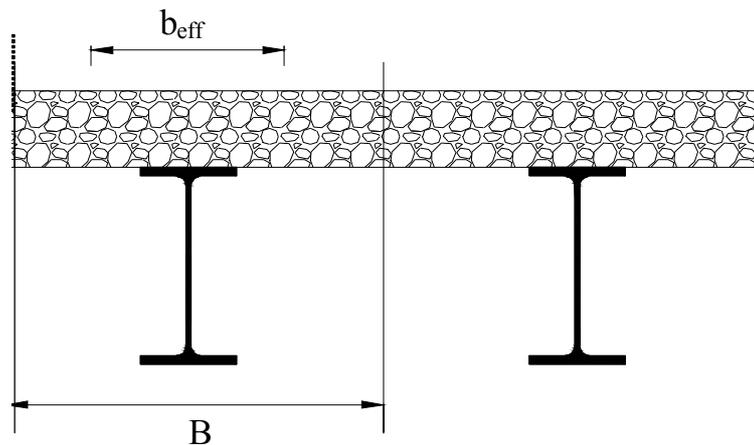


Figure I.1- Concept de largeur effective

### I.2.1.2 Classification des sections

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversales en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique). Selon la capacité de rotation de la section et le voilement local éventuel, on définit la classe à laquelle appartient la section (classe 1 à 4) :

- Classe 1 : quand la section est capable de développer le moment de résistance plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'une rotule plastique,
- Classe 2 : lorsque la section est également capable de développer le moment résistant plastique, mais avec une capacité de rotation limitée,
- Classe 3 et 4, lorsqu'en raison de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul (classe 3), ou une valeur inférieure (classe 4).

Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

### **I.2.2 Etat Limite de Service**

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

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

- pour des poutres simplement appuyées : 15 à 18 pour les poutres maîtresses, 18 à 20 pour les poutres secondaires,
- pour les poutres continues : 18 à 22 pour les poutres maîtresses, 22 à 25 pour les poutres secondaires.

## **I.3 CALCUL DES EFFORTS INTERIEURS**

Les efforts intérieurs des poutres mixtes (moment fléchissant, effort tranchant) sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique.

### **I.3.1 Analyse élastique**

Dans cette analyse, les efforts intérieurs sont déterminés en supposant que les matériaux ont un comportement élastique linéaire. Un des avantages de l'analyse élastique des poutres mixtes est qu'elle peut être utilisée pour toutes les poutres continues, quelle que soit la classe des sections. En revanche, dans ce type d'analyse, il est essentiel de prendre en compte la perte de la rigidité due à la fissuration du béton dans les zones de moment négatif dont l'effet sur la redistribution des moments intervient avant d'atteindre l'état limite de service.

Deux types d'analyse sont permis par l'Eurocode 4 (clause 4.5.3.1 (2)) :

- a)- l'analyse « non fissurée », effectuée avec un moment d'inertie de flexion  $I_1$  constant par travée, calculé en supposant le béton tendu non fissuré (avec homogénéisation par rapport à l'acier) et en considérant la largeur effective de la dalle a mi travée,
- b)- l'analyse « fissurée », en adoptant une inertie de flexion fissuré  $I_2$  sur une distance égale à 15% des travées de part et d'autre de chaque appui intermédiaire et en conservant  $I_1$  sur le reste des travées.

Le comportement particulier des poutres mixtes acier/béton est caractérisé par l'interaction entre l'acier et le béton. Lors du calcul de la résistance d'une telle section, on considère que l'interaction est complète, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de glissement entre les deux matériaux. Pour simplifier, on utilise une méthode de calcul qui permet de remplacer la section du béton par une section équivalente en acier. Cette méthode consiste à déterminer le coefficient d'équivalence élastique  $n_{el}$ .

#### **I.3.1.1 Coefficient d'équivalence élastique**

A la jonction entre la poutre métallique et la dalle en béton, tout déplacement relatif entre ces deux structures considéré impossible et l'hypothèse de Navier-Bernouilli s'applique sur

la totalité de la section. De plus, les matériaux acier et béton sont supposés être élastiques. La loi de Hooke permet d'exprimer les variations relatives de longueur de fibres, l'une dans l'acier et l'autre dans le béton [Manfred, 1994] :

- pour l'acier  $\delta_a = \sigma_a / E_a$

- pour le béton  $\delta_b = \sigma_b / E_b$

où  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont les contraintes respectivement dans l'acier et dans le béton,  $E_a$  et  $E_b$ , les modules d'élasticité correspondants. La condition  $\delta_a = \delta_b$  permet d'écrire :

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n_{el} \text{ où } n_{el} \text{ est le coefficient d'équivalence élastique.}$$

Le coefficient d'équivalence  $n_{el}$  varie donc suivant les caractéristiques du béton selon que l'action est de courte durée ou de longue durée.

$n_{el} = 18$  sous charge de longue durée (charge permanente) et effets différés (retrait, fluage et température).

$n_{el} = 6$  sous charge de courte durée.

### I.3.1.2 Caractéristiques des poutres mixtes

La section mixte est généralement homogénéisée par rapport à l'acier (tableau. I.1). Il convient de poser (fig. I.2)  $GG_a = -y_a$  et  $GG_b = y_b$  avec  $y_c = y_a + y_b$  ( $y_c, y_a, y_b \geq 0$ )

	<b>Acier</b>	<b>Dalle en béton</b>	<b>Section mixte</b>
<b>Section</b>	$S_a$	$S_b$	$S = S_a + S_b / n$
<b>Centre de gravité</b>	$G_a$	$G_b$	$G$
<b>Moment d'inertie</b>	$I_a$	$I_b$	$I$

Tableau I.1- Caractéristiques de la poutre mixte

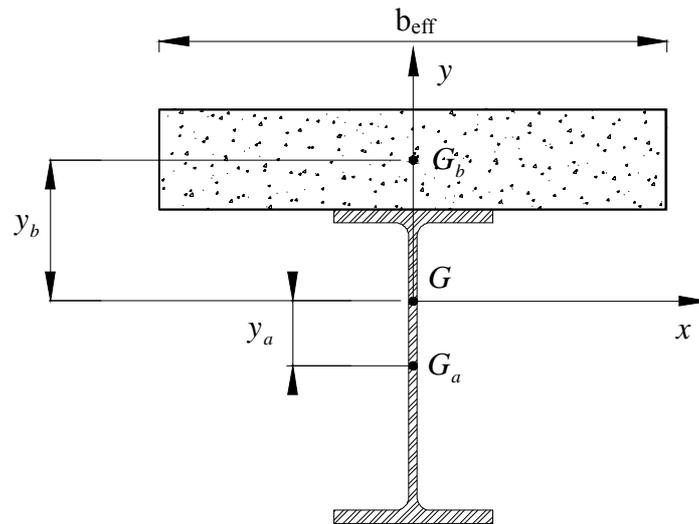


Figure I.2- Section droite de la poutre mixte acier-béton

### I.3.1.3 Position du centre de gravité de la section mixte

Le moment statique de la section homogène par rapport à l'axe horizontal passant par G est nul (fig. I.2).

$$\int_s y \, ds = \int_{s_b} y/n \, ds_b + \int_{s_a} y \, ds_a = 0$$

D'où  $y_a = \frac{y_c S_b}{nS}$  et  $y_b = \frac{y_c S_a}{S}$  avec  $y_c = y_a + y_b$

### I.3.1.4 Inertie de la section mixte

La connaissance de la position de l'axe neutre permet de calculer le moment d'inertie de la section mixte en additionnant l'inertie propre de chaque élément de la section et le terme d'Huygens correspondant, tout en ayant pris soin de transformer les parties de section en béton par leur section en acier équivalente. L'inertie de la section mixte par rapport à G s'écrit :

$$I = \int_s y^2 ds = \int_{s_b} y^2/n \, ds_b + \int_{s_a} y^2 ds_a, \text{ Ce qui donne en développant :}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{y_c^2 S_a S_b}{nS}$$

### I.3.1.5 Calcul des contraintes

Après avoir déterminé la position de l'axe neutre et l'inertie équivalente de la section mixte, il est possible de déterminer la grandeur des contraintes agissant sur les différents éléments de la section mixte, soumise à un moment fléchissant  $M$ , avec l'hypothèse de Navier. Les poutres métalliques sont affectées d'une largeur effective pour le calcul des caractéristiques mécaniques.

La contrainte normale dans le béton et l'acier est donnée par la formule de Navier :

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

La contrainte de cisaillement est égale à  $\tau = \frac{VS}{Ib}$

Avec :

$y$  : ordonnée par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

$V$  : effort tranchant,

$S$  : moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

$I$  : inertie de la section mixte,

$b_{\text{eff}}$  : largeur effective de la dalle,

$b$  : largeur de la semelle supérieur du profilé.

Pour le dimensionnement, on doit satisfaire la condition :  $\sigma_d < R_d$

où  $\sigma_d$  est la valeur de calcul de la contrainte et  $R_d$ , la résistance de calcul correspondante en élasticité. Elle est donnée par la résistance de calcul inférieure divisée par un facteur partiel de sécurité, elle est égale respectivement à  $f_y/\gamma_a, f_{ck}/\gamma_c, f_{ys}/\gamma_s$  pour l'acier, le béton et les armatures. Les valeurs spécifiées par l'Eurocode 4 pour les facteurs de sécurité sont :  $\gamma_a = 1 \quad \gamma_c = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$

### I.3.2 Analyse plastique

Dans le calcul des sections mixtes en plasticité, on doit satisfaire à certaines conditions d'élanement du profilé métallique données dans l'Eurocode 4 (version ENV1994-1-1). Dans les bâtiments, les sections utilisées permettent en général de garantir un comportement plastique. L'état d'équilibre généralement adopté pour le calcul plastique

est celui où l'on a simultanément la fibre supérieure du béton comprimé à  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$  et une plastification totale de la section métallique. Pour cela, il est nécessaire de respecter les conditions suivantes :

- la déformation  $\varepsilon_c$  de la fibre extrême comprimée du béton doit être égale à la déformation spécifique conventionnelle de rupture  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$  correspondant à l'écrasement du béton,
- La déformation des fibres extrêmes de la poutre métallique doit être largement supérieure à l'allongement limite élastique  $\varepsilon_y$ , afin que la plastification totale de l'acier soit garantie.

### I.3.2.1 Coefficient d'équivalence plastique

Dans le calcul plastique, les contraintes agissant sur les sections en acier  $\sigma_a$  et en béton  $\sigma_c$  sont respectivement égales à la limite d'élasticité de l'acier  $f_{ya}$  et à la résistance à la compression du béton  $f_c$ . L'égalité des efforts normaux dans l'acier et dans le béton est la seule condition à respecter pour le calcul plastique, d'où :

$$f_c A_c = f_{ya} \bar{A}_a$$

à partir de laquelle, il est possible d'exprimer la section équivalente de l'acier  $\bar{A}_a$

$$\bar{A}_a = \frac{A_c}{f_{ya} / f_c}$$

Par convention, le coefficient d'équivalence plastique représente le rapport des résistances

$$n_{pl} = f_{ya} / f_c$$

L'aire de la section en acier  $\bar{A}_a$  équivalente à la surface de béton  $A_c$  peut être déterminée de la façon suivante :

$$\bar{A}_a = \frac{A_c}{n_{pl}}$$

Pour tenir compte de l'armature présente par exemple dans une section sur appui intermédiaire d'une poutre continue, où on suppose que le béton tendu est fissuré, le coefficient d'équivalence est déterminé de manière analogue :

$$n_{pls} = \frac{f_{ya}}{f_{ys}} \text{ où } f_{ys} \text{ est la limite d'élasticité des armatures.}$$

### **I.3.2.2 Hypothèses de calcul**

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

- la connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale,
- toutes les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compression; les contraintes  $f_{ya}$  exercées sur ces fibres sont donc égales à  $\pm f_y / \gamma_a$  ( $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier ),
- la distribution des contraintes normales dans le béton comprimé  $f_c$  est uniforme et égale à  $0.85 f_{ck} / \gamma_c$  ( $f_{ck}$  est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28 jours),
- la résistance du béton en traction est négligée,
- les armatures de la dalle, lorsqu'elles sont sollicitées en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul  $f_{sk} / \gamma_s$  ( $f_{sk}$  est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures),
- la contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

### **I.3.2.3 Cas d'une section sous moment positif**

Dans le cas d'une section mixte soumise à un moment de flexion positif (par convention le moment est positif lorsque la dalle de béton est comprimée), par comparaison entre la

résistance plastique du profilé en traction  $F_a$  (section du profilé métallique  $A_a$  multipliée par  $f_y / \gamma_a$ ) et celle de la dalle en compression  $F_c$  (section de béton  $b_{\text{eff}} \times h_c$  multipliée par  $0.85 f_{\text{ck}} / \gamma_c$ ), on distingue trois cas de position de l'axe neutre : dans la dalle, dans la semelle supérieure ou dans l'âme du profilé métallique.

**Quand  $F_c > F_a$ , l'axe neutre plastique se situe dans la dalle** (fig. I.3). Le profilé métallique reprend un effort de traction  $F_a$  égal à  $A_a f_y / \gamma_a$ .

La partie comprimée de la dalle reprend alors une force de compression donnée par  $0.85 b_{\text{eff}} y f_{\text{ck}} / \gamma_c$ .

L'ordonnée  $y$  de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est obtenue en écrivant l'équilibre des efforts horizontaux  $F_a = y b_{\text{eff}} 0.85 f_{\text{ck}} / \gamma_c$

$$\text{Donc } y = \frac{F_a}{(b_{\text{eff}} 0.85 f_{\text{ck}} / \gamma_c)} \leq h_c$$

Le moment résistant plastique au niveau de la résultante du béton comprimé est donc :

$$M_{\text{pl.Rd}}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c - y / 2)$$

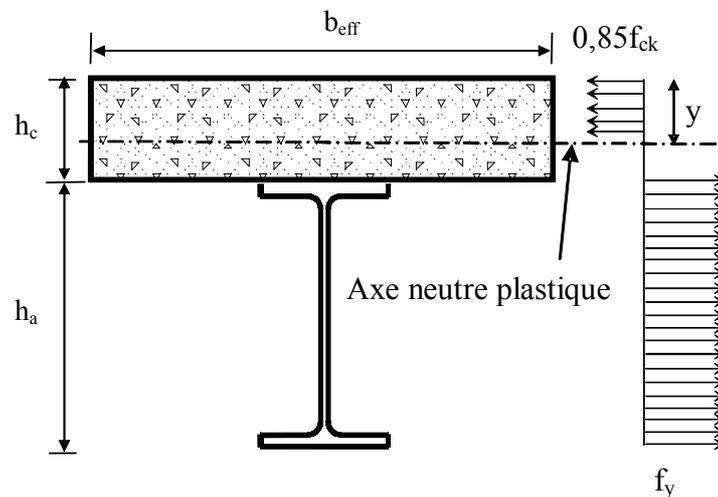


Figure I.3- Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle

On utilise la même démarche pour les deux autres cas :

**Quand l'axe neutre se situe dans la semelle en acier  $F_c < F_a$ , et  $F_a - F_c \leq 2b_f t_f f_y / \gamma_a$**

La condition d'équilibre s'écrit  $F_a = F_c + 2b_f(y - h_c)f_y / \gamma_a$

et le moment résistant au niveau de la résultante du béton comprimé est égal à :

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a(h_a/2 + h_c/2) - (F_a - F_c).y/2$$

**Quand l'axe neutre est situé dans l'âme**  $F_c < F_a$  et  $F_a - F_c > 2b_f t_f f_y / \gamma_a$

Le moment résistant au niveau du centre de gravité du profilé est égal à :

$$M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd} + F_c(h_a/2 + h_c/2) - F_c y_w / 2$$

où  $y_w = F_c / (2t_w f_y / \gamma_a)$  est la distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui du profilé métallique seul.

Dans le cas d'une section mixte sous moment de flexion négatif, la section résiste au niveau du profilé en acier et des barres d'armature comprises à l'intérieur de la largeur effective de la dalle (sur appui intermédiaire). Deux cas de position d'axe neutre plastique sont envisagés : dans la semelle supérieure ou dans l'âme du profilé métallique [Bourrier, 1996]

## CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de dimensionnement des poutres mixtes acier béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Etant donnée que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison capables de transmettre les différents efforts à l'interface. Le chapitre suivant décrit la méthode d'assemblage classique par les connecteurs métalliques et propose un nouveau mode de liaison entre le béton et l'acier par un joint d'adhésif.

**CHAPITRE II :**  
**ASSEMBLAGE DES POUTRES MIXTES ACIER- BETON**

## INTRODUCTION

Autrefois, en construction mixte, la dalle en béton armé avait essentiellement pour rôle celui de transmettre les charges, en les répartissant, à l'ossature d'un bâtiment ou aux poutres maîtresses d'un ouvrage. Les fonctions de chacun des éléments (dalle, poutre) étaient ainsi bien séparées, n'impliquant pas la nécessité d'une liaison effective de ceux-ci. L'évolution normale a été de prendre en compte la résistance du béton comprimé de la dalle de couverture afin de diminuer les sections d'acier et donc le prix de la construction. Cette conception, aujourd'hui adoptée par la plupart des constructeurs nécessite l'utilisation d'un système de connexion capable de reprendre les différentes sollicitations à l'interface des deux matériaux. Cette liaison entre la dalle en béton et le profilé métallique est classiquement assurée par des connecteurs fixés sur le profilé métallique par différentes méthodes comme le soudage, le vissage, le clouage,...

De nouvelles solutions de connexion entre la dalle en béton et le profilé métallique sont en cours de développement. Dans son étude, Lebet associe la connexion mécanique à une connexion par adhérence [Thomann, 2003]. Quant à Jurkiewicz, il assure la connexion au moyen d'un procédé constitué de butées horizontales prenant appui sur la partie supérieure de l'âme découpée en forme de créneaux noyés dans la dalle renforcée localement par un frettage [Jurkiewicz, 2003].

Dans notre recherche, la liaison entre la dalle en béton et le profilé métallique est assurée par un procédé de connexion innovant. Il consiste à assembler la dalle en béton préfabriquée et le profilé métallique par un joint d'adhésif.

Dans ce chapitre, nous allons présenter une synthèse bibliographique de ces deux types d'assemblage des poutres mixtes acier-béton :

- l'assemblage classique par connecteurs métalliques.
- l'assemblage innovant par un joint d'adhésif.

## II.1 POUTRES MIXTES ASSEMBLEES PAR DES CONNECTEURS METALLIQUES

### Introduction

L'objectif de cette partie est de présenter une synthèse sur le comportement des connecteurs métalliques classiques, les modes de rupture des poutres mixtes assemblées par connecteurs et le calcul de la connexion entre la dalle en béton et le profilé métallique.

#### II.1.1 Evolution des connecteurs métalliques

Le rôle de ces connecteurs est primordial ; sans eux, il n'y a pas de collaboration entre la section en acier et la dalle de béton. Ils permettent d'empêcher ou au moins de limiter le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton. En assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble.

Les premiers connecteurs utilisés sont des connecteurs composés d'un hélicoïde d'axe longitudinal soudé à son contact avec la membrure supérieure du profilé métallique. Ils ont été étudiés par Voellmy (1933 Institut Fédéral pour l'essai des matériaux, Suisse) (fig. II.1).



Figure II.1- Connecteur, en forme d'hélice, soudé au profilé en acier

Ensuite, entre 1940 et 1950 [Trouillet, 1987], des laboratoires européens et américains ont essayé d'obtenir des connecteurs plus performants tels que :

- des barres d'acier à béton armé en forme de crochet (fig. II.2),
- des butées réalisées à partir de profilés divers : carrés, T, U ((fig. II.3),
- des systèmes combinés, butées arceaux, réalisés à partir des deux types précédents (fig. II.4).

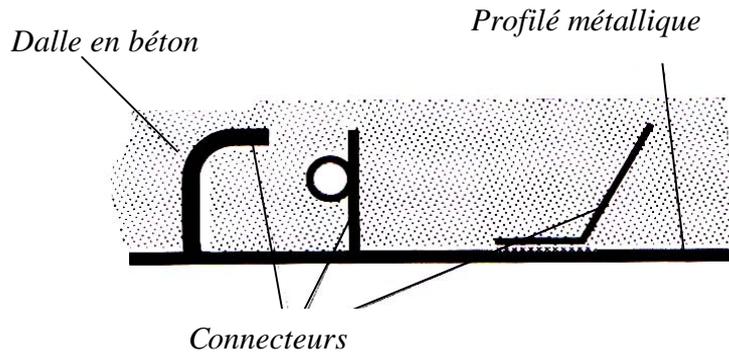


Figure II.2- Connecteurs, en forme de crochet, soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique

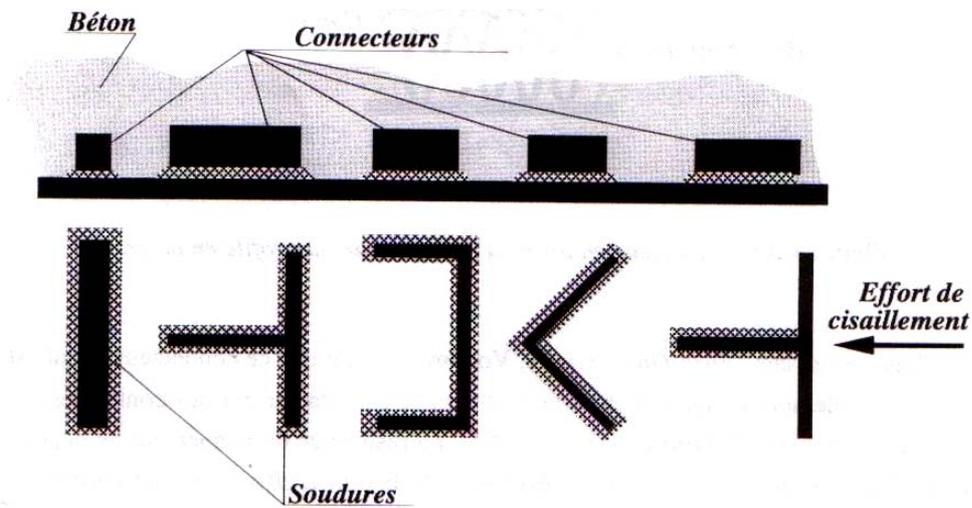


Figure II.3- Butées réalisées à partir de profils divers

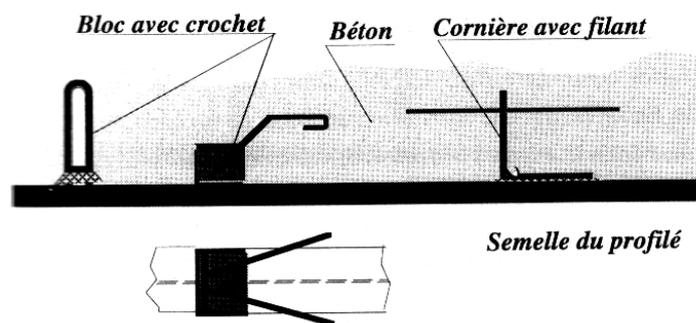


Figure II.4- Connecteurs composés d'une butée à la base et renforcés par une barre d'acier pour résister au soulèvement

La première utilisation des goujons est due à Viest, Siess et Newmark [Newmark, 1951]. Au départ, ils étaient soudés manuellement jusqu'à l'apparition du système industriel proposé et commercialisé par Nelson Stud Welding (fig. II.5).

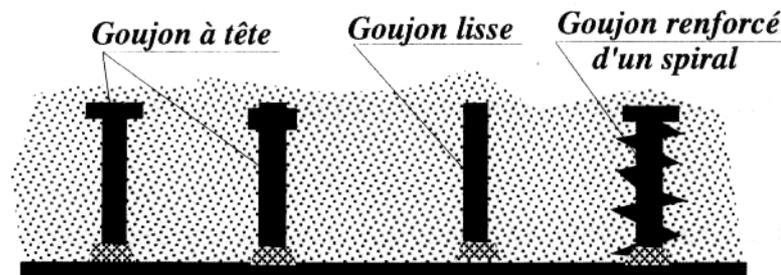


Figure II.5- Différents types de goujons soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique

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

- au Liechtenstein, la société HILTI étudie et vend un connecteur en cornière destiné au bâtiment et mis en place par cloutage,
- au Japon, l'Université de Kobé et un lamineur (Sumito métal Industries) étudient un profilé à membrure embossé,
- en Italie, l'Université de Trieste étudie la découpe et le pliage de l'âme du profilé pour réaliser la connexion,
- aux USA, sont étudiés des groupes de goujons mis en place au travers du bac d'acier, dans les bâtiments, et en vue de réaliser des poutres à âme discontinue permettant la réduction des hauteurs de plancher par intégration des tuyauteries dans l'âme,
- en URSS, apparaissent sur de nouveaux ponts des groupes de connecteurs réalisés à partir d'arceaux et constituant des éléments de forte puissance,
- en Allemagne est étudiée la connexion par boulons à haute résistance.

Enfin, en France, outre l'étude sur la compréhension du fonctionnement des connecteurs et plus particulièrement le connecteur en cornière, des études particulières ont été réalisées

sur les butées arceaux dans le cas d'un pont prototype et d'autres sur les goujons auto visseurs [Aribert, 1988] pour une utilisation dans les bâtiments.

### **II.1.2 Classement des connecteurs**

La caractérisation mécanique des connecteurs est effectuée à partir d'un essai normalisé de poussée appelé Essai Push-Out [Eurocode-4, 1994] (voir le paragraphe II.4.1). On enregistre le glissement total à une extrémité en fonction de la charge appliquée.

L'Eurocode 4 propose deux classes de connecteurs : les connecteurs rigides et les connecteurs ductiles. Rabih [Rabih, 1994] propose une troisième classe : les connecteurs semi-rigides (fig. II.6).

Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement. Dans l'essai de Push-Out normalisé dans la section 10.2 de l'Eurocode 4, un glissement de 6 mm à l'état limite ultime est suffisant pour caractériser un connecteur comme ductile.

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

Selon Rabih un connecteur est nommé « semi-ductile » ou « semi-rigide » s'il peut adopter un comportement idéalement élasto-plastique, c'est à dire, s'il présente un comportement idéalement élastique avant de suivre un comportement parfaitement plastique au delà d'une certaine charge-seuil.

Généralement, on utilise des connecteurs relativement souples : connecteurs soudés réalisés avec des tronçons de cornières, de profils en U ou en T, goujons avec ou sans tête. On utilise plus rarement les connecteurs véritablement rigides (de type butée) car ils sont moins pratiques à poser et peuvent introduire une rupture fragile.

Il est à noter que les nombreuses études menées sur les connecteurs depuis plus de 50 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre que de ses performances mécaniques.

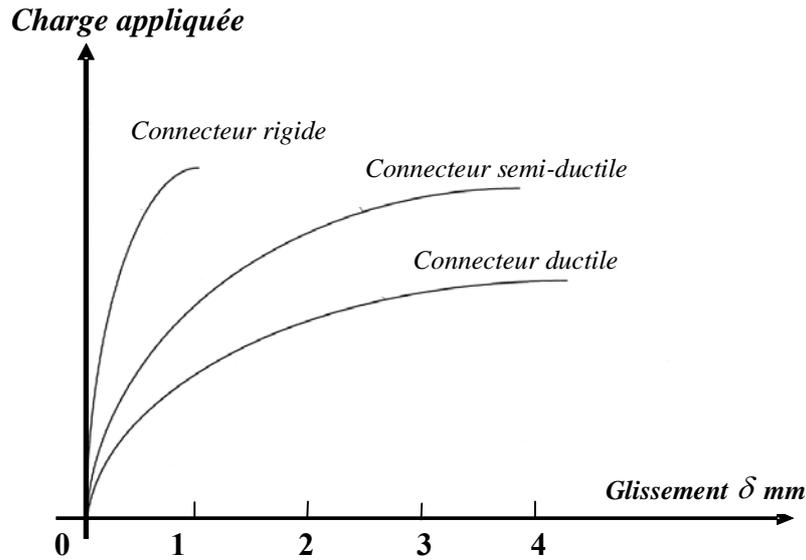


Figure II.6- Classification des connecteurs par rapport à leurs comportements caractérisés par le rapport glissement/charge appliquée [Rabih, 1994].

### II.1.3 Connexion totale et partielle

Selon le type de connecteurs et leur nombre, on distingue deux types de connexion : la connexion totale et la connexion partielle.

On est en présence d'une poutre mixte à connexion totale ou complète (full shear connection) lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'entraîne plus d'augmentation de la résistance à la flexion de la poutre. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification (ou par l'instabilité) de la section d'acier ou par la ruine du béton.

La connexion est partielle (partial shear connection) lorsque le nombre de connecteurs dans une zone de cisaillement est inférieur au nombre requis pour l'obtention d'une connexion complète. Dans ce cas, il existe un glissement à l'interface acier-béton. La ruine de la poutre mixte avec une connexion partielle sera atteinte par l'épuisement de sa résistance à la flexion.

Dans le cas de la connexion complète, on suppose l'absence de glissement relatif à l'interface acier béton. En général, on fait cette hypothèse pour simplifier les calculs, puisque cette hypothèse est équivalente à la conservation des sections planes. Cette hypothèse se justifie par le fait qu'une connexion complète donne lieu à un glissement qui

reste faible. Dans le cas des goujons, la connexion complète n'existe pas, on est toujours en connexion partielle puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet la sollicitation des goujons. Les goujons, en résistant au glissement, assurent la transmission des efforts tangentiels entre la section d'acier et la dalle de béton et, par conséquent, assurent le caractère mixte de la section [Newmark, 1951]. En pratique, la connexion partielle devrait être prise en compte dans les études élastiques des poutres, par exemple aux états limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration. Cependant, en ce qui concerne les déformations, l'expérience a montré que, lorsque il y a connexion complète, l'augmentation de la flèche due au glissement est négligeable quand on la compare à l'augmentation de la flèche due aux déformations dépendantes du temps, tel que le fluage [Oehlers, 1995]. En pratique, l'augmentation due au glissement est très rarement prise en compte, à cause de son importance mineure et de la complexité des méthodes qui permettent de la calculer.

#### II.1.4 Comportement des connecteurs

Dans une poutre mixte, la dalle en béton est soumise au moment fléchissant  $M$ , à l'effort tranchant  $V$  et à l'effort normal  $F$ . Sur le connecteur, l'effort tranchant  $V$  et l'effort normal  $F$  s'intervertissent. L'effort normal appliqué sur le connecteur est  $V$ , et  $F$  l'effort tranchant (fig. II.7)

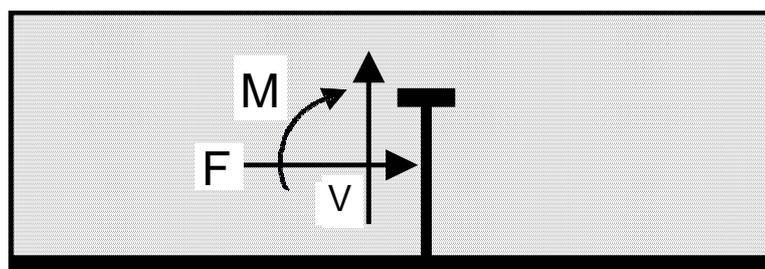


Figure II.7- Différents efforts appliqués au connecteur dans une poutre mixte chargée

Par suite, le connecteur risque d'être cisailé ou endommagé par déformations successives. De nombreux essais ont été mis au point pour caractériser le comportement au cisaillement des connecteurs, ce qui n'est pas le cas pour le phénomène de soulèvement qui a été souvent négligé par les auteurs.

### II.1.4.1 Cisaillement

On peut citer les cinq principaux types de ces essais :

**Push-Out ou essai de poussée** : c'est un essai standardisé qui permet de déterminer la charge de ruine, le mode de ruine et la courbe charge-déformation. L'Eurocode 4, section 10.2, propose une procédure pour un test de Push-Out. Le principe de cet essai est donné sur la figure II.8.

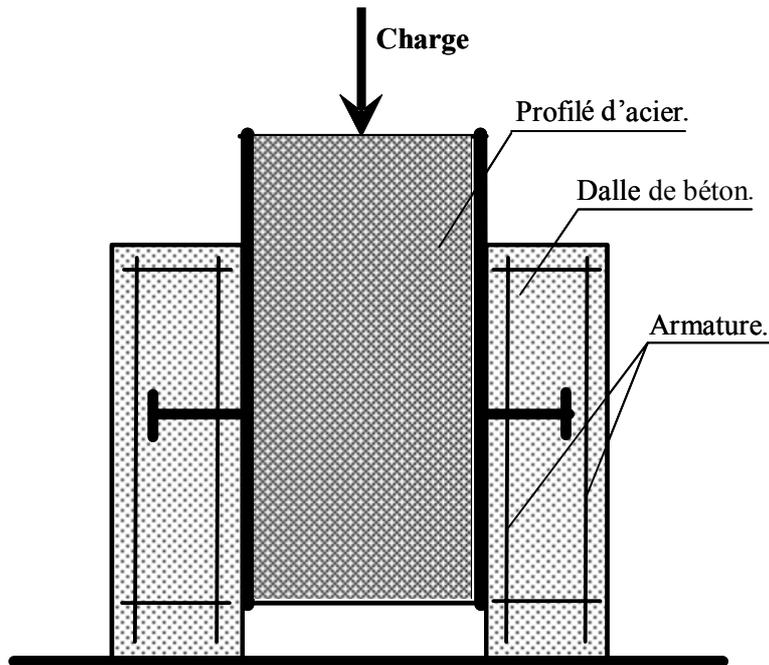


Figure II.8- Principe de l'essai Push-Out

**Essai double Push-Out** : c'est un essai de cisaillement à double symétrie. Il est constitué de deux profilés auxquels deux dalles en béton ont été connectées [Clarke, 1972], figure II.9.

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

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

**Essai Push-In** : dans cet essai, c'est la dalle en béton qui est au milieu ; elle est connectée sur chacune de ses faces à un profilé métallique [Jones, 1979], [VIRDI, 1978], (fig. II.10).

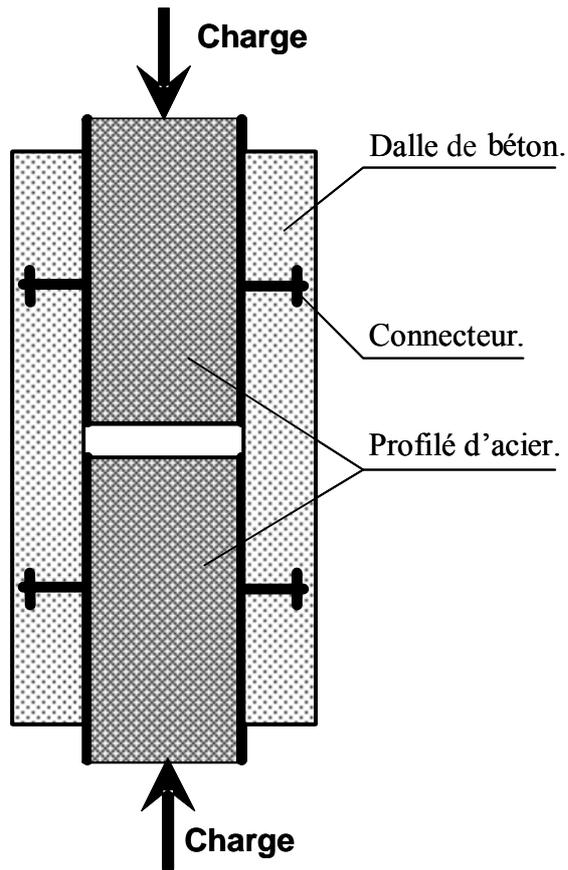


Figure II.9- Principe de l'essai double Push-Out

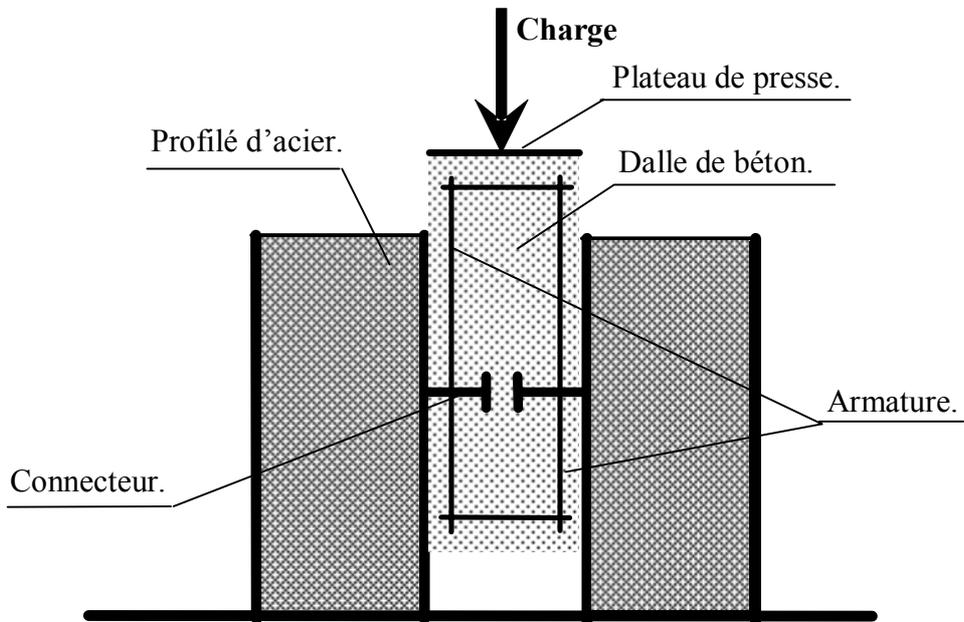


Figure II.10- Principe de l'essai Push-In

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

- dans l'essai Push-Out la dalle est sollicitée au droit du connecteur alors que dans la réalité la dalle est sollicitée sur toute sa largeur,
- la taille de la dalle et la quantité de ferrailage peuvent être différents entre l'essai Push-Out et la réalité,
- le nombre de connecteurs est différent, un ou deux dans le cas de l'essai Push-Out, plusieurs dans la réalité. Ceci pose la question de l'effet de groupe,
- la flexion transversale n'est pas bien représentée dans l'essai Push-Out.

#### **II.1.4.2 Soulèvement**

A notre connaissance, l'étude de la séparation par soulèvement entre la dalle et le profilé métallique n'a fait l'objet que de rares recherches. Le phénomène de soulèvement a été signalé par Chapman au début des années 60 [Chapman, 1964], lors de recherches expérimentales sur plusieurs poutres mixtes isostatiques à degré de connexion variable.

En 1985, Aribert [Aribert, 1985] a intégré la séparation éventuelle des parties acier et béton dans le calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime.

Des essais réalisés au LCPC sur des connecteurs en cornière ont montré que le rapport soulèvement/glissement est faible.

Afin de limiter ce phénomène, l'Eurocode 4 précise que les connecteurs doivent être munis d'un dispositif capable d'équilibrer un effort de soulèvement égal au dixième de l'effort de cisaillement.

#### **II.1.5 Modes de rupture des poutres mixtes avec connecteurs**

Trois modes de chargement différents peuvent induire la rupture des poutres mixtes acier-béton : le premier est un chargement croissant agissant de façon instantanée ; le deuxième est constant au cours du temps avec une charge bien inférieure à la charge de

ruine quasi-statique (il met en jeu les effets du fluage et du retrait du béton de la dalle), le dernier est cyclique avec également une charge inférieure à celle de la ruine quasi-statique.

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

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

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

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

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

#### **II.1.6. Calcul de la connexion**

La théorie des poutres mixtes acier- béton est fondée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Etant donné que l'adhérence du béton sur les poutres métalliques est trop faible et peu durable pour réaliser cette liaison, la transmission des efforts de cisaillement se fait par l'intermédiaire des connecteurs métalliques. Leur rôle est d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur interface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique.

Les connecteurs les plus utilisés sont les goujons à tête grâce à leur facilité et leur rapidité de pose. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité. La tête du goujon permet d'empêcher la perte d'adhérence de celui-ci et le soulèvement de la dalle de béton.

##### **II.1.6.1 Résistance de calcul des goujons à tête**

La résistance ultime de la liaison par goujon dépend du mode de rupture. La rupture se produit soit par écrasement du béton au contact du goujon, soit par cisaillement de la tige du goujon. Les paramètres influençant le premier mode de rupture sont la surface de

contact du goujon, ainsi que la résistance à la compression  $f_{ck}$  et le module élasticité du béton  $E_{cm}$ . Par contre, le deuxième mode dépend directement de la section du goujon  $\frac{\pi d^2}{4}$  et de la résistance à la traction de l'acier du goujon  $f_u$ . La résistance de la liaison par goujon est donnée par l'Eurocode 4 comme étant la plus petite des valeurs donnée par les deux formules suivantes (correspondant à des ruines respectivement au niveau du goujon ou du béton enrobant le goujon) :

$$P_{rd}^{(1)} = 0.8 f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

avec

$d$  : le diamètre du goujon (avec  $d \leq 22\text{mm}$ ),

$h$  : la hauteur du goujon,

$f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon (sans dépasser  $500 \text{ N/mm}^2$ ),

$f_{ck}$  : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré,

$E_{cm}$  : la valeur moyenne du module sécant du béton (voir paragraphe 3.1.4.1 de EC4),

$\alpha = 1$  pour  $\frac{h}{d} > 4$  (facteur correctif),

$\alpha = 0.2 \left[ \left( \frac{h}{d} \right) + 1 \right]$  pour  $3 \leq h/d \leq 4$ ,

$\gamma_v = 1.25$  (coefficient de sécurité).

### II.1.6.2 Calcul élastique de la connexion

Un calcul élastique de la contrainte de cisaillement est nécessaire lorsque la résistance des sections mixtes est également établie avec un calcul élastique. Dans ce cas, l'effort de cisaillement dépend directement de l'effort tranchant. Il vaut  $\frac{VS}{I_{n,el}}$

$V$  : l'effort tranchant dans la section considérée,

$S$  : moment statique de la dalle (de largeur  $b_{\text{eff}}$ ) par rapport à l'axe neutre de la section mixte,

$I$  : inertie de la section mixte,

$n_{\text{el}}$  : coefficient d'équivalence élastique ( $n_{\text{el}} = \frac{E_a}{E_b}$ ).

On choisit en général des goujons identiques sur toute la longueur de la poutre et on fait varier leur espacement de façon à s'adapter à la variation de l'effort de cisaillement à reprendre.

### II.1.6.3 Calcul plastique de la connexion

Le calcul plastique de l'effort de cisaillement longitudinal est possible lorsque la résistance des sections mixtes est également établie par un calcul plastique. Son principe ainsi que son application sont très simples. Les connecteurs doivent être capables de supporter l'effort de cisaillement à l'état ultime de la poutre mixte (rotule plastique développée). Ce calcul s'applique essentiellement aux connecteurs ductiles et, dans des cas particuliers, aux connecteurs non ductiles. Dans ce calcul, on admet que la connexion est suffisamment résistante pour que le moment plastique de la section puisse être atteint. La connexion est donc totale et les connecteurs sont dimensionnés pour ne pas être la cause de la ruine de la poutre. Or, dans certains cas, il est judicieux (ou même indispensable) d'installer moins de connecteurs que nécessaire pour atteindre le moment plastique. Il convient donc de mettre en place moins de connecteurs que ne nécessite une connexion totale et de réaliser une connexion partielle.

#### a)- Connexion complète avec connecteurs ductiles

Pour une connexion complète, l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul  $V_1$  auquel sont tenus résister les connecteurs espacés uniformément sur la longueur critique  $L_{\text{cr}}$  entre sections transversales critiques successives, ou entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité libre, est calculé de la façon suivante :

$$V_1 = F_{\text{cf}}$$

où  $F_{\text{cf}}$  est le plus faible des deux efforts :

$$F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a}$$

$$F_{cf} = \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s}$$

avec :

$A_a$  : l'aire de l'élément structural en acier,

$A_c$  : l'aire de la section efficace de béton,

$A_{se}$  : l'aire de toute armature longitudinale comprimée qui a été incluse dans le calcul de la résistance en flexion.

Les connecteurs sont supposés ductiles, ils reprennent donc pratiquement le même effort  $P_{Rd}$ , et on en déduit le nombre de connecteurs nécessaires par longueur critique  $L_{cr}$  afin d'obtenir une connexion complète :

$$N_f = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

### **b)- Connexion partielle avec connecteurs ductiles**

Lorsque sur une longueur critique  $L_{cr}$ , le nombre de connecteurs  $N$  est choisi inférieur à  $N_f$ , la poutre est sur cette longueur en connexion partielle. Il en résulte que l'effort total de cisaillement longitudinal, transféré par la connexion sur la longueur critique n'a que la valeur réduite :

$$V_l^{(red)} = N \cdot P_{Rd} < V_l$$

De même le moment résistant a une valeur réduite:

$$M_{Rd}^{(red)} < M_{pl.Rd}$$

Le tracé de la courbe ABC (fig. II.11) représentant le moment résistant réduit  $M_{Rd}^{(red)}$  en fonction du degré de connexion  $\frac{N}{N_f}$  permet de déduire une expression simplifiée pour le calcul du moment résistant réduit. Il consiste à remplacer la courbe convexe ABC, en se plaçant en sécurité, par la droite AC. Le moment résistant réduit est donc égal à :

$$M_{Pl.Rd}^{(red)} = M_{apl.Rd} + \frac{N}{N_f} (M_{pl.Rd} - M_{apl.Rd})$$

$M_{apl.Rd}$  : moment résistant plastique du profilé métallique seul.

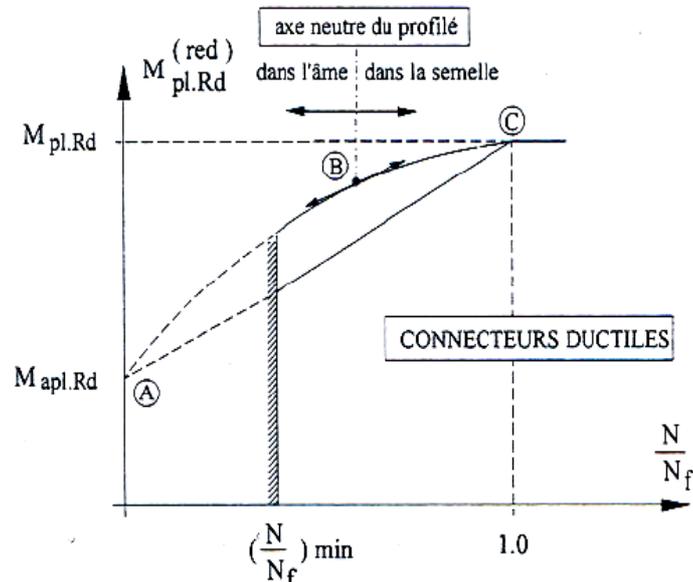


Figure II.11- Moment résistant réduit  $M_{pl.Rd}^{(red)}$  en fonction du degré de connexion  $N/N_f$

Dans les poutres mixtes de bâtiments avec profilé laminé, le degré de connexion ne doit pas être inférieur à une certaine limite, fixée arbitrairement à 0.5 par les codes européens. Le paragraphe 6.1.2 de l'EC4, basé sur des travaux franco-anglais [Bourrier, 1996] précise que le degré de connexion minimale devrait dépendre de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte.

Par exemple, en présence d'une dalle pleine :

- pour les profilés en acier à ailes égales :

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} = 0.4 \quad \text{si} \quad L \leq 5m,$$

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} = 0.25 + 0.03L \quad \text{si} \quad L > 5m,$$

- pour les profilés en acier dont l'aire de l'aile inférieure ne dépasse pas trois fois l'aire de l'aile supérieure :

$$\left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} = 0.4 + 0.03L.$$

## **Conclusion**

Dans ce paragraphe, nous avons présenté quelques aspects qui peuvent être considérés comme fondamentaux quant aux acquis relatifs à la connaissance du comportement mécanique des poutres mixtes acier-béton assemblées par des connecteurs métalliques.

Ces connecteurs permettent de reprendre les efforts qui se développent à l'interface acier/béton, cependant ils sont souvent à l'origine de concentrations des contraintes, de fissurations qui peuvent entraîner une rupture prématurée. En effet, des liaisons ponctuelles entre le béton et l'acier n'assurent pas une continuité de transmission des efforts entre les deux matériaux.

La diversité des connecteurs métalliques existant sur le marché offre un choix varié de connecteurs appropriés au type de structure réalisée. Cependant, la plupart du temps, ces connecteurs sont soudés au profilé métallique ce qui peut dégrader les performances de l'acier et rendre la réalisation des poutres mixtes plus complexe.

Le remplacement de la connexion métallique par une liaison collée permet de diminuer l'apparition de concentrations des contraintes et d'obtenir un transfert continu des efforts entre le béton et l'acier.

Le mode de mise en place de la dalle en béton et de sa connexion aux poutres métalliques est d'une grande importance sur la durée des travaux et le comportement dans le temps des ponts mixtes acier-béton. L'emploi de dalles préfabriquées, au lieu d'une dalle coulée sur les poutres métalliques, se révèle particulièrement intéressant, et cela d'autant plus qu'il sera nécessaire dans le futur de remplacer de plus en plus des dalles de ponts existants ou des ponts entiers en perturbant le trafic au minimum.

L'assemblage par les connecteurs métalliques utilisés actuellement ne convient pas ou peu à une mise en œuvre rapide. La connexion par collage de la dalle préfabriquée sur le profilé métallique offre une facilité d'emploi et un gain de temps assez considérable.

Le paragraphe suivant présente une étude comparative de la connexion par goujons et de celle par collage. Cette comparaison va permettre de justifier le choix du collage pour assembler la dalle de béton au profilé métallique au lieu des connecteurs, et d'évaluer ce

procédé de collage des poutres mixtes sur différents aspects : mécanique, dimensionnement et économique.

## II.2 POUTRES MIXTES COLLEES

### Introduction

Durant les cinquante dernières années, la technique de collage s'est fortement développée, et cela pour différentes raisons. D'une part, la chimie des polymères a permis de formuler des colles et adhésifs beaucoup plus performants, plus durables, présentant des forces de collage plus élevées et des résultats prévisibles et fiables. D'autre part, le collage a permis, dans certains cas, de supprimer les assemblages mécaniques, en remplaçant les modes d'assemblage classiques : le vissage, la soudure, l'agrafage, etc. Il a permis aussi, en assemblant les pièces sur toute leur surface ou sur des zones plus grandes, de réduire les contraintes, de concevoir des assemblages différents. Par ailleurs, le collage a permis de réduire la main-d'œuvre dans certains domaines industriels.

C'est ainsi que, dans une étude réalisée sur 293 entreprises industrielles françaises par le cabinet Développement & Conseil pour le compte de l'Industrie, des Technologies de l'Information et des Postes « DiGITIP », en janvier 2002, il apparaît que le collage est présent dans 69% des sociétés interrogées.

Dans le secteur des transports, le rivetage a été remplacé en partie par le collage sur les structures de l'aéronautique. Ainsi, le coût de production d'une pièce a pu être réduit de 40% et le poids de la pièce a été divisé par 2,5.

Dans le secteur du bois, l'amélioration de la technologie du collage a permis de générer des gains de temps de 70%.

Avantages aussi du collage en remplacement du vissage dans l'automobile : le temps d'assemblage a été réduit de 30%.

Quant au bâtiment et à la construction, les attentes concernent des colles résistantes aux hautes températures ou au feu pour les toiles de renforcement de structure, des colles permettant le collage des bétons entre eux ou avec d'autres matériaux et cela avec des qualités de résistance mécanique et de résistance au feu.

Enfin, si l'assemblage par collage est déjà largement utilisé, il est intéressant de considérer les innovations du collage dans le domaine des ponts qui pratique peu ce mode d'assemblage actuellement. Les partenaires du projet national MIKTI ont décidé de tenter un saut technologique pour les ponts mixtes en introduisant le collage comme moyen d'assemblage entre l'acier et le béton.

## **II.2.1 Comparaison entre l'assemblage par goujons et l'assemblage par collage**

### **II.2.1.1 Aspect mécanique**

Pour remplacer les goujons dans les poutres mixtes, le joint d'adhésif doit être capable de résister aux efforts de cisaillement entre l'acier et le béton et de s'opposer au soulèvement de la dalle. Les adhésifs sont des produits organiques ; ils ont souvent des caractéristiques mécaniques plus variables que les métaux. On peut donc se demander ce qui peut permettre à un assemblage collé d'être plus résistant qu'un assemblage goujonné.

Ceci tient au fait que si on veut coller la dalle en béton au profilé métallique dans les poutres mixtes, l'assemblage est effectué sur une surface de contact beaucoup plus grande qu'avec les goujons soudés ponctuellement. En effet chaque  $\text{cm}^2$  de surface collée est moins résistant qu'un goujon, mais la multiplication des surfaces et donc la multiplication des points de liaison peut entraîner un assemblage plus résistant. Ainsi la résistance au cisaillement et au soulèvement peut être améliorée dans le cas de l'assemblage par collage. Les efforts sont repartis sur toute la surface dans le cas de la structure collée alors qu'ils agissent sur quelques points pour la structure goujonnée, ce qui crée des concentrations de contraintes qui peuvent causer la rupture prématurée des poutres. En plus, pour les goujons soudés, la répartition des contraintes dépend de l'homogénéité du cordon de soudure.

Pour avoir une idée des valeurs de l'effort repris par un goujon dans une poutre mixte et de celui repris par le joint de colle, on considère l'exemple d'une poutre mixte de 9 m de long (fig. II.12) et 8.5 m de portée soumise à un essai de flexion trois points.

Nous allons calculer l'effort repris par un goujon et celui repris par la surface collée en considérant que la rupture va se produire dans le béton pour une contrainte de cisaillement de 5 MPa.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentées au tableau suivant :

Béton de la dalle		Acier du profilé	Acier du goujon
$f_{ck}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\sigma_{ep}$ (MPa)	$\sigma_{eg}$ (MPa)
68	36600	355	450

Tableau II.1- Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul

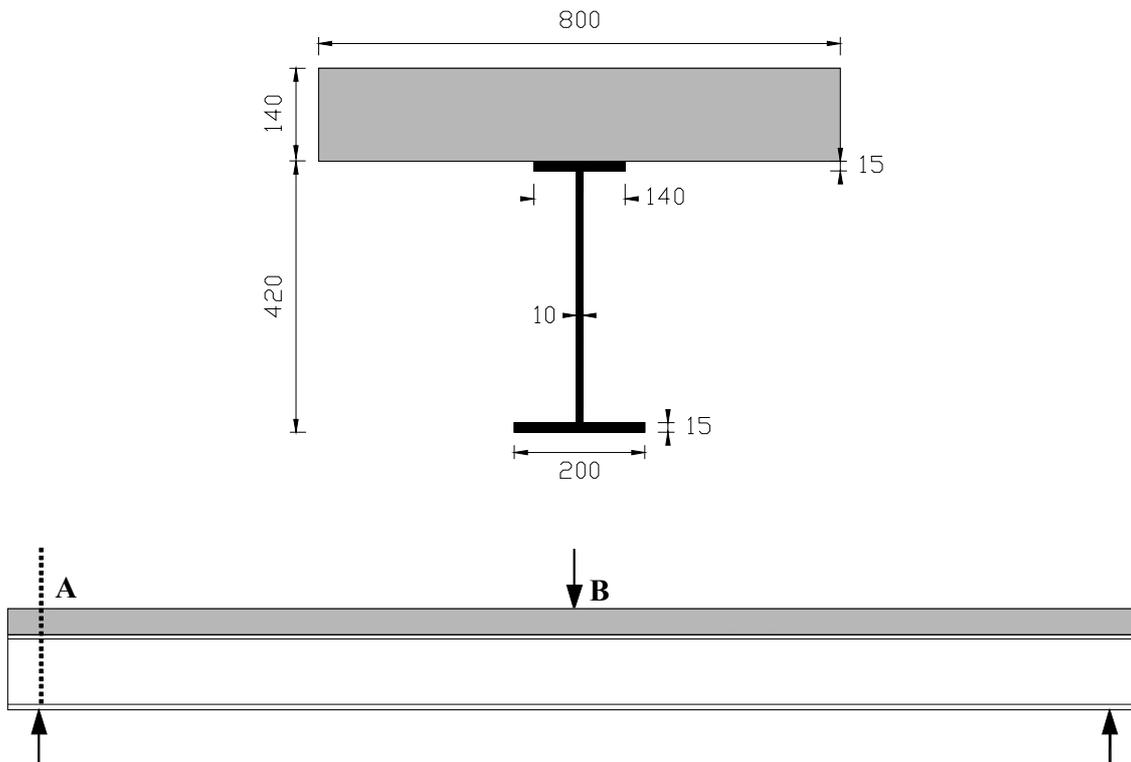


Figure II.12- Dimensions de la section de la poutre mixte de 9 m de long

Les goujons utilisés ont un diamètre  $d_g = 19$  mm et une hauteur  $h_g = 116$  mm [Rabih, 1994]. Le calcul de la résistance  $P_{rd}$  d'un connecteur destiné à la connexion acier/béton est la plus petite valeur donnée par les deux formules suivantes :

$$P_{rd}^{(1)} = 0.8f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v = 81 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 132.13 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement longitudinal exercé sur la longueur critique AB= 4250 mm est la valeur minimale obtenue à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{A_a f_y}{\gamma_a} = 3195 \text{ kN}$$

$$\frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} = 4316 \text{ kN}$$

Donc le nombre de goujons sur la longueur critique AB est égal à 3195/81, soit 40 goujons. Nous répartissons les goujons sur la longueur AB de 4250 mm et la largeur 140 mm selon deux rangées, ce qui donne 20 goujons par rangée espacés de 223 mm sur la longueur et 70 mm sur la largeur de la poutre.

La contrainte de cisaillement reprise par cette surface collée est égale à :

$$\tau = 5 \text{ MPa} \times 223 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} = 78 \text{ kN}$$

Nous constatons donc que l'effort de cisaillement repris par goujon, 81 kN, est du même ordre de grandeur que celui repris par la surface collée, 78 kN.

### **II.2.1.2 Aspect dimensionnement**

Pour le dimensionnement des sections mixtes et des goujons, nous disposons de modèles de calcul éprouvés même s'ils ne décrivent qu'imparfaitement le comportement réel de la structure.

En particulier l'une des hypothèses de base du calcul des poutres mixtes suppose que la liaison acier-béton est parfaitement rigide. C'est approximatif pour les goujons mais ce serait très réaliste pour un collage résistant qui, limitant à une quantité négligeable le glissement relatif, réaliserait l'interaction quasi-totale des deux matériaux.

### **II.2.1.3 Aspect économique**

En plus de ses performances mécaniques, l'assemblage par collage est plus économique qu'un assemblage par connecteurs métalliques.

En 1962, Miklofsky a comparé les coûts entre les deux liaisons : la liaison par goujons et celle réalisée par un joint d'adhésif. Il s'est servi d'un pont d'autoroute construit dans la région de New York comme modèle [Miklofsky, 1962].

Ce pont est constitué de 14832 goujons à 0.5 \$ le goujon (tout compris), la liaison coûte donc 7420 \$.

D'autre part, l'auteur a estimé le coût des implications de la réalisation d'une liaison collée :

- la surface de la semelle supérieure des poutres métalliques à enduire par la colle est égale à 370 m<sup>2</sup>,
- le coût du collage est 1.5\$/l ; en ajoutant le transport et le mélange au chantier, le collage revient finalement à 3.8 \$/l.

Deux procédés, concernant l'ordre des opérations, ont été examinés :

**Selon le procédé n° 1 :**

- sablage de l'acier en atelier,
- couverture de l'acier par une première couche d'adhésif de 0.3 mm d'épaisseur en atelier,
- mise en place des profilés métalliques,
- mise en place des armatures de la dalle,
- sablage léger destiné à repiquer la première couche d'adhésif,
- pose de la deuxième couche de 0.4 mm d'épaisseur,
- mise en place du béton.

**Selon le procédé n° 2 :**

- mise en place des profilés métalliques non sablés,
- mise en place des armatures de la dalle,
- sablage des surfaces destinées à être enduites par l'adhésif,
- couverture de l'acier par une couche d'adhésif d'environ 0.4 mm d'épaisseur en atelier,
- mise en place du béton.

Les coûts de la liaison collée selon les deux procédés et celui de la liaison goujonnée sont présentés sur le tableau ci-après :

Type de liaison	Coût des goujons (tout compris)	Coût de l'adhésif	Coût des opérations	Coût total
<b>Par goujons</b>	7420\$			7420\$
<b>Procédé 1</b>		1290\$	4760\$	6050\$
<b>Procédé 2</b>		640\$	4090\$	4730\$

Tableau II.2- Comparaison du coût entre la liaison par goujons et la liaison par collage

On remarque que pour la liaison collée le coût de l'adhésif ne constitue que 20% du coût global selon le premier procédé et 15% selon le deuxième procédé.

Cette comparaison prouve la compétitivité du collage sur le plan économique vis-à-vis de la liaison goujonnée.

D'autres avantages de ce mode d'assemblage parlent en sa faveur ;

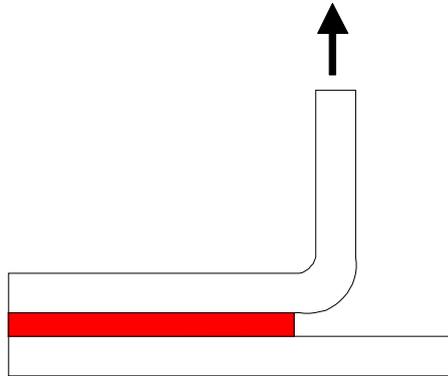
- allègement de la structure,
- le collage offre l'avantage de simplifier les assemblages, il permet de supprimer le soudage des goujons ce qui évite d'altérer le profilé de l'acier ; le fait de chauffer, au dessus de leur température de fusion, les matériaux pour souder les goujons crée après refroidissement une région écrouie, sensible à la corrosion.
- Le collage protège les matériaux. Les adhésifs utilisés comme moyen de liaison sont généralement imperméables. Ils procurent donc à l'acier une protection efficace contre la corrosion,
- la capacité de dissipation des polymères qui constituent les adhésifs permet d'amortir les vibrations,
- les poutres métalliques hérissées de goujons ne facilitent pas les opérations de chantier et peuvent présenter un danger pour les ouvriers qui se meuvent à proximité,

- la possibilité de l'emploi de dalles préfabriquées au lieu d'un tablier coulé sur les poutres métalliques dans la construction mixte, est très intéressante du point de vue rapidité, facilité d'emploi, et permet d'autres utilisations comme le remplacement dans le futur des dalles de pont déjà existants. Les méthodes classiques de connexion entre la dalle et le profilé (à l'exception de la connexion par paquets), par groupe de goujons par exemple, ne conviennent pas ou peu à une mise en œuvre rapide.

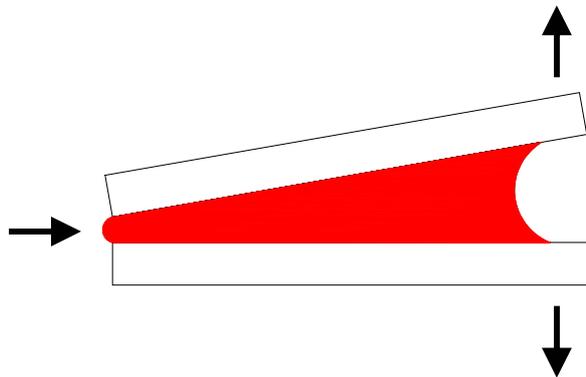
Cependant tous ces avantages ne doivent pas faire oublier que le collage est une technique d'assemblage assez complexe à mettre en œuvre. Il est nécessaire d'avoir de bonnes connaissances de la théorie des adhésifs pour pouvoir appliquer cette méthode, ce qui implique la résolution des trois problèmes suivants :

- 1)- la préparation de la surface à coller, autrement dit, l'application aux surfaces de traitements mécaniques ou physico-chimiques, opérations en général coûteuses mais indispensables pour éliminer les impuretés, augmenter l'énergie de la surface, accroître l'accrochage mécanique en créant des rugosités, et favoriser le mouillage afin de faciliter l'étalement de la colle,
- 2)- le choix du produit adhésif en fonction de nombreux critères liés à la nature même des solides à assembler, aux conditions auxquelles sera soumis l'assemblage, aux caractéristiques de mouillabilité de l'adhésif, à sa facilité d'application sur les surfaces ainsi qu'aux conditions et à la durée de prise de la colle,
- 3)- le comportement des joints collés sous contraintes est différent de celui des assemblages goujonnés. Il existe certaines configurations géométriques de l'assemblage collé qui entraînent l'apparition d'efforts localisés lorsque celui-ci est soumis à une contrainte. L'assemblage est alors fragilisé, l'assemblage par collage seul doit, dans la mesure du possible, être évité s'il doit être soumis à ce type de contrainte illustré dans les deux cas suivants :

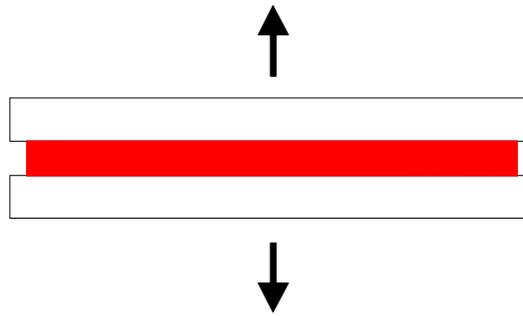
- lorsque l'un des deux matériaux au moins est souple, le joint de colle peut travailler en pelage.



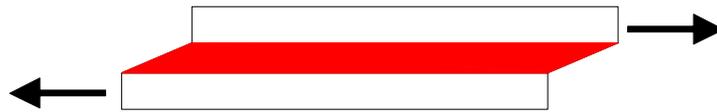
- lorsque les deux matériaux sont rigides, le joint de colle peut être soumis au clivage. La partie gauche du joint de colle subit des efforts ponctuels de compression, tandis que la partie droite subit des efforts de traction.



La répartition idéale des contraintes est obtenue lorsque les efforts sont uniaxiaux, c'est le cas d'un assemblage travaillant en traction. Cette situation est rarement rencontrée car il n'est pas facile de faire travailler un assemblage en contraintes uniaxiales. Il est souvent difficile d'obtenir une surface de collage assez grande pour avoir une bonne résistance de l'assemblage. En plus, si les efforts ne sont pas exactement perpendiculaires au plan de joint de colle, on se trouve dans le cas du pelage ou du clivage, ce qui peut conduire à une rupture.



La répartition la moins hétérogène sera obtenue avec un joint travaillant au cisaillement. Les efforts sont alors parallèles au plan de joint de colle et leur répartition est plus au moins uniforme.



## II.2.2 Etat de l'art des essais sur les poutres mixtes collées

Les poutres mixtes acier-béton assemblées par connecteurs ont fait l'objet de nombreuses recherches alors que les poutres mixtes collées ont été peu étudiées.

### II.2.2.1 Essais « New York »

Les premières expériences sur les poutres mixtes collées remontent au début des années soixante par le « Rensselaer Polytechnic Institute » qui a été mandaté par le « New York State Department of Public Works » et l'« United States Department of Commerce, Bureau of Public Roads » afin d'étudier la possibilité de lier des poutres mixtes acier-béton par un adhésif époxyde [Miklofsky, 1962].

Miklofsky et ses collaborateurs ont commencé tout d'abord par déterminer la formulation de l'adhésif répondant aux différentes exigences liées à la mise en oeuvre, à la résistance mécanique et à la sécurité. Puisqu'il est prévu de coller le béton à l'acier sur le chantier, l'adhésif doit être capable de durcir en milieu humide et ne doit pas susciter d'allergies épidermiques. Son temps de durcissement doit être supérieur au temps de prise du béton. L'adhésif concerné doit aussi être d'une application facile et avoir une résistance aux différentes sollicitations mécaniques à basse température et un « pot life » le plus long possible. Les auteurs ont introduit un produit flexibilisant dans le mélange pour atténuer les concentrations de contraintes. La formulation finalement choisie est présentée sur le tableau suivant.

Composant 1 (proportion en poids)		Composant 2 (proportion en poids)	
Résine époxy	100	Durcisseur (DMP 10)	6.25
Farine de silice	12.5	Durcisseur (DMP 30)	3.75
		Flexibilisant (polysulfide liquide)	50
		Farine de silice	47.5
		Bentonite et antimousse	5

Tableau II.3- Proportions des différents constituants de l'adhésif utilisé par Miklofsky

La composition de l'adhésif peut se résumer sur le tableau suivant.

<b>composants</b>	Résine époxy	durcisseurs	Farine de silice	adjuvants
<b>Proportion en poids</b>	100	60	60	5

Tableau II.4- Formulation de l'adhésif utilisé par Miklofsky

Ensuite, les auteurs ont testé deux poutres mixtes, l'une goujonnée et l'autre collée, sollicitées en flexion trois points avec une charge concentrée au milieu de la travée. Ces poutres ont été réalisées par coulage direct du béton frais sur une couche d'adhésif époxy non durcie déposée sur la semelle supérieure du profilé sablée et dégraissée. Ces tests ont donnés les résultats suivants :

- la ruine des poutres goujonnées s'est produite par écrasement du béton alors que celle des poutres collées s'est produite par rupture de la liaison avec une séparation brutale entre la dalle et l'acier et avec une charge inférieure à celle des poutres goujonnées,
- l'examen des poutres collées après la ruine a montré que la rupture avait lieu dans le béton au voisinage ou au contact de l'adhésif,
- la poutre goujonnée est beaucoup plus déformable que la poutre collée.

Ce mode de rupture a entraîné ces chercheurs à proposer un nouveau système de liaison qui consiste à introduire des gravillons ou des cailloux dans la couche d'adhésif.

### **II.2.2.2 Essais d'Arizona I**

En 1963, le docteur James D. Kriegh et les laboratoires de recherche (Engineering Research Laboratories) de l'Université d'Arizona se sont penchés sur le procédé des agrégats collés en s'inspirant des études précédentes [Krieg, 1963].

Ils ont d'abord déterminé la composition de l'adhésif souhaitable avec les exigences suivantes :

- un durcissement en milieu sec ou humide par une température comprise entre 5 et 50°C,
- une capacité de coller le béton au béton, le béton à l'acier et l'acier à l'acier,

- une résistance à la flexion-traction de l'adhésif d'au moins 28 MPa et au cisaillement de 8.5 MPa.

Ensuite, ces auteurs ont réalisé des essais préliminaires pour déterminer la meilleure épaisseur de la couche d'adhésif à étendre ainsi que la classe et le genre des gravillons à coller. Ces essais consistent à coller un cylindre d'acier à un cylindre de béton et à les séparer ensuite par traction (fig. II.13).

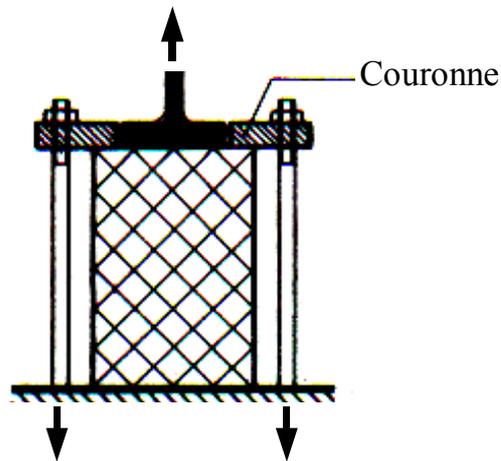


Figure II.13- Essais préliminaires [Krieg, 1963].

Les meilleurs résultats ont été obtenus avec un adhésif d'épaisseur 5 mm et des agrégats siliceux et concassés de la classe 2.5-3.2 cm (passoire).

En tenant compte de ces informations, ces auteurs ont réalisé 20 poutres mixtes en faisant varier les dimensions de la section de la dalle et du profilé. Ils les ont testées en flexion quatre points en faisant varier la distance entre appui et la position de deux charges concentrées symétriques. Les résultats de ces essais ont montré que le glissement des poutres collées est 30 fois inférieur à celui des poutres goujonnées (0.01 mm relativement à 0.3 mm). De plus la liaison reste parfaite même au voisinage de la rupture. Le rapport indique que la ruine des poutres collées a été provoquée par une rupture brutale de la liaison mais ne précise pas à quel niveau.

### II.2.2.3 Essais d'Arizona II

Deux ans après le premier essai de l'université d'Arizona I, l'équipe du docteur Kriegh continue sa recherche en s'appuyant sur les résultats précédents [Krieg, 1966]. Les

chercheurs ont donc choisi le procédé des agrégats préalablement collés servant de connecteurs. Ils ont modifié deux points par rapport aux essais précédents :

- 1- Ils laissent au minimum 24h entre l'application de l'adhésif et le coulage du béton contrairement au premier essai où le béton est coulé immédiatement après la mise en place des agrégats,
- 2- Ils collent la dalle en béton sur une largeur réduite du profilé métallique pour que la rupture se produise avec certitude dans le domaine élastique des deux matériaux.

Les chercheurs de l'université d'Arizona ont réalisé six poutres mixtes collées. Ils ont sollicité par deux charges symétriques deux poutres posées sur deux appuis à température ambiante ; deux autres également posées sur deux appuis à une température de  $-18^{\circ}\text{C}$  et les deux dernières continues, posées sur trois appuis, à température ambiante. Dans ces essais, la largeur de la liaison a été réduite afin que la rupture s'y produise avant la plastification des deux matériaux acier et béton (fig. II.14). Cette disposition a permis le calcul de la

résistance de la liaison par la formule  $\tau = \frac{VS}{Ib}$ .

où  $V$  : effort tranchant,  $S$  : moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte,  $I$  : inertie de la section mixte et  $b$  : largeur du joint.

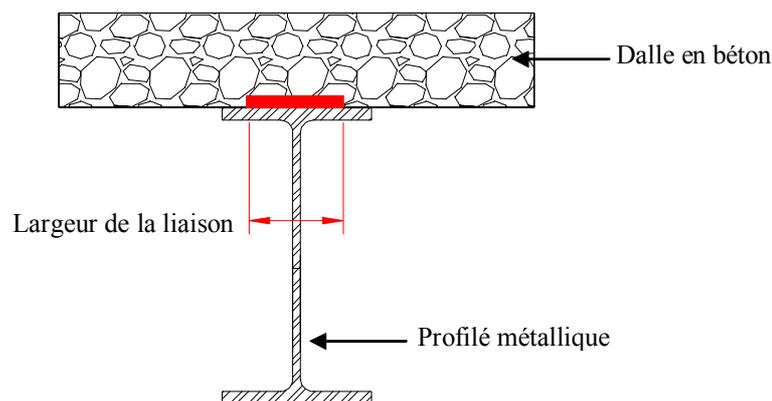


Figure II.14- Poutre mixte acier-béton collée par une largeur réduite « essais d'Arizona II »

Ces chercheurs ont observé le même mode de ruine que lors des premiers essais. Toutes les poutres se sont rompues comme prévu par rupture de la liaison. Ils ont clôturé leur étude en proposant un projet de normes comprenant des spécifications sur les agrégats et sur les

adhésifs. Ils ont proposé de dimensionner les poutres mixtes liées au moyen d'agrégats collés comme les poutres mixtes assemblées par des goujons. La seule différence est d'imposer une valeur de la contrainte de cisaillement, en service au niveau de la liaison, inférieure à 1.4 MPa.

#### II.2.2.4 Essais de Liège

Au début des années 1970, la Station d'Essais et de Recherches de la Construction Métallique « S.E.R.C.O.M » de Liège (Belgique) a étudié la possibilité de la mise au point du collage de poutres mixtes [Hick, 1972]. Dans un premier temps, les chercheurs ont réalisé dix essais Push-Out pour choisir le type de gravier adéquat et la quantité de colle à mettre en oeuvre pour assurer une meilleure liaison (fig. II.15). Les résultats ont montré qu'il est préférable d'utiliser le porphyre concassée 8/16 et une couche d'adhésif époxyde Araldite AW 132 de 2.5 mm d'épaisseur.

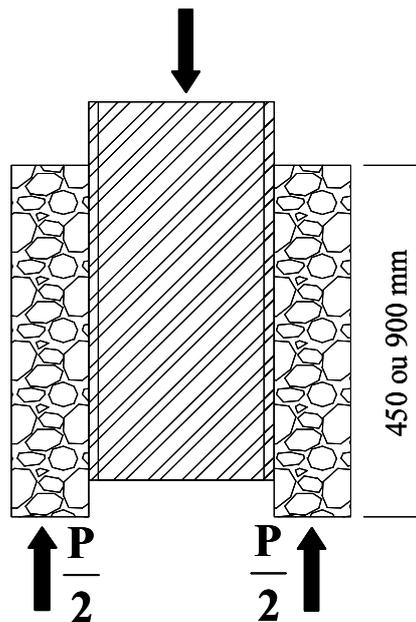


Figure II.15- Essai Push-Out « essai Liège »

Sur la base de ces informations, les chercheurs de la SERCOM ont réalisé des poutres mixtes collées qu'ils ont sollicité en flexion quatre points. Le procédé utilisé est très proche de celui des essais d'« Arizona ». La fabrication des poutres mixtes est effectuée en deux étapes :

- 1- la face supérieure de la poutrelle d'acier en contact avec le béton est sablée, dégraissée et enduite par une couche d'adhésif dans laquelle les agrégats sont mis en place.
- 2- 24h plus tard, le coulage de la dalle est effectué.

La ruine s'est produite par cisaillement dans la dalle de béton à proximité du joint collé avec une contrainte de cisaillement égale à 4.4 MPa.

### **II.2.2.5 Essais ICOM**

En 1971, Hertig, de l'Institut de la Construction Métallique de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne « ICOM-EPFL » (Suisse), a étudié de nouveaux procédés pour lier le béton à l'acier [Hertig, 1973]. Tout d'abord, la surface d'acier a été sablée, dégraissée et couverte par une couche de quelques dizaines de microns d'adhésif primaire afin de protéger l'acier, particulièrement contre la corrosion. Puis, Hertig a remplacé la couche d'adhésif par une couche de mortier constituée par de la résine et du sable de quartz avec des fines de quartz et d'amiante. Ensuite, il a testé des poutres mixtes liées par les trois méthodes différentes suivantes (fig. II.16) :

- A- en s'inspirant des résultats des essais d'« Arizona II », l'auteur a déposé sur la surface traitée de l'acier, une quantité du mortier époxyde en une couche uniforme sur laquelle le maximum d'agrégats ont été déposés avec une légère pression afin de les faire pénétrer dans le mortier. Après durcissement du mortier, la dalle est ensuite coulée,
- B- le système consiste à poser la dalle en béton sur le mortier frais ; il est destiné au collage des dalles préfabriquées sur le profilé métallique,
- C- le béton est coulé sur le mortier frais qui recouvre l'acier.

Hertig a trouvé différents modes de ruine pour ces trois systèmes. Les spécimens A se sont rompus par faiblesse des agrégats et du béton dans lequel ils étaient encastrés ; la ruine des deuxièmes B s'est produite par faiblesse du béton au contact du mortier ; les derniers C, quant à eux, se sont rompus par faiblesse de l'adhésion entre l'acier et le mortier. Les résultats ont montré que le système A est très déformable, il laisse prévoir sa rupture par de grandes déformations. Le système B est le moins résistant mais le plus apte à résoudre

certains problèmes constructifs dans les ponts mixtes. Le système C est le plus résistant mais aussi le plus fragile.

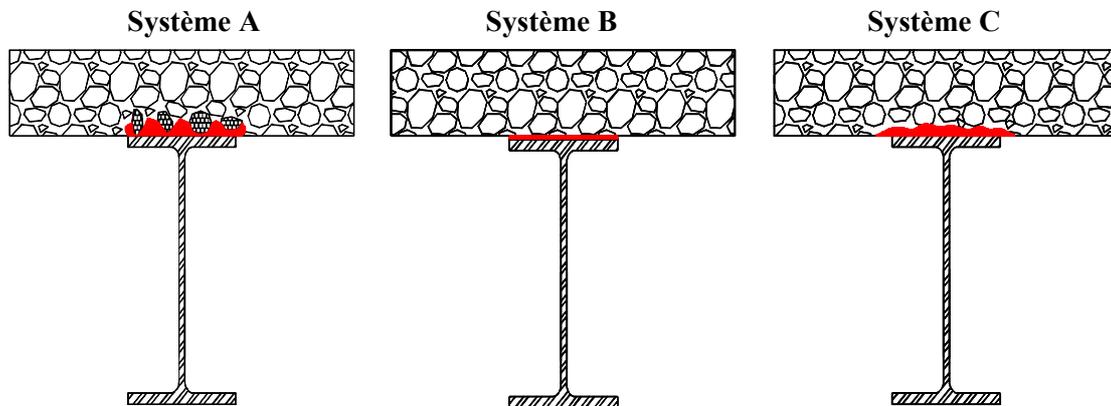


Figure II.16- Les trois possibilités d'assembler les poutres mixtes acier-béton selon Hertig

Ensuite, Burkhardt [Burkhardt, 1975] a simulé le comportement des poutres mixtes testées précédemment à l'aide d'un modèle mathématique. Dans ce modèle, la poutre mixte est divisée en plusieurs éléments, la liaison collée est modélisée par l'intermédiaire de ressorts à caractéristique non-linéaire situés aux extrémités de chaque élément. Le modèle est fondé sur les hypothèses suivantes :

- les courbures de la dalle et de la poutrelle métalliques sont les mêmes,
- les sections droites de la dalle et celle du profilé métallique restent planes,
- la largeur effective est constante le long de la poutre,
- le diagramme contrainte-déformation du béton est celui préconisé par le Comité Européen du Béton CEB (parabole du deuxième degré-droite horizontale),
- le diagramme contrainte-déformation de l'acier est linéaire élastique-parfaitement plastique,
- les efforts internes sont constants le long d'un élément,
- l'effort tranchant est repris par l'âme du profilé métallique.

A l'aide de ce modèle, l'auteur a déterminé la distribution des contraintes tangentielles dans les joints collés le long des poutres soumises à des chargements concentrés et uniformément répartis. L'étude se termine par une proposition des valeurs de calcul des

contraintes de cisaillement aux états limites pour les trois types de liaison A, B et C (tableau II.5) :

Type de liaison		Etat Limite de Service (MPa)	Etat Limite Ultime (MPa)
A- Béton coulé sur agrégats collés		1.5	3
B- Béton préfabriqué sur mortier frais		0.5	1
C- Béton coulé sur mortier frais	Epaisseur de couche 1 mm	0.5	1
	Epaisseur de couche 15 mm	1.5	3

Tableau II.5-Valeurs de calcul des contraintes de cisaillement des trois types de liaison

### Conclusion

L'analyse bibliographique montre que la liaison collée peut être compétitive vis-à-vis de la liaison goujonnée dans le cas des poutres mixtes. Cette liaison est beaucoup plus rigide que la liaison goujonnée avec un glissement à l'interface 30 fois plus faible. En plus, les poutres collées sont moins déformables et leurs dalles ont une tendance à la fissuration nettement moins marquée que celles des poutres goujonnées. Sur le plan économique, la comparaison du coût entre les deux liaisons prouve la faisabilité du procédé de collage.

L'analyse des trois systèmes de liaison A, B et C, nous a amené à préférer le système B. Certes ce système est le moins résistant des trois mais le plus pratique pour la réalisation des ponts mixtes.

Les deux systèmes A et C ne correspondent pas à un emploi rapide et ne permettent pas l'utilisation des dalles préfabriquées. En plus, nous pensons que le système A, avec des agrégats collés jouant le rôle des goujons, est trop complexe dans sa réalisation. Les poutres mixtes collées par ce type de liaison sont réalisées en plusieurs étapes : sablage du profilé métallique, dépôt de mortier époxy, dépôt des agrégats sur cette couche d'adhésif, transport du profilé avec les agrégats collés au chantier après durcissement du mortier et finalement coulage du béton sur place.

Par contre, le système B est plus facile à réaliser, il consiste en un sablage du profilé métallique, ensuite transport sur chantier, enfin application de l'adhésif et collage de la dalle préfabriquée. Sa résistance peut être augmentée si on améliore :

- le traitement de surface du béton en utilisant le sablage au lieu du meulage employé par Hertig,
- la résistance du béton puisque la rupture s'est produite par faiblesse du béton au contact du mortier,
- les performances mécaniques de l'adhésif.

### II.3 PROPOSITION D'UN MODELE EXPERIMENTAL REALISTE

En prenant en considération l'analyse critique que nous avons réalisé des différents modes d'assemblage par collage décrits dans la littérature des poutres mixtes collées, nous avons opté pour une solution que nous pensons être la plus avantageuse sur le plan pratique et sur le plan des performances mécaniques. Notre solution est proche du système B proposé par Hertig. Elle consiste à coller des dalles préfabriquées sur le profilé métallique par l'intermédiaire d'un joint d'adhésif au lieu du mortier époxy utilisé par Hertig (fig. II.17).

En effet, nous profitons de l'apparition récente d'adhésifs de résistance mécanique élevée et de très bonne durabilité qui présentent une grande efficacité d'adhérence sur le béton et sur l'acier. De plus, nous utiliserons des bétons à hautes performances qui ont une très bonne résistance au cisaillement.

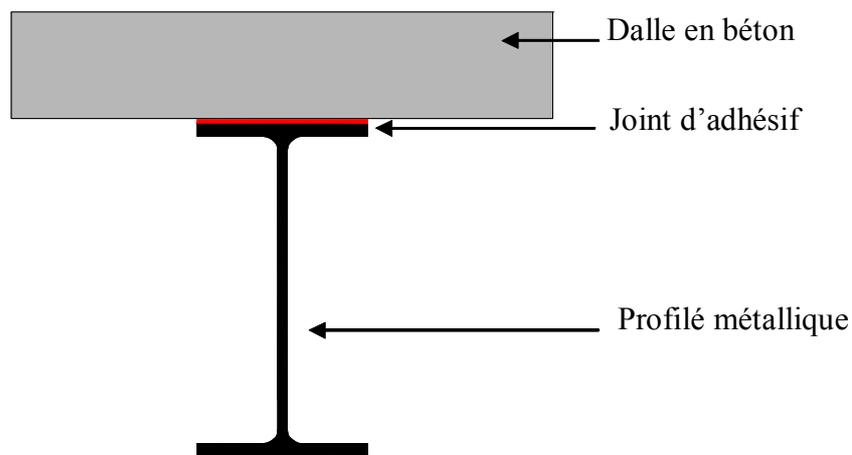


Figure II.17- Modèle expérimental adopté

La réalisation d'une liaison correcte suivant ce procédé nécessite la résolution des deux problèmes suivants :

- la préparation des surfaces des deux matériaux,
- le choix de l'adhésif approprié à cette structure.

Lors de nos essais expérimentaux, nous avons étudié l'influence de ces deux paramètres sur le comportement mécanique des poutres collées.

Comme il a été décrit au paragraphe II.2.1.3, le coût de mise en œuvre dans le collage vaut entre 80 et 85% du coût global de la liaison. C'est pour cette raison que nous avons limité au minimum, dans un premier temps, les opérations de traitement de surface de l'acier et du béton afin de diminuer le coût de la liaison et de tester la résistance de l'adhésif sous les conditions les plus défavorables.

Notre recherche a commencé par l'étude de l'influence des principaux paramètres qui conditionnent la résistance de la liaison collée et le comportement mécanique des poutres mixtes collées de petites portées, tels que le mode de construction de la dalle, la nature de l'adhésif et l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif. Nous avons terminé notre étude par un essai expérimental de grandes dimensions sur une poutre mixte collée instrumenté.

## **CHAPITRE III :**

### **PROCEDURE EXPERIMENTALE D'ESSAIS DE POUTRES MIXTES COLLEES DE 3.3 M DE PORTEE SOUMISES A DE LA FLEXION TROIS POINTS**

## INTRODUCTION

Nos essais expérimentaux ont pour but d'étudier le comportement mécanique d'une poutre mixte collée lorsque cette dernière est soumise à une flexion trois points.

Nous avons commencé par réaliser un modèle réduit d'un pont mixte bipoutre afin de tester la faisabilité de notre procédé. Puis, nous avons analysé le comportement de structures collées monopoutres à petite échelle afin de mettre au point le corps d'épreuve en vraie grandeur. Nous avons étudié les principaux paramètres qui ont une influence sur le comportement mécanique de la structure tels que la nature de l'état de surface des substrats (sommaire du type chantier et élaboré du type usine), la nature de l'adhésif (polyuréthane au comportement souple et époxyde au comportement rigide) et l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif dans le sens transversal et longitudinal traduisant l'imperfection des joints d'adhésif lors de la mise en œuvre réelle.

Nous avons prévu de tester toutes nos poutres collées sur la dalle d'essais qui devrait être fonctionnelle à l'Université de Reims Champagne Ardenne pour fin 2002. Cette dalle de 150 mètres carrés de surface, d'une épaisseur de 1.5 mètres, devait être équipée d'un vérin asservi de 100 tonnes de capacité. Pour des raisons qui sont indépendantes de notre volonté, le projet de construction a pris énormément de retard. Nous avons donc été amenés à changer totalement notre plan d'expérience. Ainsi nous avons dû utiliser le portique existant au laboratoire de béton de l'IUT de Reims. La capacité de ce portique d'essais étant limité en effort à 300 kN et en longueur utile à 3.5 m, nous avons donc décidé de réaliser notre étude préliminaire sur des poutres mixtes collées de 3.5 m de longueur. Grâce à Bruno Jurkiewicz et en collaboration avec lui, nous avons pu réaliser notre essai de poutre mixte collée en vraie grandeur sur la dalle d'essais du Département Génie Civil de l'IUT de l'Université Robert Schuman de Strasbourg.

Dans ce chapitre, nous décrivons la procédure expérimentale utilisée. Ainsi nous commençons par une description de la méthode de dimensionnement des poutres testées ; ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, l'instrumentation des poutres et le dispositif d'essai de flexion des poutres.

### III.1 METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le dimensionnement des poutres mixtes dans ce travail a été effectué en respectant les points suivants :

- ne pas dépasser la capacité du portique d'essais (effort maximal 300 kN, longueur utile 3.5 m),
- avoir une contrainte de cisaillement dans le joint d'adhésif de l'ordre de 3 MPa avant la plastification de l'acier, valeur exigée par le cahier des charges du conseil scientifique du projet national MIKTI [Demilecamps, 2001] (voir annexe 3),
- obtenir une rupture de la poutre mixte après la plastification de l'acier.

Pour déterminer les caractéristiques de la section mixte et calculer les contraintes, nous avons procédé de la manière suivante :

#### III.1.1 Domaine élastique

Dans la phase élastique, les caractéristiques de la section mixte sont obtenues par homogénéisation du béton par rapport à l'acier, en remplaçant la section de la dalle en béton  $S_b$  par une section équivalente d'acier  $S_b/n_{el}$ , où  $n_{el} = E_a/E_b$ , rapport entre les modules d'élasticité de l'acier et du béton, est le coefficient d'équivalence élastique. Ceci revient à considérer que le joint de colle est indéformable et assure la continuité des déplacements entre la face supérieure du profilé métallique et la face inférieure de la dalle en béton.

Le calcul de la flèche à mi-portée et celui des contraintes normales et de cisaillement dans le joint d'adhésif sont menés dans le cadre de la théorie des poutres avec l'hypothèse de Navier (paragraphe I.3).

#### III.1.2 Domaine plastique

La charge théorique de ruine de la structure mixte est déterminée par un calcul plastique en se basant sur les hypothèses suivantes :

- connexion complète entre la dalle en béton et le profilé en acier,

- toutes les fibres de la poutre en acier sont plastifiées et les contraintes exercées sur ces fibres sont égales à  $f_y$  ( $f_y$  est la limite élastique de l'acier du profilé métallique),
- la distribution des contraintes normales dans le béton comprimé est uniforme et égale à  $0,85f_{ck}$  ( $f_{ck}$  est la résistance caractéristique à la compression mesurée à 28 jours sur des éprouvettes cylindriques),
- la résistance en traction du béton est négligée,
- la contribution des armatures dans la dalle est elle aussi négligée.

Dans nos calculs de dimensionnement, tous les coefficients de sécurité habituels sont neutralisés afin de permettre la comparaison entre les charges ultimes obtenues par les essais expérimentaux et par la théorie.

Par comparaison entre la résistance plastique du profilé en traction  $F_a$  (section du profilé métallique multipliée par  $f_y$ ) et celle de la dalle en compression  $F_c$  (section de béton multipliée par  $0,85f_{ck}$ ), nous déterminons la zone dans laquelle se trouve l'axe neutre plastique.

Dans notre cas, sur tous les corps d'épreuve, nous avons  $F_c > F_a$ , donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle.

L'ordonnée  $y$  de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle (fig. III.1) est obtenue en écrivant l'équilibre des efforts horizontaux :

$$F_a = 0,85 f_{ck} y b_{eff} \quad \text{d'où} \quad y = F_a / 0,85 f_{ck} b_{eff}$$

Le moment plastique résistant s'en déduit aisément :

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a / 2 + h_c - y/2)$$

Notre chargement expérimental se réduit à une charge ponctuelle centrée sur une poutre sur deux appuis simples de portée  $L$ . En écrivant que le moment plastique résistant est égal au moment fléchissant, nous déterminons la charge ultime maximale.

$$F_u = 4 M_{pl,Rd} / L$$

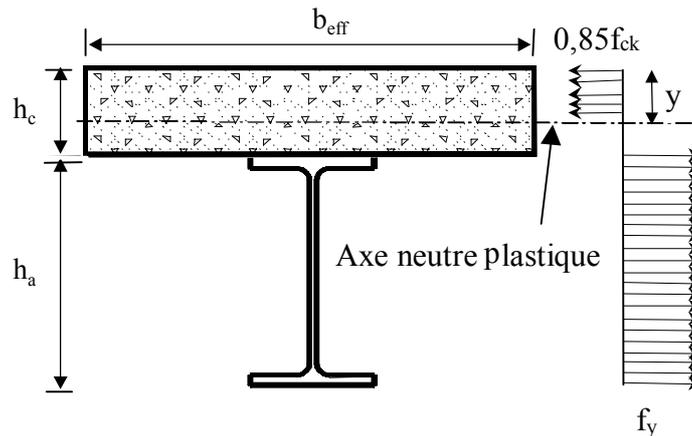


Figure III.1- Axe neutre plastique

En suivant ces règles et en respectant la prescription du cahier des charges (annexe 3) pour les ponts mixtes collés qui impose une résistance à la compression du béton à 28 jours comprise entre 60 et 80 MPa, nous avons obtenu les dimensions des poutres testées.

Dans notre calcul de dimensionnement, nous avons fixé les paramètres suivants : la longueur totale de la poutre est de 3.5 m et la portée entre appuis de 3.3 m, la contrainte de cisaillement a une valeur de l'ordre de 3 MPa pour une valeur de la contrainte d'environ 355 MPa dans la semelle inférieure de l'IPE, et une charge de rupture qui ne dépasse la capacité de vérin de 300 kN.

Dans le cas du bipoutre soumis à de la flexion trois-points, le respect de ces paramètres nous a amené à utiliser un IPE 180, une dalle en béton de 70 mm d'épaisseur et 350 mm de largeur effective. Avec ces dimensions et pour une charge de 200 kN, nous avons obtenu une valeur de la contrainte de cisaillement à l'interface acier/béton égale à 2.77 MPa, une valeur de la contrainte de compression dans la fibre supérieure de la dalle de béton égale à 29 MPa et une valeur de la contrainte de traction dans la semelle inférieure de l'IPE de 367 MPa.

### III.2 DESCRIPTION DES CORPS D'EPREUVE

Notre modèle expérimental est composé d'une dalle en béton armé collée sur un profilé métallique par un joint d'adhésif. Dans ce chapitre, nous allons présenter six poutres mixtes collées de 3,5 m de long et 3.3 m de portée entre appuis : deux bipoutres P1 et P2 et

quatre structures monopoutres P3, P4, P5 et P6. Leurs dimensions sont détaillées dans le tableau III.1 et leurs plans de ferrailage sont présentés en annexe 1.

Les paramètres étudiés sont :

- la nature de l'adhésif (polyuréthane ou époxyde),
- le mode de construction de la poutre mixte,
- l'état de surface des substrats (sommaire ou élaboré),
- l'irrégularité de l'épaisseur du joint de colle.

### III.2.1 Bipoutres P1 et P2

Le bipoutre P1 a une portée entre appuis de 3,3 m. La dalle en béton armé de 70 mm d'épaisseur et 700 mm de largeur est collée sur deux IPE 180 par un joint d'adhésif de 3 mm d'épaisseur (fig. III.2). Elle est constituée de 7 morceaux mesurant chacun 500 mm de long (fig. III.3), afin de reproduire au mieux une maquette de pont réel. Ce mode de construction permet la préfabrication de la dalle par éléments facilement transportables.

Nous avons réalisé une deuxième poutre P2, de mêmes dimensions géométriques, en remplaçant les 7 morceaux de dalles par une dalle d'un seul tenant (fig. III.4). Bien que ce dispositif ne soit pas réaliste sur un ouvrage de taille réelle, il nous permet de préciser l'influence du mode de construction.

Pour ces deux premiers essais, la préparation des surfaces a été volontairement réduite pour tester l'adhérence de l'adhésif à l'acier et au béton dans les conditions les plus défavorables.

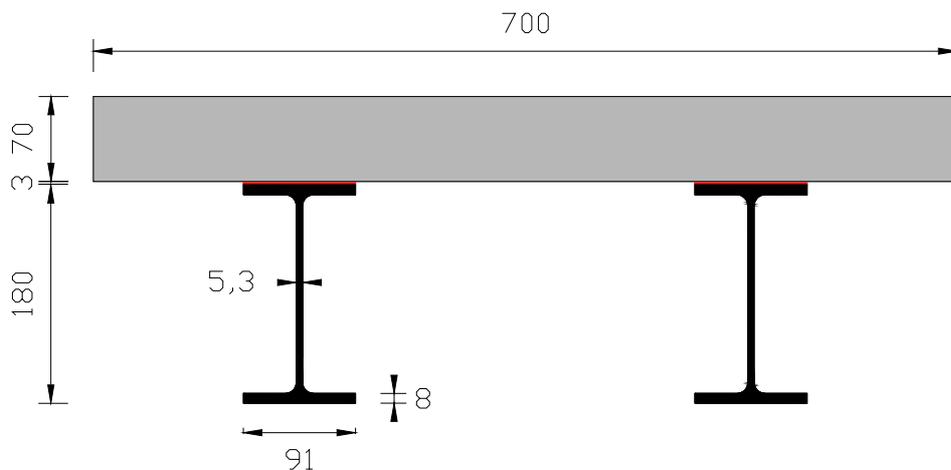


Figure III.2- Section des bipoutres P1 et P2

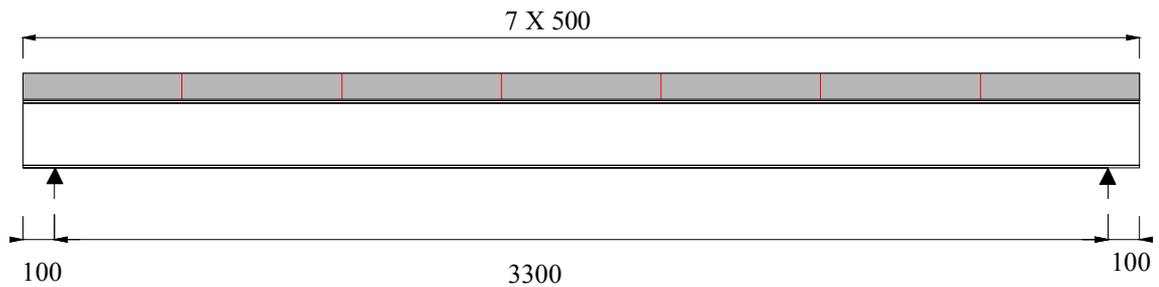


Figure III.3-Vue longitudinale de la poutre P1

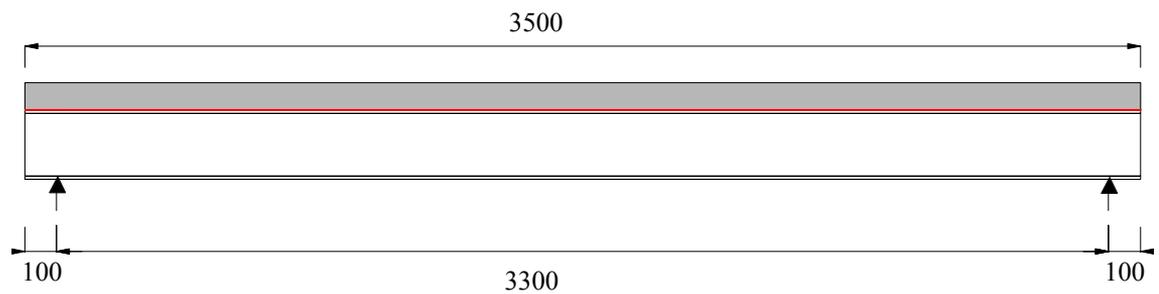


Figure III.4-Vue longitudinale de la poutre P2

### III.2.2 Structures monopoutres P3 et P4

Dans ces essais, nous sommes passés à une structure monopoutre, moins fidèle à la représentation réelle d'un pont mixte mais plus simple pour l'interprétation des résultats. Sur ces deux structures monopoutres, nous avons étudié l'influence de la nature de l'adhésif et, par rapport aux bipoutres, d'un traitement de surface plus élaboré. Nous avons donc réalisé deux structures monopoutres identiques, l'une nommée P3 est assemblée par un adhésif au comportement rigide, Sikadur 30, et l'autre nommée P4 est assemblée par un adhésif au comportement souple, Sikaforce 7750. Dans les deux cas la valeur de l'épaisseur du joint d'adhésif est de 3 mm.

La dalle en béton armé de section 350 x 70 mm, de longueur totale 3,5 m, est collée sur un IPE 220 (fig. III.5). Nous avons augmenté la dimension de l'IPE afin d'obtenir une contrainte de cisaillement de l'ordre de 3 MPa avant la plastification de l'acier.

Pour ces deux structures monopoutres, nous avons diminué le nombre d'éléments de la dalle en béton de sept à trois, afin de limiter le nombre des joints transversaux dans la dalle (fig. III.6).

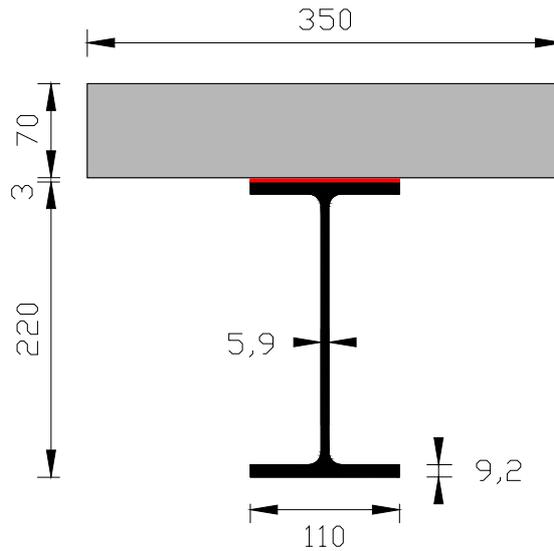


Figure III.5- Section transversale des poutres P3 et P4

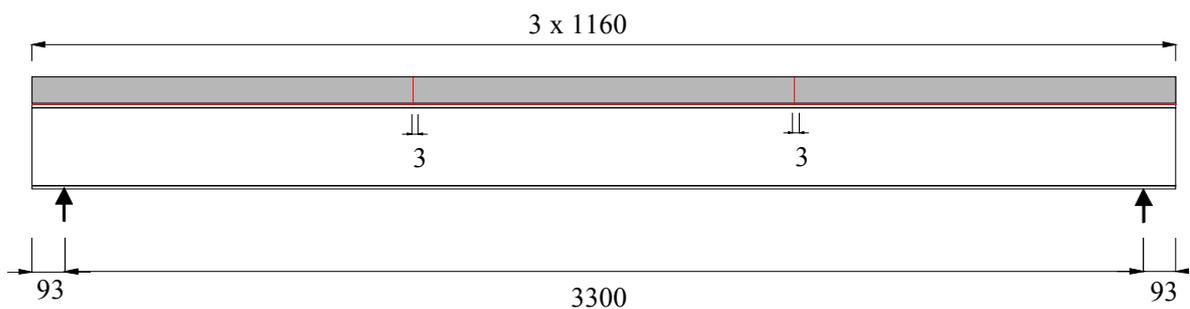


Figure III.6- Vue longitudinale des poutres P3 et P4

### III.2.3 Structures monopoutres P5 et P6

La troisième série de corps d'épreuve a les mêmes dimensions que les poutres P3 et P4. Elle a été réalisée dans le but d'étudier l'influence de l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif. Contrairement aux poutres précédentes où le joint de colle avait une épaisseur régulière de 3 mm, nous avons créé volontairement une irrégularité du joint d'adhésif dans les sens transversal (poutre P5) (fig. III.7 et III.8) et longitudinal (poutre P6) (fig. III.9 et III.10).

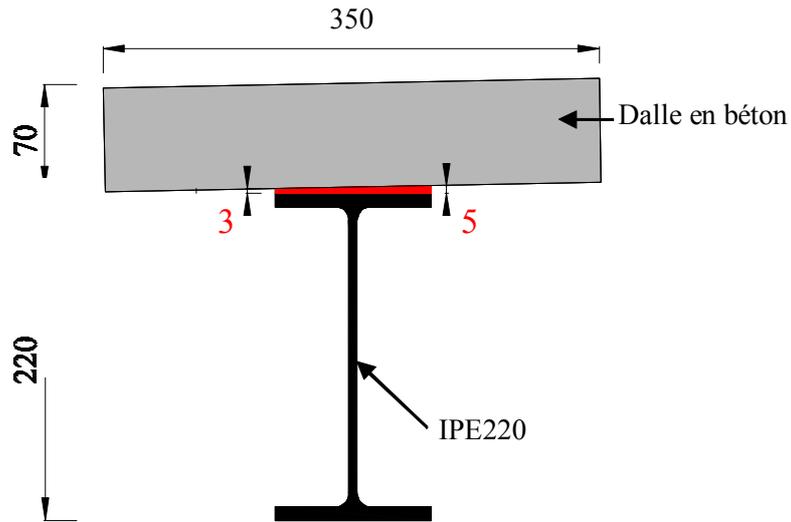


Figure III.7- Section transversale de la poutre P5

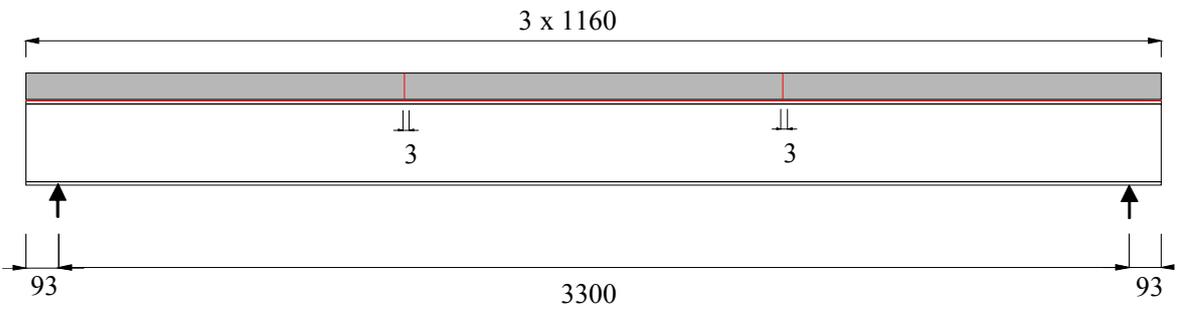


Figure III.8- Vue longitudinale de la poutre P5

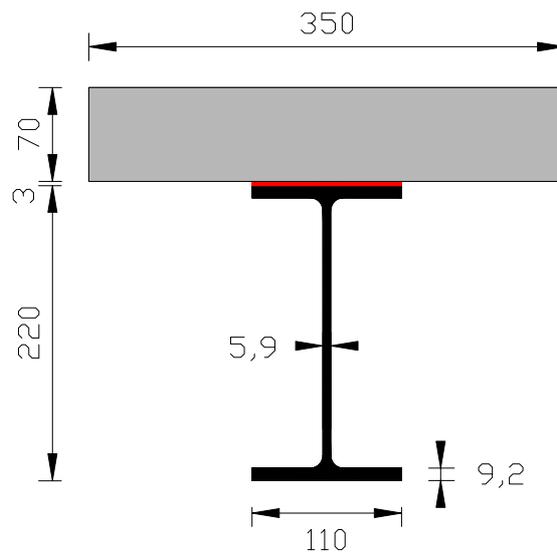


Figure III.9- Section transversale de la poutre P6

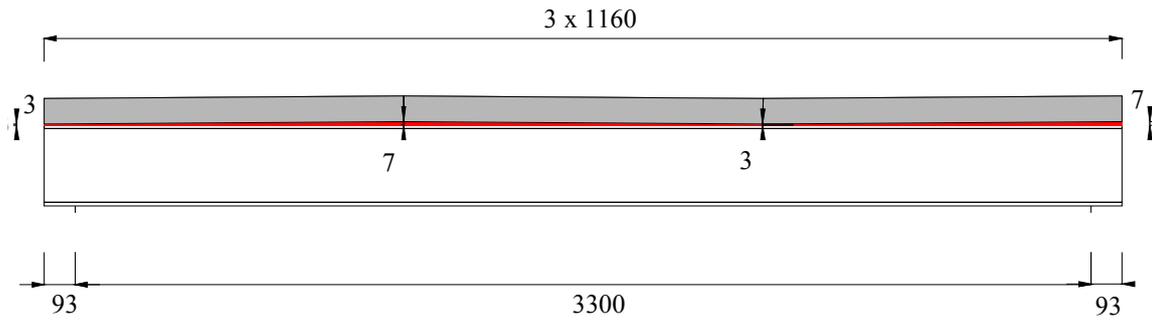


Figure III.10- Vue longitudinale de la poutre P6

Les dimensions des poutres testées sont récapitulées dans le tableau ci dessous :

Numéro de poutre	Adhésif	Dalle (mm)			Profilé en acier (mm)					Poutre mixte (m)	
	$e_j$ (mm)	$h_c$	$b$	N.	$t_f$	$b_{sup}$	$t_w$	$b_{inf}$	$h_a$	Long.	Portée
Bipoutre P <sub>1</sub>	3	70	700	7	8	91	5.3	91	180	3,5	3,3
Bipoutre P <sub>2</sub>	3	70	700	1	8	91	5.3	91	180	3,5	3,3
Monopoutre P <sub>3</sub>	3	70	350	3	9.2	110	5.9	110	220	3,5	3,3
Monopoutre P <sub>4</sub>	3	70	350	3	9.2	110	5.9	110	220	3,5	3,3
Monopoutre P <sub>5</sub>	$3 < e_j < 5$	70	350	3	9.2	110	5.9	110	220	3,5	3,3
Monopoutre P <sub>6</sub>	$3 < e_j < 7$	70	350	3	9.2	110	5.9	110	220	3,5	3,3

Tableau III.1- Dimensions des poutres

$e_j$  : épaisseur du joint de colle; N. : nombre de dalles en béton armé;  $b$  : largeur de la dalle

### III.3 CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES

#### III.3.1 Béton

Pour obtenir une résistance moyenne au moins égale à 60 MPa, dans des conditions faciles à reproduire en laboratoire ou sur chantier, nous avons choisi d'élaborer un béton à hautes performances de fumée de silice selon la méthode de l'université de Sherbrooke [Aitcin, 2001].

### III.3.1.1 Composition du béton

Nous avons visé un béton à hautes performances de résistance à la compression supérieure à 60 MPa. Le ciment utilisé est le CEM I 52.5 NCP 2 avec un dosage de 400 kg/m<sup>3</sup>. Nous avons utilisé des granulats roulés, de la fumée de silice Sikacrete HD, un superplastifiant haut réducteur d'eau « Sika Viscocrete 5.400F » avec 0.8 % du poids du ciment et un rapport de E/L=0.35 (E : eau, L : liant). La composition du béton utilisé est présentée dans le tableau III.2.

Composition	Proportions kg/m <sup>3</sup>
Gravier	1050
Sable	681
Ciment	400
Fumée de silice	30
Eau	150.5
Adjuvant	3.2

Tableau III.2- Composition du béton

### III.3.1.2 Caractéristiques mécaniques du béton

Le module d'élasticité du béton est déterminé à l'aide du logiciel Pbéton sur des éprouvettes cylindriques,  $\phi$  16 x 32 cm, en fixant trois capteurs faisant un angle de 120 degrés entre eux. Nous obtenons la valeur du module d'élasticité à 30% de la charge de rupture du béton en compression. La résistance moyenne en compression est déterminée à partir d'essais effectués sur des éprouvettes cylindriques  $\phi$  16 x 32 cm (normes NF P18-406).

La résistance à la traction par flexion est obtenue à partir d'essais sur des éprouvettes de béton de forme parallélépipédique de dimensions 10 x 10 x 40 cm. Les essais sont réalisés selon la norme NF P18-407

Avant l'essai, ces éprouvettes sont conservées pendant 28 jours à 20 °C dans un bac d'eau. Ces essais ont été effectués sur des machines Controlab, d'une capacité maximale de charge de 3000 kN pour la machine de compression et de 150 kN pour la machine de flexion.

La valeur moyenne de chaque résistance mécanique du béton est déterminée à partir de trois essais (tableau III.3).

<b>Résistance moyenne en compression (MPa)</b>	<b>Résistance moyenne en traction par flexion (MPa)</b>	<b>Module d'élasticité (MPa )</b>
68 ± 5	5 ± 0.4	36600 ± 100

Tableau III.3- Caractéristiques mécaniques du béton utilisé

### **III.3.2 Acier**

Afin de solliciter le joint de colle à environ 3 MPa au cisaillement en restant dans le domaine élastique de tous les éléments constitutifs de la poutre mixte, nous avons retenu un profilé en acier garantissant une limite élastique de 355 MPa.

Les essais de traction réalisés sur des éprouvettes découpées dans l'âme (fig. III.11) et dans la semelle supérieure de l'IPE (fig. III.12) donnent les valeurs moyennes suivantes : la contrainte à la limite élastique est de 470 MPa, la contrainte maximale est de 570 MPa et le module d'élasticité de 205 000 MPa.

Les armatures de la dalle sont en acier classique à haute adhérence de limite élastique 500 MPa.

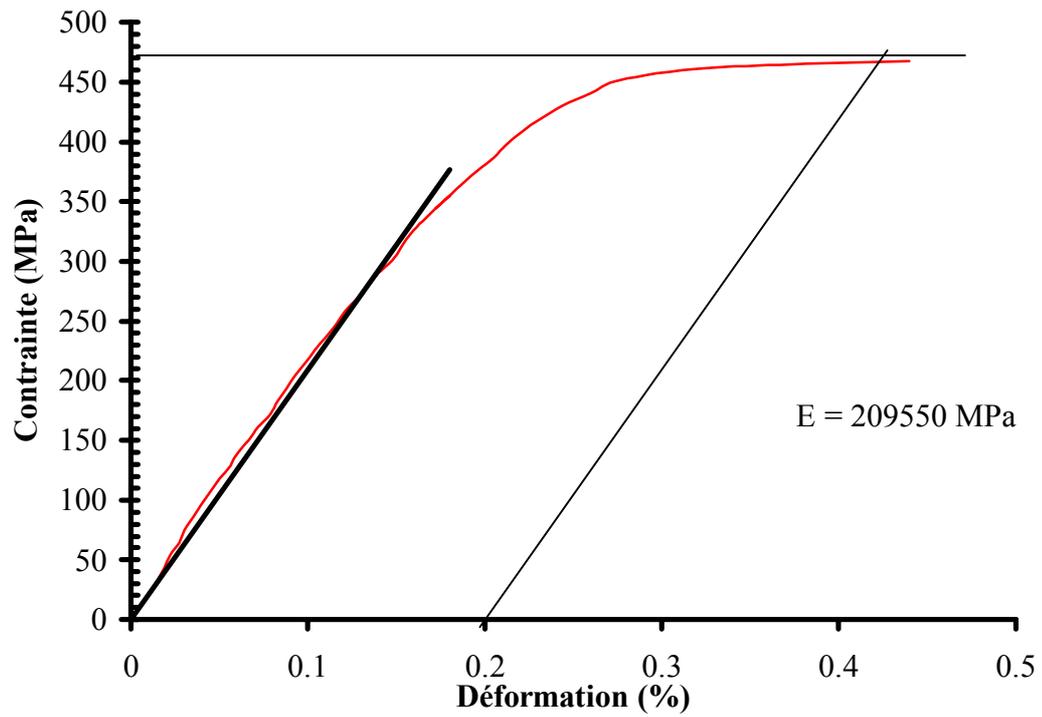


Figure III.11- Courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier découpée dans l'âme

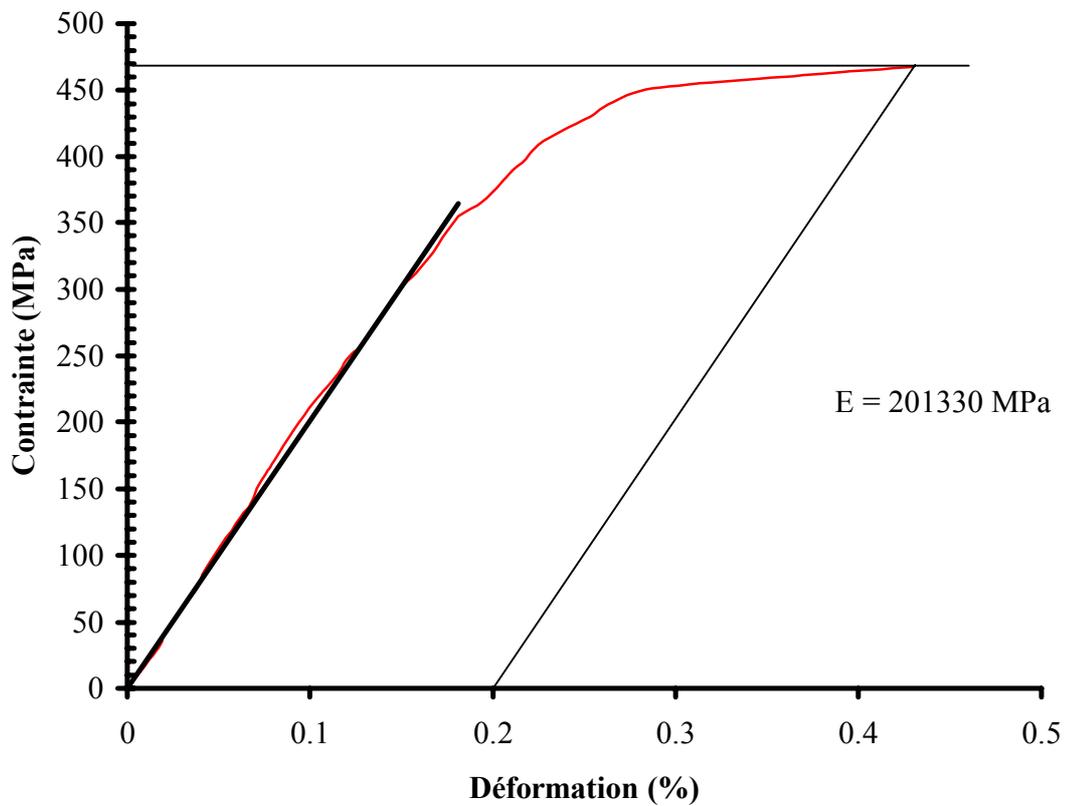


Figure III.12- Courbe contrainte-déformation d'une éprouvette en acier découpée dans la semelle supérieure de l'IPE

### III.3.3 Adhésif

Dans le cadre du projet National MIKTI, trois partenaires participent au sous thème 2-E « collage des dalles de ponts mixtes » : le Groupe Mécanique, Matériaux, et Structures « GMMS » de l'Université de Reims qui est chargé de tester des modèles réduits de ponts mixtes collés ainsi que de réaliser un essai en vraie grandeur, le Laboratoire Mécanique, Matériaux et Structures « L2MS » de l'Université de Lyon qui est chargé de caractériser le comportement des adhésifs et la société Sika qui approvisionne les deux équipes en adhésifs.

#### Introduction

Les adhésifs sont des polymères, leurs propriétés mécaniques dépendent fortement de la température. A basse température, la plupart des polymères présentent un état vitreux ; ils sont rigides. Lorsque la température augmente, ils passent par un état de transition : pour une plage de températures spécifique du polymère, les chaînes macromoléculaires glissent les unes par rapport aux autres et le polymère se ramollit. Cette plage de températures est appelée température de transition vitreuse, notée  $T_g$ . A une température plus élevée, le polymère passe par un plateau caoutchoutique ; son comportement est visco-élastique et ensuite, s'il n'est pas réticulé, le polymère devient liquide.

Les polymères étant utilisés la plupart du temps à température ambiante, ils ont un comportement caoutchoutique si leur température de transition vitreuse est inférieure à la température ambiante et ils ont un comportement rigide dans l'autre cas.

Le cahier des charges rédigé par le conseil scientifique du projet national MIKTI [Demilecamps, 2001] exige une température de fonctionnement  $T_f$  comprise entre  $-30^{\circ}\text{C}$  et  $+60^{\circ}\text{C}$ . La température de transition vitreuse des adhésifs utilisés devrait donc être en dehors de cet intervalle  $[-30^{\circ}\text{C}, +60^{\circ}\text{C}]$  pour éviter un changement de comportement mécanique en service. Dans nos essais, nous testons deux colles, fournies par Sika, de comportements différents à température ambiante, une époxyde au comportement rigide « Sikadur 30 » et une polyuréthane au comportement souple « Sikaforce 7750 ». Ces colles ont été choisies pour une utilisation dans nos poutres mixtes collées à une température de

20°C. Il sera nécessaire de déterminer leurs températures de transition vitreuse  $T_g$  pour vérifier qu'elles sont en dehors de l'intervalle [-30 °C, +60°C].

Les poutres, P1, P2, P3, P5 et P6, sont assemblées par la colle époxyde au comportement rigide « Sikadur 30 ». Par contre la poutre P4 est liée par la colle polyuréthane au comportement souple « Sikaforce7750 ». Les résines époxyde et polyuréthane choisies dans notre travail sont des polymères dont la cure a été réalisée à température ambiante pendant 7 jours. Les caractéristiques mécaniques sont déterminées par des essais de traction sur des éprouvettes de colle pure suivant la norme NFT 17-301 [Si-larbi, 2004].

### III.3.3.1 Sikadur 30

C'est une colle époxyde bicomposant qui résulte de réactions d'addition à température ordinaire entre une résine époxyde de couleur blanche et un durcisseur de couleur noire. Le mélange (couleur gris) de ces deux composants doit s'effectuer juste avant l'opération du collage et pendant que la colle est encore poisseuse (ne pas dépasser la durée pratique d'utilisation D.P.U, tableau III.4), avec une faible vitesse (max 300 tours/minute) pour entraîner le moins d'air possible.

5°C	10°C	20°C	30°C	40°C
2 heures	1 heure 50	1 heure 10	60 minutes	30 minutes

Tableau III.4- Durée pratique d'utilisation (D.P.U) sur le kit de 1.2 kg

#### Caractéristiques physiques et mécaniques de l'adhésif Sikadur 30

- le module d'Young mesuré est 12300 MPa,
- la résistance à la traction est de 19.5 MPa,
- l'allongement à la rupture est 0.16%,
- le coefficient de poisson vaut 0.34,
- la densité est égale 1.8,
- l'adhérence sur béton est supérieure à 4 MPa,
- les résistances mécaniques sont proches de leur maximum à 20°C au bout de 48 heures,
- le coefficient de dilatation thermique est 0.03 mm par mètre et par degré (-10°C à +40°C).

La température de transition vitreuse vaut 42°C.

### **III.3.3.2 Sikaforce 7750**

C'est une colle polyuréthane bicomposant durcie par réaction chimique entre le durcisseur et la résine à température ambiante. Plus la température d'application est élevée plus la réaction s'accélère.

#### **Caractéristiques physiques et mécaniques de l'adhésif Sikaforce 7750**

- le module d'élasticité mesuré est 80 MPa,
- la résistance à la traction est de 9.2 MPa,
- l'allongement à la rupture est 24%,
- le coefficient de poisson vaut 0.38.

La température de transition vitreuse vaut 11°C.

Nous constatons que les deux colles ont une température de transition vitreuse qui se situe à l'intérieur de l'intervalle [-30 °C, +60°C]. Nous pouvons donc les utiliser pour réaliser nos essais à température ambiante mais, pour une construction réelle d'un pont mixte collé, il sera indispensable de créer une nouvelle formulation donnant une température de transition vitreuse adéquate.

## **III.4 TRAITEMENT DE SURFACE**

### **Introduction**

Le collage peut constituer une solution très performante dans beaucoup de domaines industriels, mais cela impose des connaissances de base et nécessite beaucoup d'attention et de maîtrise. Plusieurs paramètres entrent en jeu pour la réussite d'un bon collage comme les conditions de mise en œuvre, la nature, l'épaisseur du joint d'adhésif et l'état de surface des substrats. Ces derniers doivent subir un traitement de surface adéquat qui leur offre une adhésion optimale. Plusieurs travaux menés par Chailleux, Gilibert et Bonnard [Chailleux, 1981], [Gilibert, 1987], [Bonnard, 1989] ont montré le rôle important que peut jouer le traitement de surface dans la résistance d'un assemblage collé. Selon Gilibert, un adhésif chargé offre une résistance meilleure de l'assemblage collé si les substrats possèdent une rugosité totale de la taille moyenne des charges minérales. Le traitement de surface a pour but :

- d'éliminer tout agent susceptible de provoquer un mauvais mouillage (graisses, traces de solvants, etc...), c'est-à-dire de diminuer fortement son énergie superficielle,
- de débarrasser cette surface de toute particule de poussière, des microgouttelettes, etc., susceptibles de constituer une barrière à l'établissement des liaisons,
- de modifier éventuellement la nature chimique de la surface pour augmenter son énergie superficielle ou améliorer la qualité de la liaison adhésif- substrats.

Selon les matériaux à coller, le traitement de surface n'agit pas de la même façon. En particulier pour les matières plastiques qui ont des énergies de surface assez faible, cela pose un problème d'adhésion. Pour y remédier, on applique un traitement mécanique, physique ou chimique pour augmenter leur énergie superficielle. On distingue plusieurs types de traitement de surface :

#### **nettoyage aux solvants et nettoyage alcalin des surfaces à coller**

Les solvants utilisés sont des dérivés d'hydrocarbures parfois à base de chlore. Chacun d'eux a ses caractéristique propres : pouvoir solvant, volatilité, dangers, etc.. La législation impose la connaissance des conditions d'utilisation et les dangers encourus.

Dans le cas du nettoyage alcalin, les graisses (amines ou végétales) peuvent être détruites par saponification suivant la réaction classique :



Les produits de cette réaction sont solubles dans l'eau.

Ces traitements n'ont aucune influence chimique sur les surfaces métalliques (ce qui n'est pas toujours le cas des substrats plastiques), ils sont seulement destinés à éliminer les graisses.

#### **traitement mécanique des surfaces à coller**

Les surfaces métalliques et les surfaces de béton peuvent être traitées soit par sablage qui consiste à projeter des particules de sable (corindon, etc...) soit par ponçage à l'aide d'abrasifs. Il peut parfois suffire pour éliminer les couches d'oxydes peu adhérentes.

L'effet du sablage dépend des propriétés de l'adhésif en particulier de sa viscosité, des dimensions des charges minérales qu'il contient et de la température. La colle doit épouser la géométrie de la surface des substrats. Les microcavités produites à la surface non remplies peuvent constituer des sites d'amorçage des fissures.

### **traitements chimiques des alliages métalliques**

Dans le cas des métaux traditionnels souvent couverts de couches d'oxydes ou d'hydroxydes peu ou pas adhérentes, on les traite de la façon suivante :

- quand la couche externe peut être conservée, un simple nettoyage mécanique suivi d'un dégraissage aux solvants suffit,
- quand la couche d'oxyde ne peut être conservée, elle doit être entièrement enlevée par décapage (chimique ou électrochimique) et la surface peut être protégée par un primaire ou attaquée chimiquement ou électrochimiquement pour créer une nouvelle couche adhérente.

L'expérience a montré que la connaissance des couches superficielles formées est primordiale car elle permet une optimisation de l'adhésion comme pour l'aluminium et ses alliages.

Dans le cas de certains métaux comme l'acier, l'élimination totale des oxydes est exigée, ils ne sont pas adhérents.

Pour nos essais, compte tenu des conditions imposées par le projet national MIKTI et la nature des substrats utilisés, nous avons effectué le traitement suivant :

#### **III.4.1 Traitement de surface des poutres P1 et P2**

Pour ces deux premiers essais, la préparation des surfaces a été volontairement réduite selon le cahier de charge afin de tester l'adhérence de l'adhésif au béton et à l'acier dans les conditions les plus défavorables. La surface de l'acier a été traitée par ponçage et dégraissage (photo III.1). La surface du béton a été poncée et nettoyée par un solvant (photo III.2).



Photo III.1- Surface d'acier poncée



Photo III.2-Surface du béton poncée

### III.4.2 Traitement de surface des poutres P3, P4, P5 et P6

Bien que la colle soit de très bonne qualité, les états de surface obtenus pour les poutres mixtes P1 et P2 ont entraîné une rupture prématurée des assemblages. Pour les essais des poutres mixtes P3 à P6, nous avons donc modifié l'état de surface des parties à encoller en effectuant un traitement plus élaboré.

La surface du béton en contact avec l'adhésif a été sablée et nettoyée par un solvant (photo III.3). La surface de la semelle supérieure de l'acier a également subi un sablage (photo III.4) suivi d'une couverture par un adhésif primaire, Sikafloor 156, dont le rôle est de protéger l'acier particulièrement contre la corrosion. Juste avant le collage, la surface traitée a subi un dépoussiérage suivi d'un nettoyage par un solvant.



Photo III.3- Surface du béton sablée



Photo III.4- Surface d'acier sablée

### III.5 MESURES EXPERIMENTALES

Nous avons mesuré plusieurs paramètres pour suivre le comportement mécanique des poutres testées :

- mesure des flèches sous chargement,
- mesure du glissement entre la dalle et le profilé métallique le long de la poutre,
- mesure des déformations des armatures longitudinales voisines du joint de colle le long de la dalle à partir du milieu vers l'extrémité,
- mesure des déformations de la semelle supérieure de l'IPE aux mêmes abscisses que pour les armatures,
- mesure des déformations des armatures transversales les plus voisines du joint d'adhésif,
- mesure du décollement.

Pour déterminer la position de l'axe neutre de la structure mixte, nous avons collé des jauges suivant la hauteur de la poutre, dans au moins deux sections distinctes, la section médiane et une autre section plus éloignée.

En raison de la symétrie du corps d'épreuve, l'instrumentation a été effectuée sur un quart des poutres. Elle a été améliorée, en fonction des résultats obtenus, au cours de l'étude.

### III.5.1 Instrumentation des poutres d'essais

#### III.5.1.1 Mesure de la flèche

Afin de mettre en évidence le comportement global des poutres P1 à P6, nous avons mesuré la flèche maximale en fonction de la charge appliquée à l'aide d'un capteur de déplacement (fig. III.13).

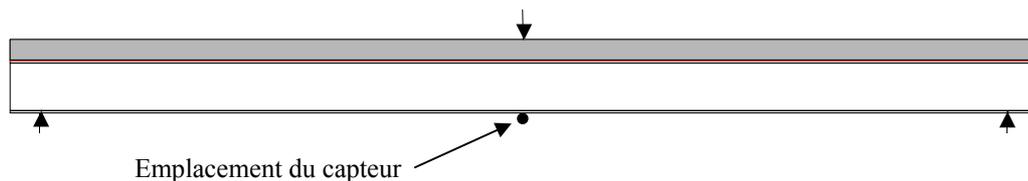


Figure III.13- Position du point de mesure de la flèche (P1 à P6)

#### III.5.1.2 Mesure des glissements relatifs de la dalle par rapport au profilé

Afin de définir la nature de la liaison existant entre la dalle en béton et le profilé métallique, il est essentiel de déterminer la capacité de déformation en glissement du joint entre l'acier et le béton. Pour cela, nous avons placé des comparateurs de 10  $\mu\text{m}$  de précision pour la poutre P1 et des capteurs de déplacement d'1  $\mu\text{m}$  de précision pour les poutres P2 à P6 pour déterminer la distribution du glissement le long de la poutre entre l'acier et le béton.

Pour la poutre mixte P1, nous avons placé quatre comparateurs suivant sa longueur à partir de 100 mm du milieu (fig. III.14). Pour les poutres P2 à P6, nous avons relevé trois mesures de glissement pour chaque poutre, à 100 mm du milieu, à un quart de la longueur et au niveau de l'appui de la poutre mixte (fig. III.15).

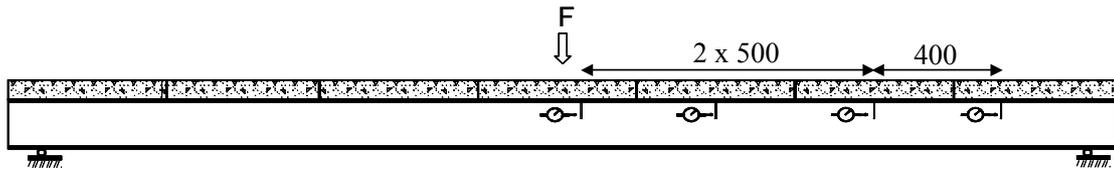


Figure III.14- Position des comparateurs de glissement pour la poutre mixte P1

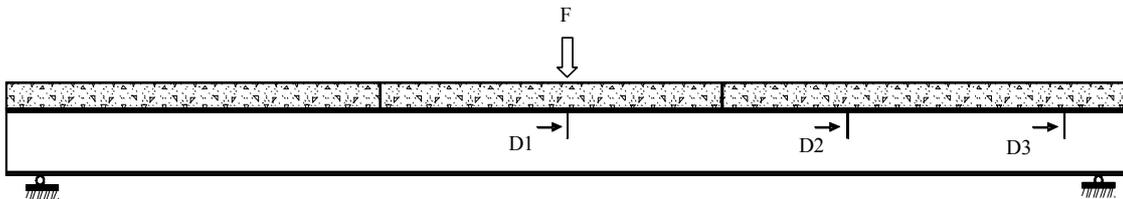


Figure III.15- Position des capteurs de glissement pour les poutres mixtes P3 à P6

### III.5.1.3 Mesure du soulèvement

Le soulèvement de la dalle par rapport au profilé métallique est un phénomène qui peut exister à l'interface acier-béton. Pour évaluer ce paramètre dans le cas des poutres collées, nous l'avons mesuré à l'aide de comparateurs pour la poutre P1 (fig. III.16). En raison des valeurs négligeables obtenues lors de cet essai, nous n'avons pas mesuré ce soulèvement pour les autres poutres (P2 à P6).

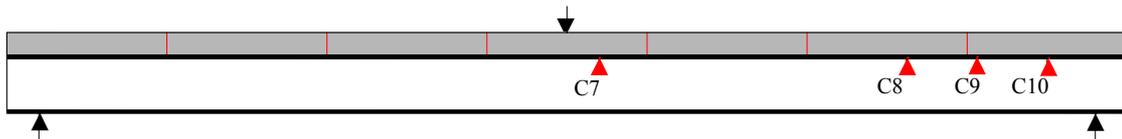


Figure III.16- Position des points de mesure du soulèvement de la poutre P1

### III.5.1.4 Mesure des déformations dans l'acier et le béton

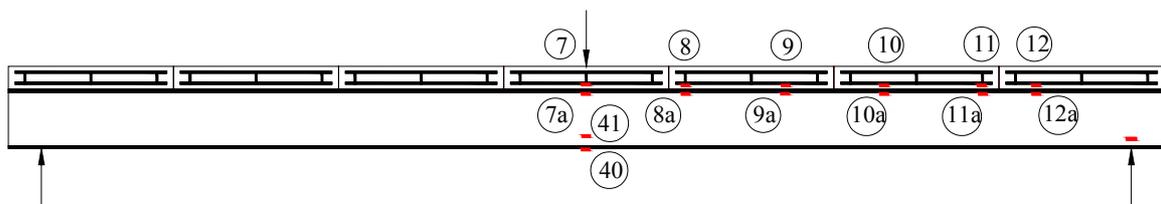
Dans le but d'analyser l'évolution des déformations et des contraintes suivant la longueur de la poutre et la transmission des efforts entre le béton et l'acier à travers le joint d'adhésif, nous avons collé sous les armatures longitudinales, pour toutes nos poutres, à différentes abscisses suivant l'axe longitudinal, des jauges de déformation. Aux mêmes abscisses, nous avons également collé des jauges de déformation sous la face inférieure de

la semelle supérieure du profilé métallique. Ainsi pour chaque section de mesures, le joint d'adhésif est encadré par deux jauges.

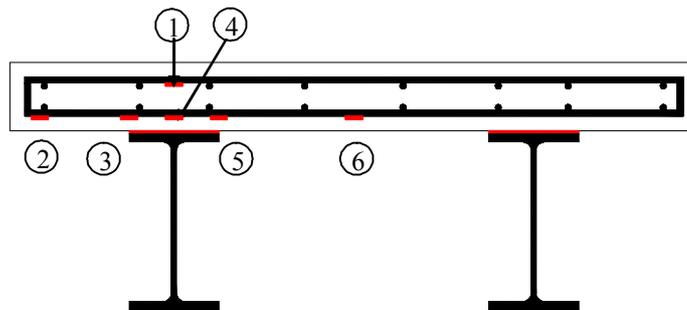
Pour déterminer expérimentalement la position de l'axe neutre de la structure mixte et tracer le diagramme de Navier, nous avons collé des jauges de déformation suivant la hauteur de la poutre, sur les surfaces du profilé métallique, des armatures dans la dalle et de la dalle en béton.

Nous avons aussi collé des jauges de déformation sur les armatures transversales les plus proches possibles du joint d'adhésif afin d'étudier l'évolution des déformations dans la direction transversale.

Les figures ci-dessous montrent les positions des jauges de déformation (fig. III.17, III.18, III.19).

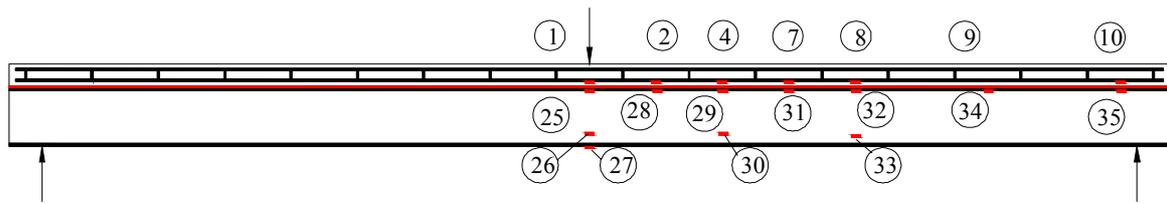


a)-Vue longitudinale

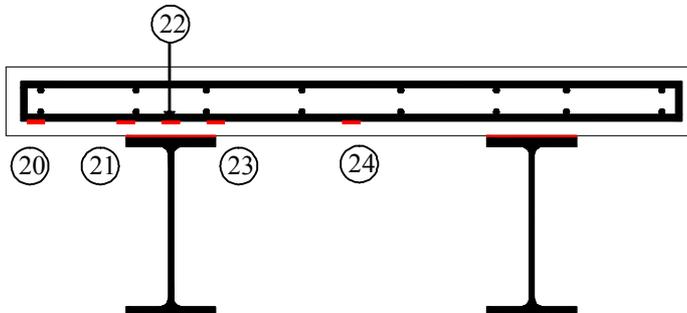


b)- Vue transversale

Figure III.17- Position des jauges de déformations de la poutre P1

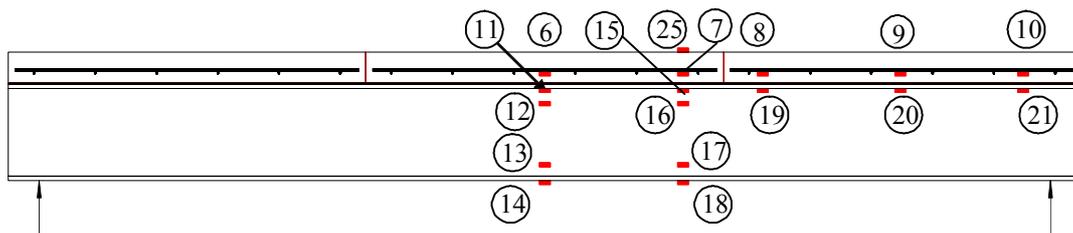


a)- Vue longitudinale

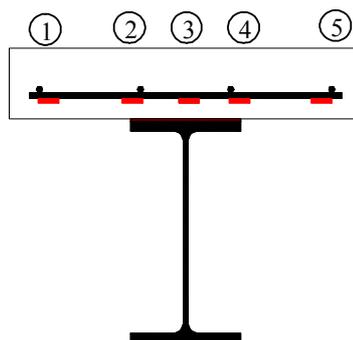


b)- Vue transversale

Figure III.18- Position des jauges de déformations de la poutre P2



a)-Vue longitudinale



b)- Vue transversale

Figure III.19- Position des jauges de déformations des poutres P3 à P6

### III.5.2 Caractéristiques des différents instruments de mesure

Pour la mesure du glissement des poutres mixtes P2 à P6, nous avons utilisé des capteurs appelés « transformateur différentiel variable linéaire » (LVDT) qui convertissent la position ou le mouvement en résultat électrique proportionnel. Leur course est de  $\pm 1$  mm et leur précision est d'1  $\mu\text{m}$ .

Les déformations des armatures et du profilé métallique sont mesurées par des jauges électriques de type EA-06-240LZ-120, de résistance 120 ohms à 24 °C. Leur facteur de jauge est de 2.06 et la longueur de la grille vaut 0.6 mm. Celles utilisées pour le béton sont de type KC-70-120-A1-11 d'une longueur de 67 mm, leur facteur de jauge est de 2.11 et leur résistance à 24 °C est 119.8 ohms.

L'acquisition des microdéformations est effectuée par le « SYSTEM 4000 » de Vishay Micromesures [Vishay Micromesures] constitué d'une chaîne d'acquisition pilotée par un micro-ordinateur sur lequel est installé le logiciel SYS 4000. Ce logiciel permet d'acquérir et de traiter les données.

Le bâti de flexion utilisé est équipé d'une cellule de charge d'une capacité maximale de 300 kN (fig. III.20). Les poutres ont été soumises à une flexion trois points sous un chargement monotone croissant jusqu'à la rupture avec des paliers tous les 5 kN qui nous permettent de relever les valeurs des glissements (fig. III.21). Les essais étaient pilotés en effort, nous appelons « force de rupture » la force maximale atteinte au cours de l'essai.

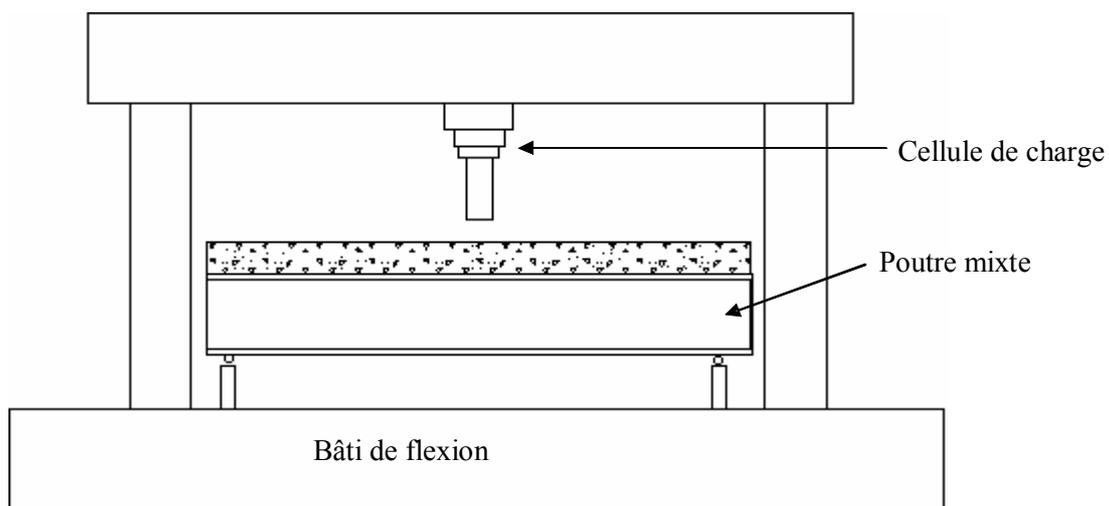
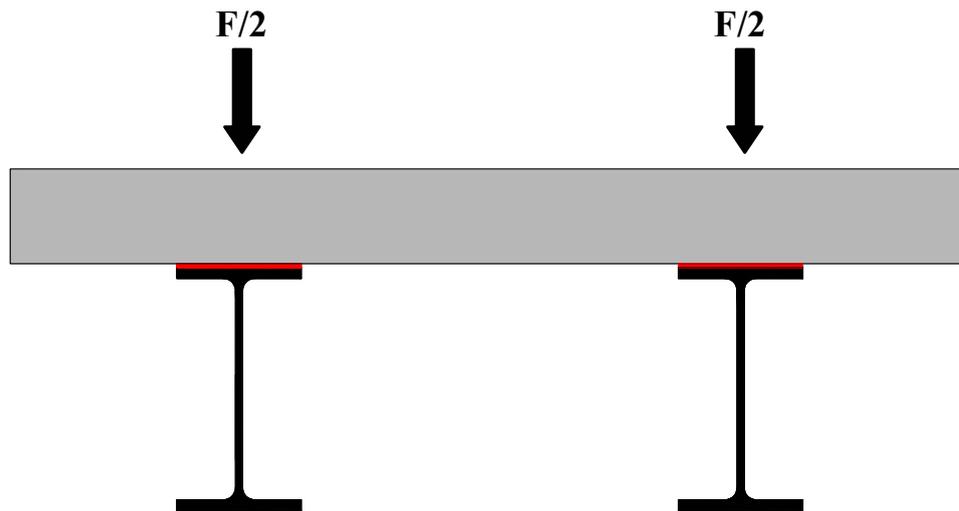
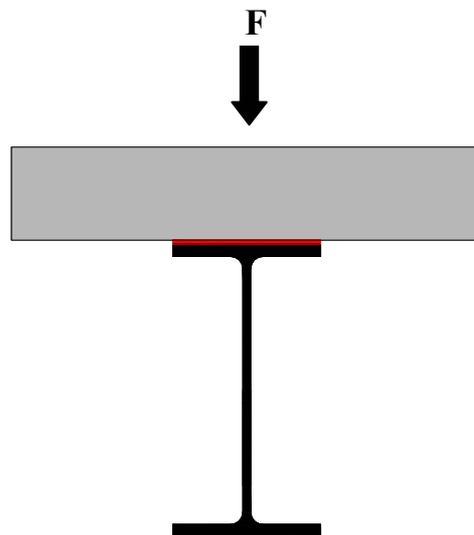


Figure III.20- Bâti de chargement en flexion trois points des poutres



a) Chargement des poutres mixtes collées P1 et P2



a) Chargement des poutres mixtes collées P3 à P6

Figure III.21- Position transversale de la charge des poutres mixtes collées P1 à P6

## **CHAPITRE IV :**

### **PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS SUR LES POUTRES DE 3.3 M DE PORTEE**

## INTRODUCTION

Après avoir exposé dans le chapitre précédent la procédure détaillée de l'étude expérimentale des poutres mixtes collées de 3.3 m de portée, nous présentons ici les résultats de cette étude dont le but principal est l'analyse du comportement mécanique d'une poutre mixte acier-béton assemblée par collage.

Nous mettons ainsi en évidence l'influence des principaux paramètres sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées tels que le mode de construction de la dalle, l'état de surface des substrats, la nature de l'adhésif utilisé dans l'assemblage et l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif.

Pour cela nous allons comparer le comportement mécanique :

- de la poutre P1 constituée d'une dalle en plusieurs éléments collés bout à bout avec celui de la poutre P2 constitué d'une dalle d'un seul tenant,
- de la poutre P3 assemblée par un adhésif époxyde au comportement rigide avec celui de la poutre P4 assemblée par un adhésif polyuréthane au comportement souple,
- de la poutre P3 dont le joint d'adhésif a une épaisseur régulière avec ceux des poutres P5 et P6 dont les joints d'adhésif ont une épaisseur irrégulière respectivement dans le sens transversal et longitudinal.

Nous étudions également l'influence du traitement de surface sur les modes et les charges de ruine grâce aux poutres P1 et P2 dont la surface des substrats a subi un traitement sommaire et aux poutres P3 et P4 dont la surface des substrats a subi un traitement plus élaboré.

Finalement nous confrontons les résultats expérimentaux de la poutre P3 à ceux donnés par le calcul numérique réalisé à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis ABAQUS.

## **IV.1 INFLUENCE DE MODE DE CONSTRUCTION DE LA DALLE**

### **Introduction**

Comme il a été déjà précisé au chapitre III, la poutre P1 est constituée d'une dalle en béton collée sur deux IPE 180 par un joint d'adhésif de 3 mm d'épaisseur. La poutre P2 est identique à la poutre P1, elle a été réalisée avec les mêmes dimensions et les mêmes matériaux. La seule différence entre ces deux poutres réside dans la conception de la dalle qui est constituée de 7 morceaux collés bout à bout pour la poutre P1 et d'un seul tenant pour la poutre P2.

Ces essais ont deux objectifs ; le premier est de tester la colle époxyde (proposée par Sika) dans les conditions les plus défavorables en réduisant au minimum le traitement de surface des deux substrats ; le second consiste à tester le mode opératoire d'assemblage de la poutre mixte. Dans ce paragraphe, nous comparons le comportement des poutres P1 et P2 afin de préciser l'influence du mode de construction de la dalle sur leur comportement mécanique.

Les résultats expérimentaux sont également comparés au calcul théorique présenté au paragraphe I.3.

### **IV.1.1 Modes et charges de ruine des poutres P1 et P2**

Les deux poutres P1 et P2 ont le même mode de rupture. La ruine s'est produite d'une façon brusque par une rupture adhésive à l'interface acier-colle ou colle-béton (photo. IV.1). La rupture à ce niveau est due à la faible adhérence de l'adhésif au béton et à l'acier. L'insuffisance du traitement de surface effectué sur les deux substrats affaiblit significativement la résistance de la structure mixte. Il ne permet donc pas d'obtenir une bonne adhésion au béton et à l'acier, malgré la très bonne qualité de la colle. Un traitement de surface plus élaboré est donc nécessaire pour améliorer la qualité du collage et la résistance des interfaces.

L'examen des poutres après rupture montre l'existence de quelques fissures dans le béton. Elles sont concentrées au milieu de la dalle et leur densité diminue en allant vers l'extrémité (photo. IV.2).



a)- Rupture à l'interface acier-colle



b)- Rupture à l'interface colle-béton

Photo IV.1- Modes de rupture des deux poutres P1 et P2



a)- Fissures au milieu



b)- Fissures vers l'extrémité

Photo IV.2- Fissures dans la dalle de la poutre P2

Nous présentons dans le tableau IV.1 les charges ultimes théoriques et expérimentales des poutres P1 et P2. Nous remarquons que la valeur de la charge ultime expérimentale de la poutre constituée d'une dalle d'un seul tenant P2 est inférieure à celle de la poutre P1 constituée d'une dalle en plusieurs éléments collés bout à bout. Cette dernière a une charge ultime expérimentale très proche de la valeur de la charge ultime théorique, l'écart entre ces deux valeurs est égal à -2.4%. La faible valeur de la charge ultime expérimentale de P2 peut s'expliquer par un contact imparfait lors du collage compte tenu des tolérances de fabrication. Cette remarque s'ajoute à celle sur le traitement de surface inadéquat des deux substrats qui donne une adhésion aléatoire.

	<b>Force ultime expérimentale <math>F_{ue}</math> (kN)</b>	<b>Force ultime théorique <math>F_{ut}</math> (kN)</b>	$\frac{F_{ue} - F_{ut}}{F_{ut}}$
<b>Poutre P1</b>	279	286	-2.4
<b>Poutre P2</b>	249	286	-13

Tableau IV.1- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales  $F_{ue}$  et théoriques  $F_{ut}$  des poutres P1 et P2

#### IV.1.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P1 et P2

La figure IV.1 présente les courbes expérimentales charge-flèche à mi-portée des poutres P1 (dalle en plusieurs éléments) et P2 (dalle unique) et la courbe théorique dans le domaine élastique. Les deux poutres ont un comportement linéaire jusqu'à une charge d'environ 220 kN, ce qui correspond à une valeur de la contrainte de traction dans l'acier de 420 MPa. Au-delà de cette charge, l'acier commence à se plastifier et la raideur des deux poutres diminue jusqu'à la ruine.

Sur la figure IV.2, nous présentons les courbes expérimentales des déformations maximales, mesurées par une jauge d'extensométrie placée au milieu de la semelle inférieure de l'IPE, en fonction des efforts appliqués sur les poutres P1 et P2 et la courbe théorique dans le domaine élastique. Comme pour les flèches, les déformations à mi-portée des deux poutres sont sensiblement linéaires jusqu'à une charge voisine de 220 kN. Jusqu'à cette valeur les raideurs des deux poutres P1 et P2 sont identiques et égales à celle d'une poutre mixte en interaction parfaite dans son domaine élastique. Au delà de 220 kN, les allongements augmentent plus rapidement et par conséquent la raideur des poutres diminue jusqu'à la rupture.

Les courbes expérimentales des déformations et des flèches maximales obtenues sur les deux poutres mixtes P1 et P2 sont pratiquement identiques ; le mode de construction de la dalle n'influence donc pas le comportement mécanique global des poutres mixtes collées.

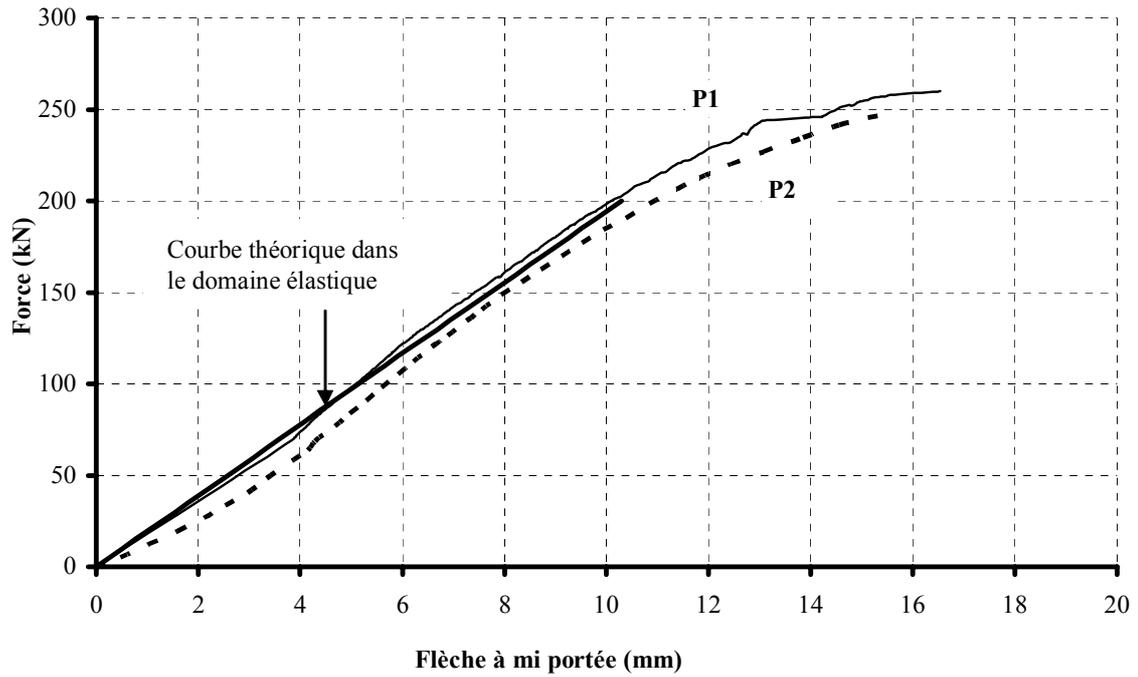


Figure IV.1- Flèches maximales des poutres P1 et P2 comparées à la flèche théorique

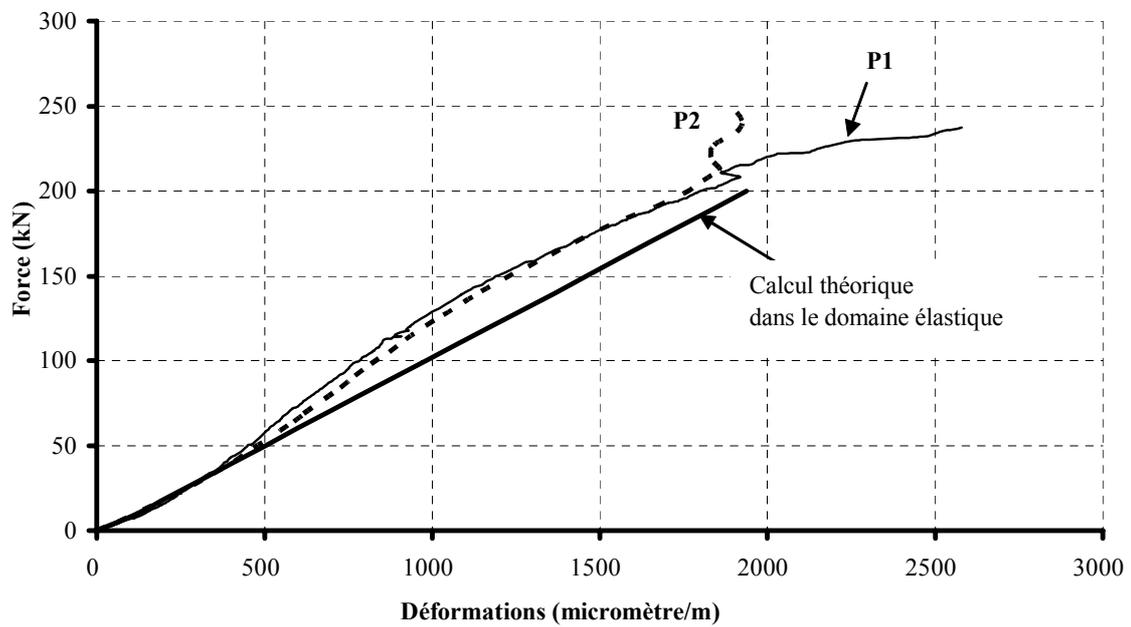


Figure IV.2- Déformations à mi-portée des poutres P1 et P2 comparées aux déformations théoriques

### IV.1.3 Glissement des poutres P1 et P2

La figure IV.5 présente l'évolution des valeurs du glissement suivant l'axe longitudinal entre la dalle de béton et le profilé métallique pour une force de 150 kN appliquée sur les poutres P1 et P2. On note que pour ces deux poutres, le glissement maximal est enregistré à une distance de 100 mm du milieu par les capteurs C11 et D1 (fig. IV.3 et IV.4).

Sur la figure IV.5, on remarque que la poutre P1 a un glissement supérieur à celui de la poutre P2 dans la zone centrale de -1200 mm à +1200 mm. Pour une force de 150 kN, la valeur de glissement à 100 mm du milieu de la poutre P1 est deux fois plus grande que celle de la poutre P2 (0.02 mm relativement à 0.01 mm).

Les courbes force/glissement données par les capteurs C11 et D1 (fig. IV.6) sont sensiblement linéaires jusqu'à une valeur de l'effort de 200 kN. Ensuite, elles s'incurvent progressivement jusqu'à 249 kN, valeur de la charge de ruine de la poutre P2. Au-delà, le glissement de la poutre P1 augmente rapidement jusqu'à sa rupture.

La valeur maximale du glissement entre la dalle de béton et le profilé métallique reste très faible, elle ne dépasse pas 0.03 mm lorsque les poutres restent dans le domaine élastique.

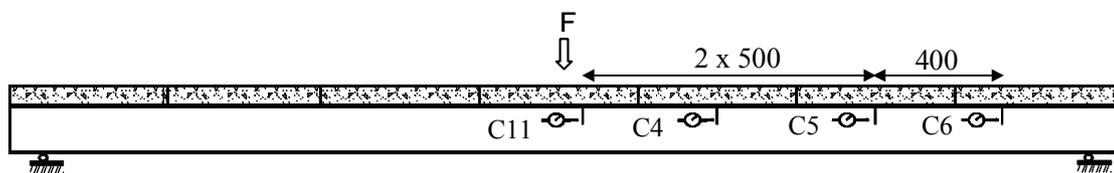


Figure IV.3- Position des comparateurs de glissement pour la poutre mixte P1

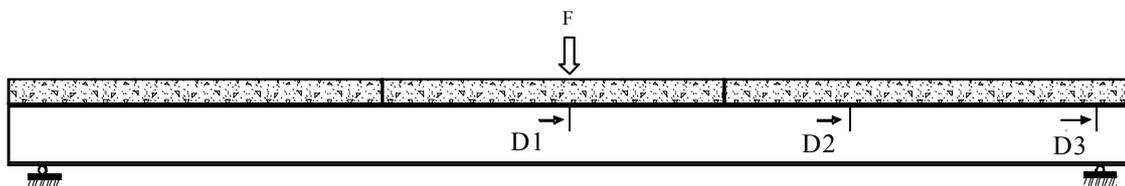


Figure IV.4- Position des capteurs de glissement pour les poutres mixtes P2 à P6

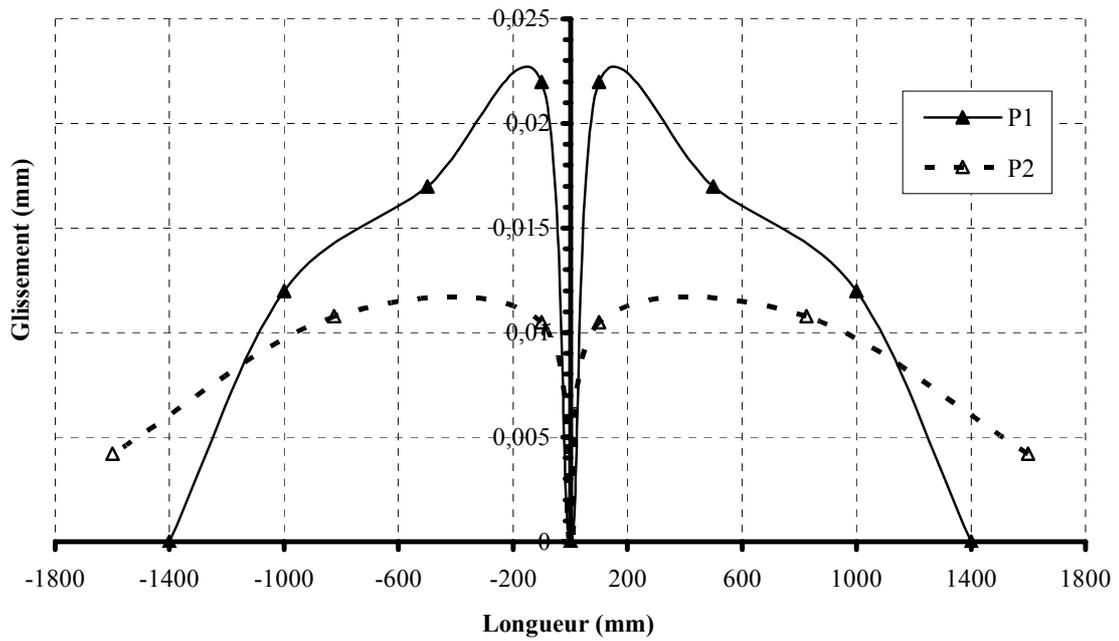


Figure IV.5- Comparaison de la distribution du glissement suivant la longueur pour les poutres P1 et P2 avec une force de 150 kN

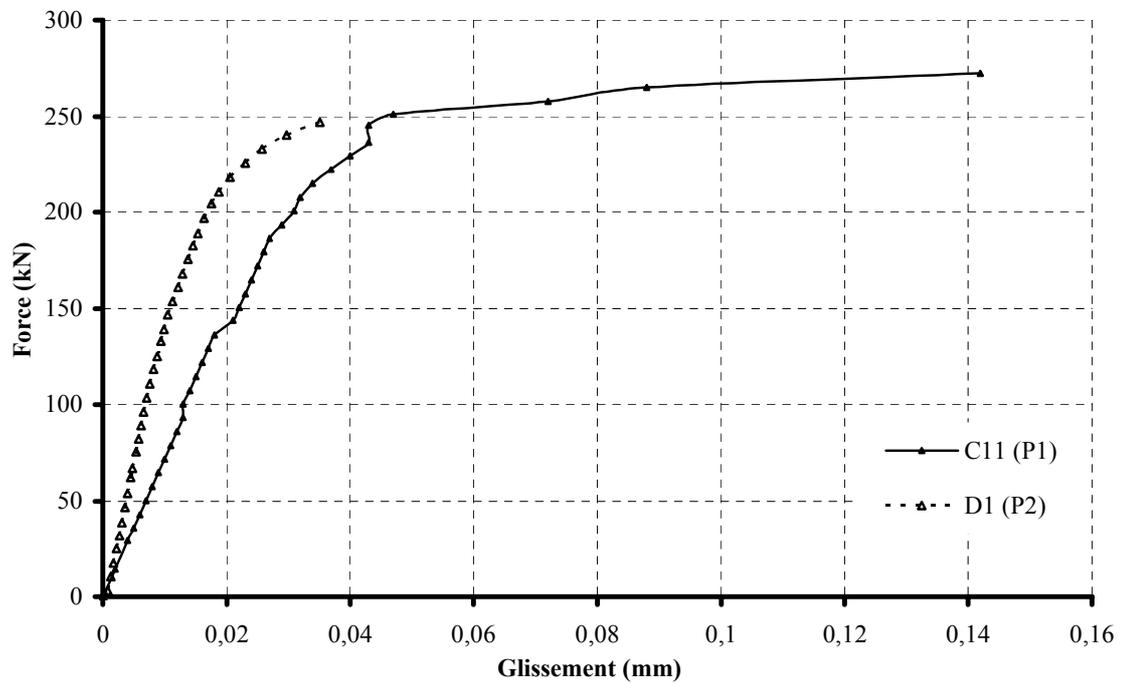


Figure IV.6- Comparaison du glissement à 100 mm du milieu pour les poutres P1 et P2

## **IV.1.4 Déformations des poutres P1 et P2**

### **IV.1.4.1 Courbes force/déformations**

Nous présentons sur les figures IV.9 et IV.10 les courbes force/déformations relevées respectivement par des jauges collées sur les armatures longitudinales dans la dalle de béton et sur la semelle supérieure de l'IPE de la poutre P1 (fig. IV.7).

Nous remarquons un changement de pente des courbes données par les jauges 7 et 7a, pour une valeur de la force d'environ 139 kN, point A sur la figure IV.11. Nous observons également une perte de linéarité de la courbe donnée par la jauge J8a, point B sur la figure IV.11 à un niveau de chargement plus élevé, d'environ 200 kN.

Finalement la rupture se produit brutalement pour une valeur de l'effort appliqué de 279 kN.

Le changement de la pente de la courbes force/déformations à 139 kN, enregistrées par la jauge J7 collée sous l'armature longitudinale de la « dalle A » du milieu (fig. IV.8), est probablement dû à un glissement entre l'armature et le béton de la « dalle A ». Ceci entraîne une diminution progressive des contraintes de compression dans l'armature. Probablement, au voisinage de la rupture, l'axe neutre plastique remonte et l'armature inférieure de la « dalle A » a tendance à passer en traction. Ce glissement entre l'armature et le béton de la « dalle A » entraîne une diminution de la rigidité de cette dernière et par la suite une augmentation des déformations, enregistrées par la jauge J7a, de la semelle supérieure de l'IPE au même niveau de chargement.

Le même phénomène se produit à un niveau de chargement plus élevé pour l'armature longitudinale de la « dalle B ». Le changement de la pente de la courbe charge/déformation donnée par la jauge J8a est apparu à 200 kN, nous supposons donc que la perte d'adhérence entre le béton et l'armature longitudinale se produit à partir de 200 kN, (fig. IV.8 et IV.11).

On note que ces armatures ne sont pas correctement ancrées, elles ne possèdent pas de parties courbes aux extrémités.

Les figures IV.13 et IV.15 représentent respectivement les déformations des armatures longitudinales de la dalle de béton et de la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la force appliquée sur la poutre P2. Contrairement à la poutre P1, les déformations enregistrées par les jauges collées sur les armatures (fig. IV.12) sont quasiment linéaires jusqu'à la rupture. Pour cette poutre, la dalle est constituée d'un seul élément et les armatures longitudinales sont continues. Les déformations se développent uniformément sur toute la longueur.

Les valeurs des déformations enregistrées dans cette poutre sont faibles, la valeur maximale est de  $422 \mu\text{m/m}$ , ce qui équivaut à une contrainte dans le béton de 15.4 MPa.

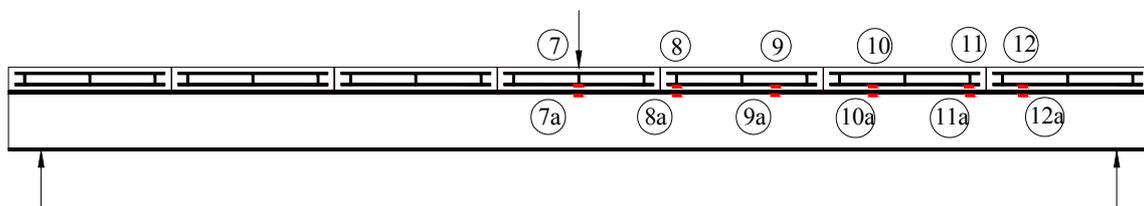


Figure IV.7- Emplacement des jauges de déformations sur la poutre P1

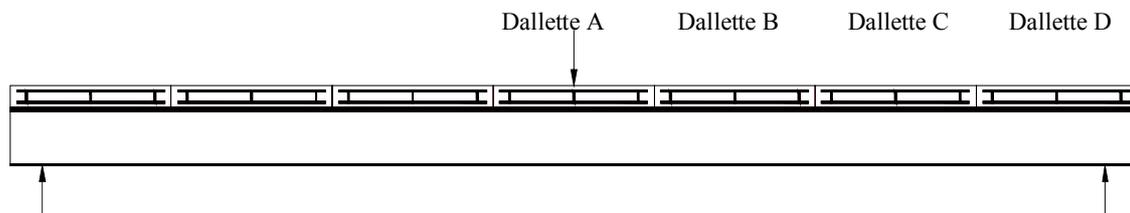


Figure IV.8- Noms des dallettes qui constituent la dalle de la poutre P1

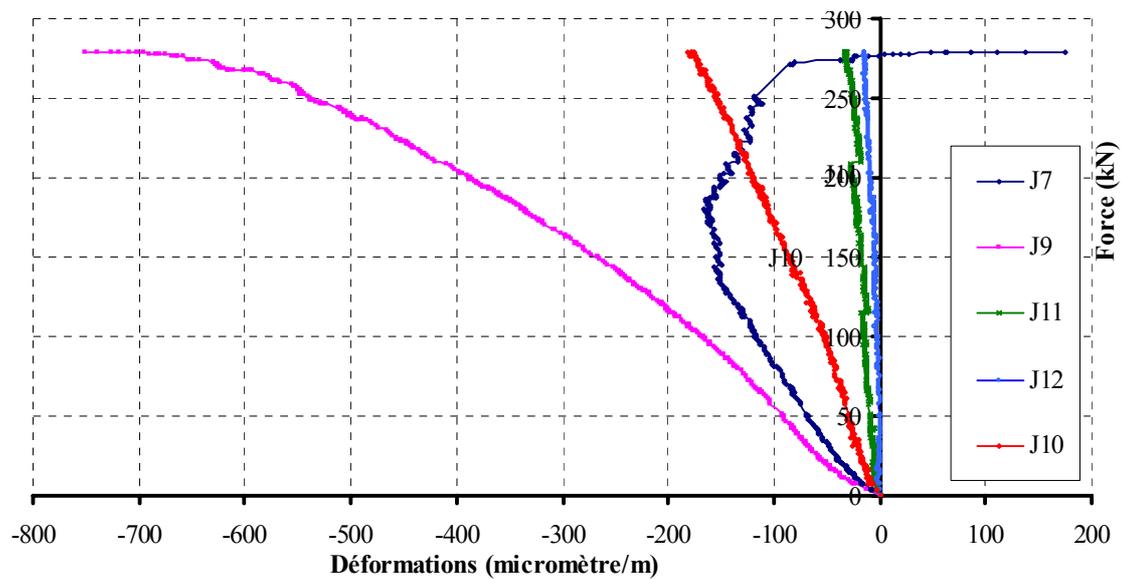


Figure IV.9- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée (P1)

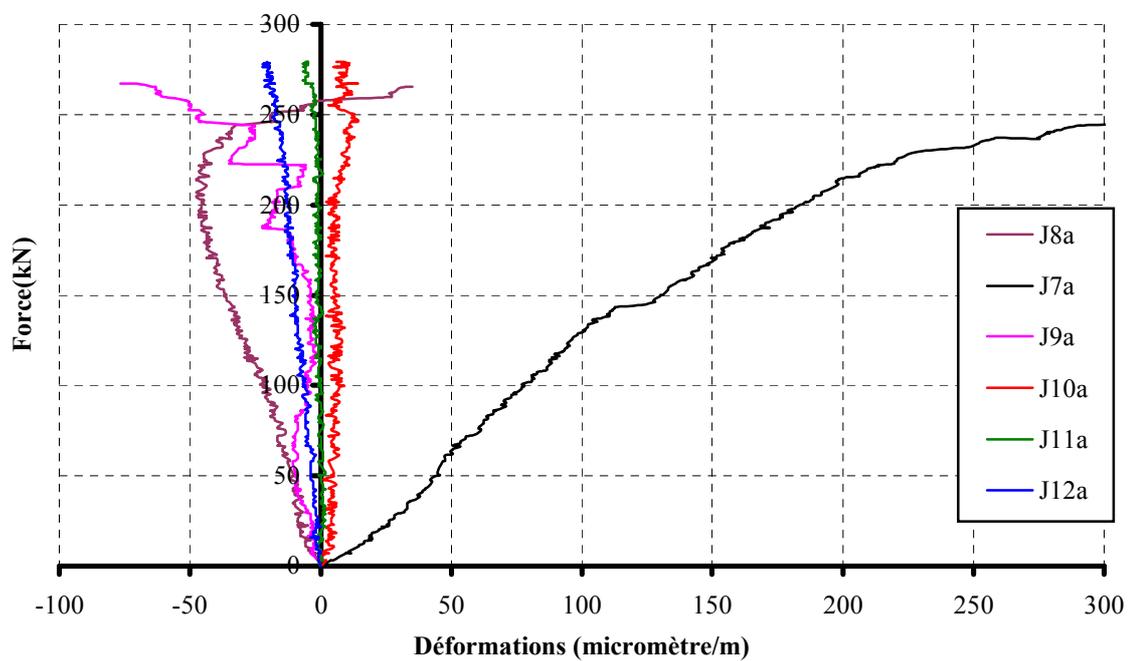


Figure IV.10- Déformations de la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée (P1)

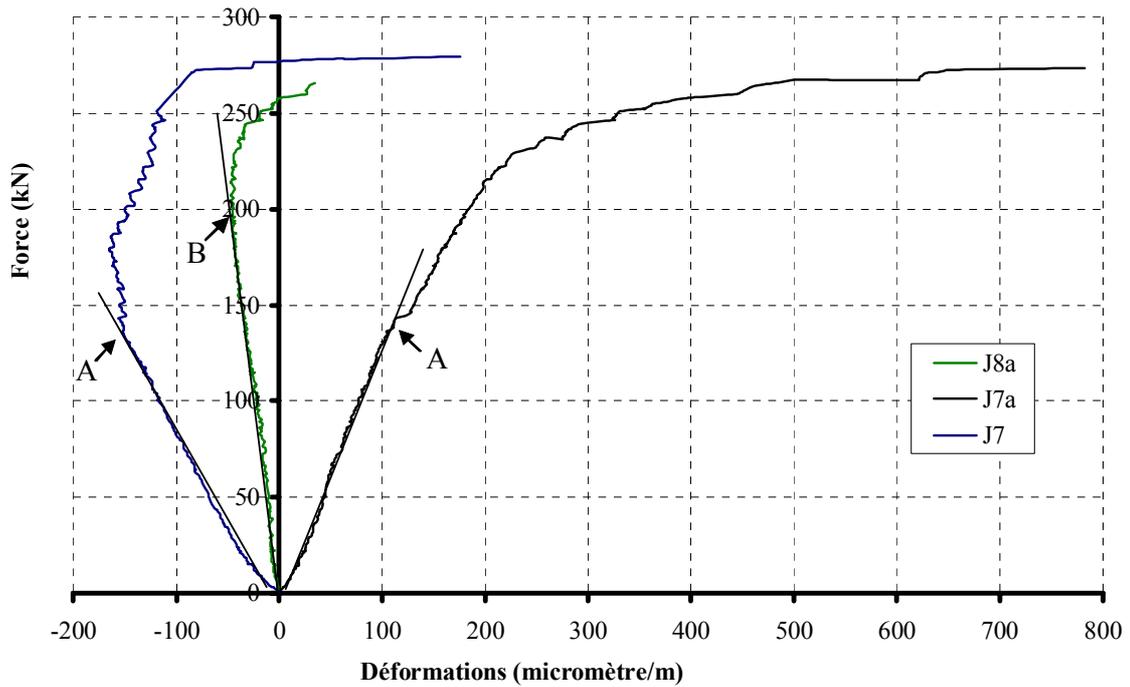


Figure IV.11- Courbes force/déformations enregistrées par les jauges longitudinales J7a, J7 et J8a

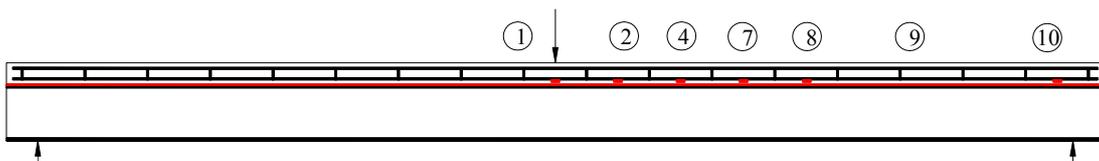


Figure IV.12- Emplacement des jauges sur les armatures longitudinales de la dalle (P2)

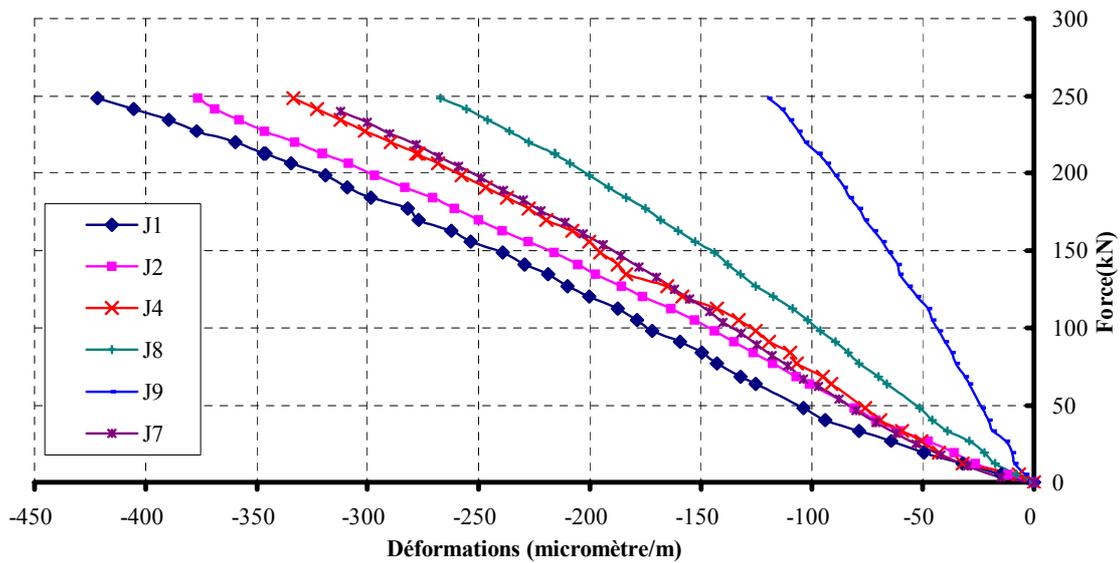


Figure IV.13- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée (P2)

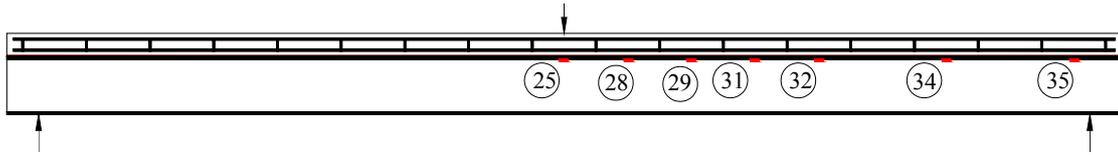


Figure IV.14- Emplacement des jauges sur la semelle supérieure de l'IPE (P2)

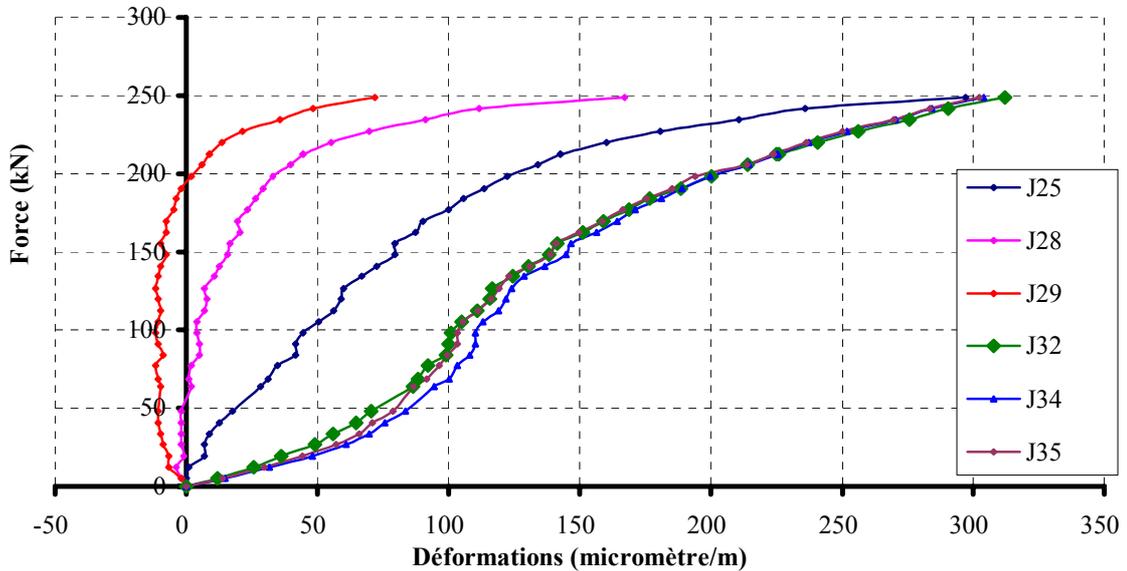


Figure IV.15- Déformations de la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée (P2)

#### IV.1.4.2 Distribution des déformations suivant la longueur des poutres P1 et P2

Nous présentons sur la figure IV.16 la répartition des déformations suivant la longueur de la poutre des armatures longitudinales dans la dalle en béton et de la semelle supérieure de l'IPE de la poutre P1. Ces courbes sont tracées pour quatre valeurs différentes de la charge appliquée, 30 kN, 71 kN, 114.6 kN et 157.6 kN. Les indices "a" et "b" représentent respectivement les matériaux acier et béton. L'abscisse 0 correspond au milieu de la poutre.

Les déformations des armatures longitudinales des éléments de la dalle sont négatives, les armatures inférieures de la dalle de la poutre P1 sont en compression sur toute leur longueur. Par contre la distribution des déformations sur la semelle supérieure de l'IPE montre qu'au milieu, sous la charge, l'acier de la semelle de l'IPE est en traction. Ensuite, les déformations changent de signe à partir de 200 mm du milieu de la poutre, puis restent voisines de zéro de 750 mm du milieu jusqu'à l'extrémité de la poutre P1.

Nous pensons que cette distribution des déformations sur les armatures et l'acier de la semelle supérieure de l'IPE de la poutre P1 est due à l'effet des dalles qui constituent la dalle de béton. La discontinuité créée par les joints transversaux entre les éléments de la dalle et par la suite entre ses armatures ne permet pas la transmission uniforme des contraintes sur toute la longueur de la poutre.

Afin de calibrer l'épaisseur du joint d'adhésif à 3 mm, nous avons mis des cales d'épaisseur à l'extrémité de chaque dalle. Ainsi l'ensemble de la « dalle A » du milieu collée à la semelle supérieure de l'IPE peut se comporter comme une poutre sous flexion trois points, d'où la traction locale de la semelle supérieure de l'IPE sous le dispositif d'application de la charge.

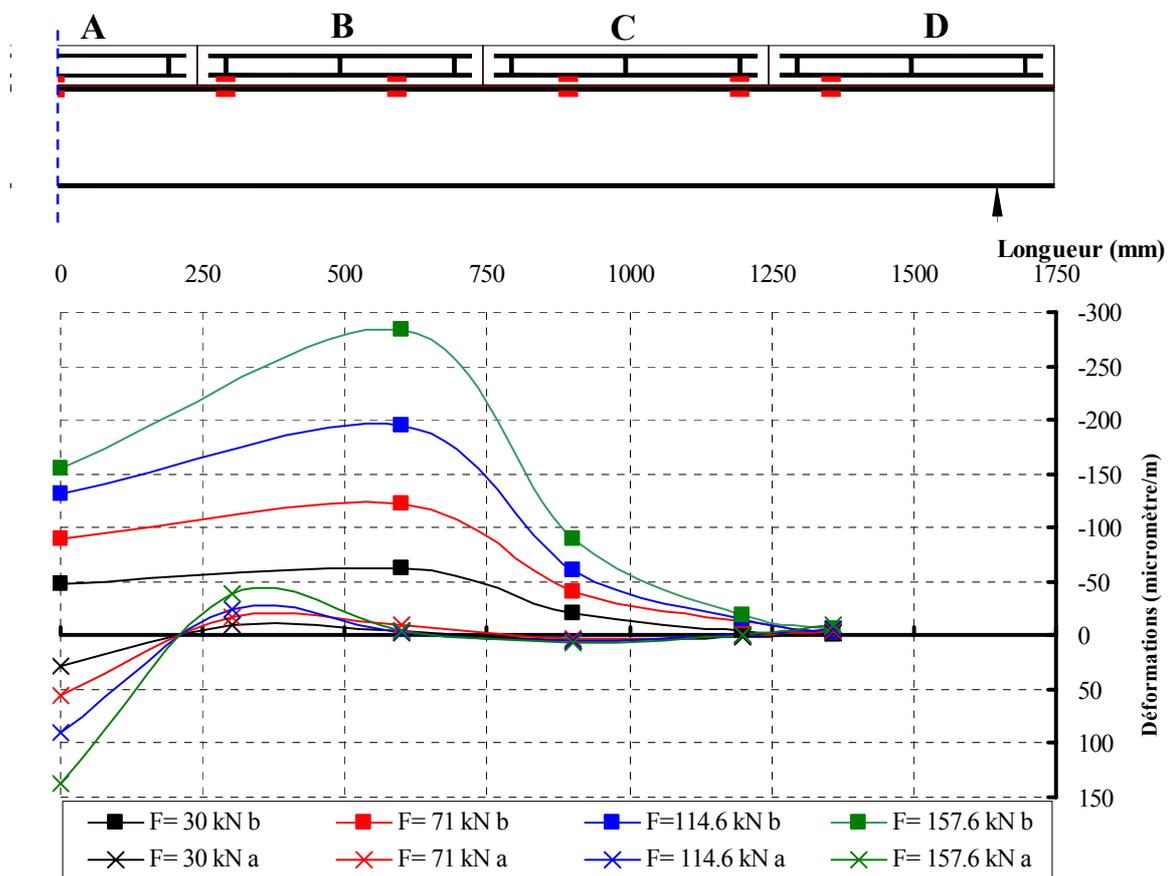


Figure IV.16 -Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P1 à partir du milieu

La répartition des déformations de la poutre P2 est différente de celle de la poutre P1 (fig. IV.17). Les armatures longitudinales de la dalle sont également en compression mais les déformations sont maximales au milieu de la poutre et diminuent linéairement vers l'extrémité. Nous remarquons également la traction de la semelle supérieure de l'IPE au niveau de la charge mais à partir de 250 mm et jusqu'à 400 mm du milieu de la poutre, la semelle supérieure de l'IPE se comprime. Au delà de 400 mm, l'acier de la semelle supérieure revient en traction.

Contrairement à la poutre P1, dont la dalle est constituée de plusieurs éléments collés bout à bout, la poutre P2 est constituée d'une seule dalle qui se comporte comme une plaque qui répartit les déformations sur toute la longueur.

La comparaison des déformations locales des deux poutres P1 et P2 obtenues par les jauges montre bien que la répartition des déformations suivant leur longueur est différente. Les comportements locaux sont différents. Cependant, nous remarquons que les valeurs des déformations des deux poutres sont du même ordre de grandeur. Dans l'acier du profilé la valeur maximale de déformations est égale à environ 150  $\mu\text{m}/\text{m}$  et ne dépasse pas -300  $\mu\text{m}/\text{m}$  dans les armatures de la dalle de béton.

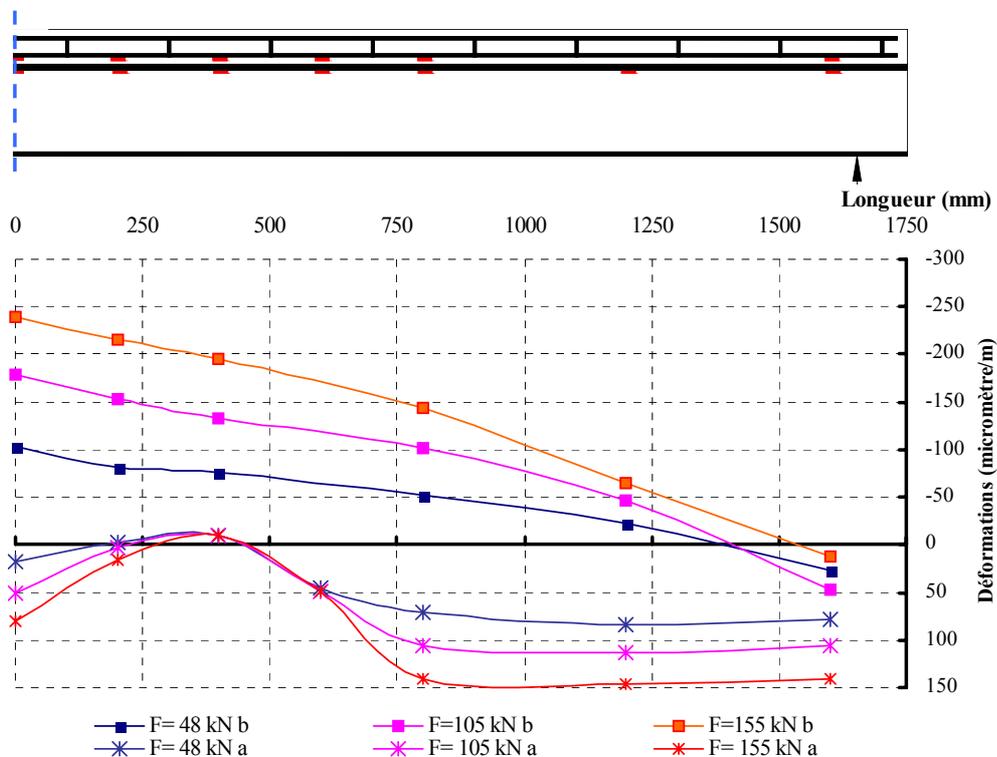


Figure IV.17- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P2 à partir du milieu

#### IV.1.4.3 Répartition des déformations sur la section des poutres P1 et P2

La position de l'axe neutre a été déterminée par le calcul de manière à solliciter le joint d'adhésif à une contrainte de cisaillement importante tout en restant dans le domaine élastique des éléments constitutifs de la poutre (de l'ordre de 3 MPa donné par le cahier des charges).

La figure IV.18 présente l'évolution des déformations sur la section médiane des poutres P1 et P2 en fixant des niveaux de chargement. Les courbes montrent que la dalle en béton est comprimée et le profilé en acier est tendu. L'axe neutre mesuré est situé à l'interface adhésif-béton pour la poutre P1 et à l'interface adhésif-acier pour la poutre P2. Pour les deux poutres, la position mesurée de l'axe neutre est située plus haut que celle calculée (fig. IV.19).

Jusqu'à une charge de 200 kN, nous observons une linéarité des déformations suivant la hauteur de la poutre. Au delà de cette charge, l'acier commence à se plastifier et par conséquent les courbes représentant les déformations perdent leur linéarité.

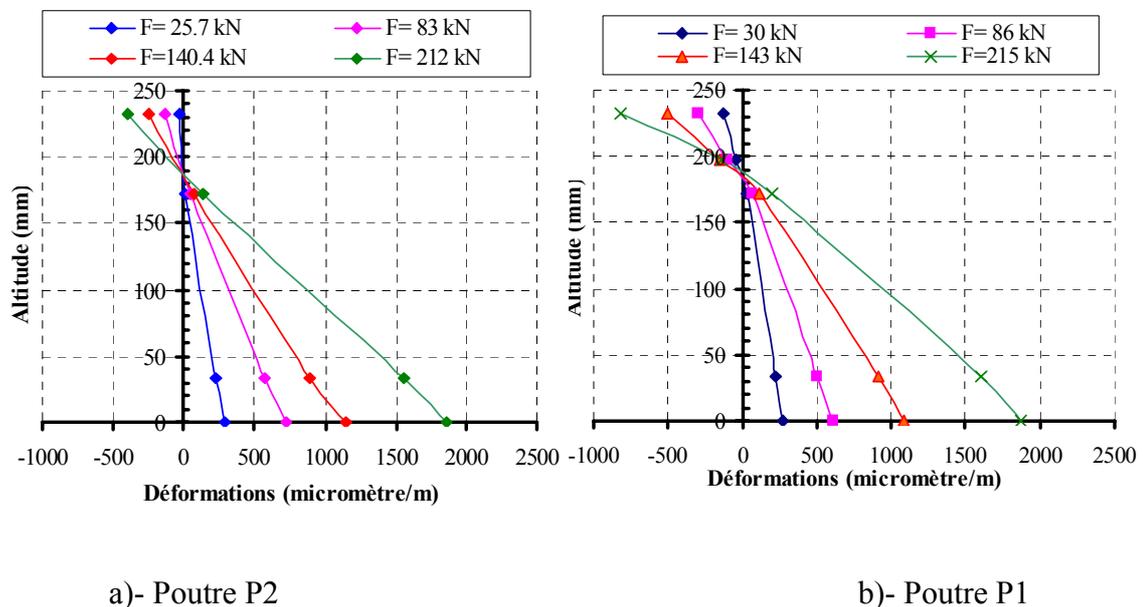


Figure IV.18- Evolution des déformations suivant la hauteur sur les poutres P1 et P2

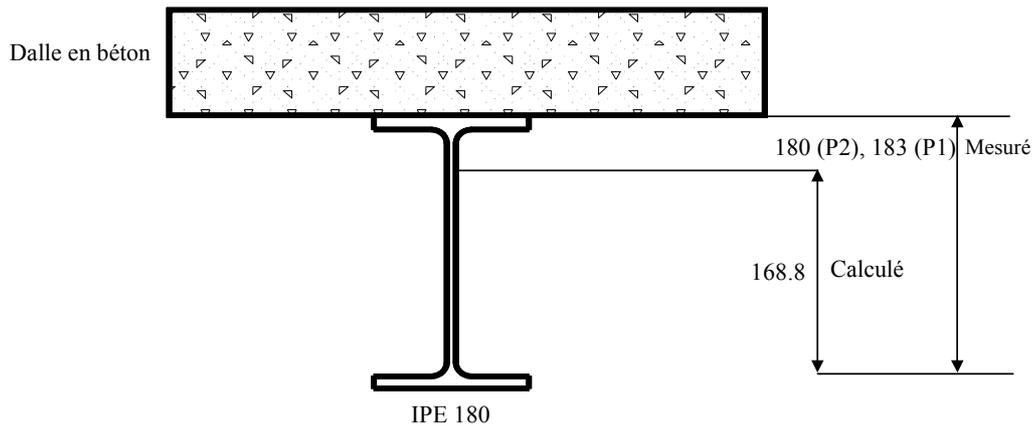


Figure IV.19- Position de l'axe neutre des poutres P1 et P2

#### IV.1.4.4 Soulèvement

Nous avons mesuré le soulèvement, par rapport au profilé métallique, de la dalle constituée de plusieurs éléments collés bout à bout pour la poutre P1. Les valeurs mesurées sont très faibles, aucune valeur significative n'a été relevée pendant l'essai. Pour cette raison, nous n'avons pas mesuré ce paramètre pour la poutre P2 constituée d'une dalle d'un seul tenant.

#### Conclusion

L'analyse des courbes charge-flèche montre que le comportement global de la poutre constituée d'une dalle avec plusieurs éléments collés bout à bout P1 est pratiquement identique à celui de la poutre constituée d'une dalle d'un seul tenant P2.

Les courbes des déformations maximales en fonction de la force appliquée sur les poutres P1 et P2 confirment les résultats des courbes charge-flèche. Les déformations maximales de la poutre constituée d'une dalle en plusieurs éléments collés bout à bout sont pratiquement identiques à celles de la poutre constituée d'une dalle d'un seul tenant. Par contre le comportement local de la structure mixte mesuré par les jauges électriques n'est pas identique pour les deux poutres.

Le glissement est généralement faible pour les deux poutres, sa valeur ne dépasse pas 0.03 mm dans le domaine élastique.

Le ponçage des surfaces d'acier et du béton n'est pas un traitement de surface suffisant bien que la colle soit de très bonne qualité. Il a provoqué une rupture prématurée des poutres P1 et P2 à l'interface acier/adhésif ou adhésif/béton.

Dans les prochains essais, les surfaces de l'acier et du béton seront traitées par un sablage mécanique au corindon afin d'éviter ce type de rupture grâce à une adhésion meilleure. Nous testerons également deux colles aux comportements mécaniques différents dans le but de choisir celle qui est la plus appropriée à notre type de structure.

## IV.2 INFLUENCE DE LA NATURE DE L'ADHESIF

### Introduction

Actuellement, on trouve sur le marché plusieurs familles d'adhésifs, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients. Il est donc nécessaire de choisir l'adhésif le mieux approprié à la structure étudiée en se basant sur plusieurs critères de sélection tels que la nature physique et chimique, le mode d'application et de durcissement de l'adhésif, la nature des surfaces à assembler et leur traitement et finalement les critères de construction et les conditions d'utilisation. En plus de ces critères, il faut s'adresser aux fabricants de colle qui proposent des produits selon leur expérience et ensuite faire des essais comparatifs des colles qui paraissent les plus adaptées.

En tenant compte des paramètres cités ci-dessus, nous avons comparé le comportement mécanique de deux poutres collées par deux adhésifs de comportements mécaniques différents :

- un adhésif époxyde au comportement rigide à la température ambiante du laboratoire qui peut offrir une bonne résistance à l'assemblage mais moins de flexibilité. Sa viscosité permet une application directe sur le profilé métallique.
- un adhésif polyuréthane au comportement souple à la température ambiante du laboratoire qui peut s'accommoder de fortes concentrations de contraintes aux singularités du joint mais moins résistant. Son état presque liquide pourrait éventuellement permettre une injection lors du collage.

Afin de mettre en évidence l'influence de la nature de l'adhésif sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées, nous avons comparé le comportement mécanique de la poutre nommée P3 collée par l'adhésif rigide Sikadur 30 avec celui de la poutre nommée P4 collée par l'adhésif souple Sikaforce 7750. Ces adhésifs sont fournis par la société Sika.

Pour les poutres P3 et P4, nous avons augmenté les dimensions de la section transversale d'acier en passant d'un IPE 180 à un IPE 220.

### IV.2.1 Modes et charges de ruine des poutres P3 et P4

Les modes de ruine des deux structures mixtes monopoutres, P3 collée par l'adhésif rigide Sikadur 30, et P4, collée par un adhésif souple Sikaforce 7750, sont nettement différents.

Dans le cas de la poutre P3, l'acier du profilé s'est plastifié entraînant la ruine par atteinte de la résistance à la compression du béton (Photo. IV.3-a). La rupture de la poutre mixte est très brutale et les éléments de dalle se sont soulevés au niveau des appuis. Pour cette poutre, nous avons remarqué une bonne adhésion entre l'acier et l'adhésif ; la seule rupture obtenue au niveau de l'interface acier/adhésif est à l'extrémité de la poutre (photo. IV.4-a), ce qui est probablement dû au choc lors de la rupture.

Par contre la rupture de la poutre P4, avec la colle très souple Sikaforce 7750, est totalement différente. La ruine est apparue progressivement par cisaillement complet du joint de colle. (photo. IV.3-b). Nous n'avons constaté aucune rupture d'adhérence pour cette poutre (photo. IV.4-b).



a)- Poutre assemblée par Sikadur, P<sub>3</sub>

b)- Poutre assemblée par Sikaforce, P<sub>4</sub>

Photo IV.3- Modes de rupture des deux poutres P3 et P4



a)- Poutre assemblée par Sikadur, P<sub>3</sub>

b)- Poutre assemblée par Sikaforce, P<sub>4</sub>

Photo IV.4- Surface de l'acier après la rupture des deux poutres P3 et P4

Les résultats obtenus lors de ces essais montrent que les charges de rupture des poutres P3 et P4 sont très différentes. La poutre P3 est la plus résistante ; sa charge ultime expérimentale (238 kN) dépasse la charge ultime théorique (217 kN). Par contre, la charge ultime de la poutre P4 est inférieure à celle de P3 et à la charge ultime théorique, elle vaut seulement 185 kN. La colle polyuréthane trop souple est à l'origine de la faible valeur de cette charge ultime (tableau IV.2).

	<b>Force ultime expérimentale</b> $F_{ue}$ (kN)	<b>Force ultime théorique</b> $F_{ut}$ (kN)	$\frac{F_{ue} - F_{ut}}{F_{ut}} \cdot 100$
<b>Poutre P3</b>	238	217	10
<b>Poutre P4</b>	185	217	-15

Tableau IV.2- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales  $F_{ue}$  et théoriques  $F_{ut}$  des poutres P3 et P4

#### IV.2.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P3 et P4

Les courbes présentées sur les figures IV.20 et IV.21 montrent respectivement l'évolution des flèches et des déformations maximales, mesurées au milieu de la semelle inférieure de l'IPE par des jauges d'extensométrie, en fonction de la force appliquée sur les poutres P3 et P4 et les courbes théoriques. Le comportement mécanique des poutres mixtes collées est influencé par la nature de l'adhésif.

- La poutre P3 est caractérisée par un comportement rigide dans le domaine élastique. Les courbes expérimentales sont conformes à la théorie pour une charge inférieure à 153 kN. A partir de cette charge, nous remarquons une diminution progressive de la pente de la courbe expérimentale jusqu'à la rupture.

- Pour la poutre P4, nous remarquons que sa rigidité est comprise entre celle de l'IPE seul et celle d'une poutre mixte à connexion parfaite. Cette poutre s'est déformée d'une façon excessive ; nous avons même obtenu une rotule plastique avec flambement de la semelle supérieure au niveau de la section médiane de l'IPE (photo IV.5).

Le comportement de la colle Sikaforce peut être comparé à celui d'un connecteur ductile car elle confère à la structure collée un comportement plastique marqué avant la rupture contrairement à la poutre P3 qui a une phase plastique très faible.

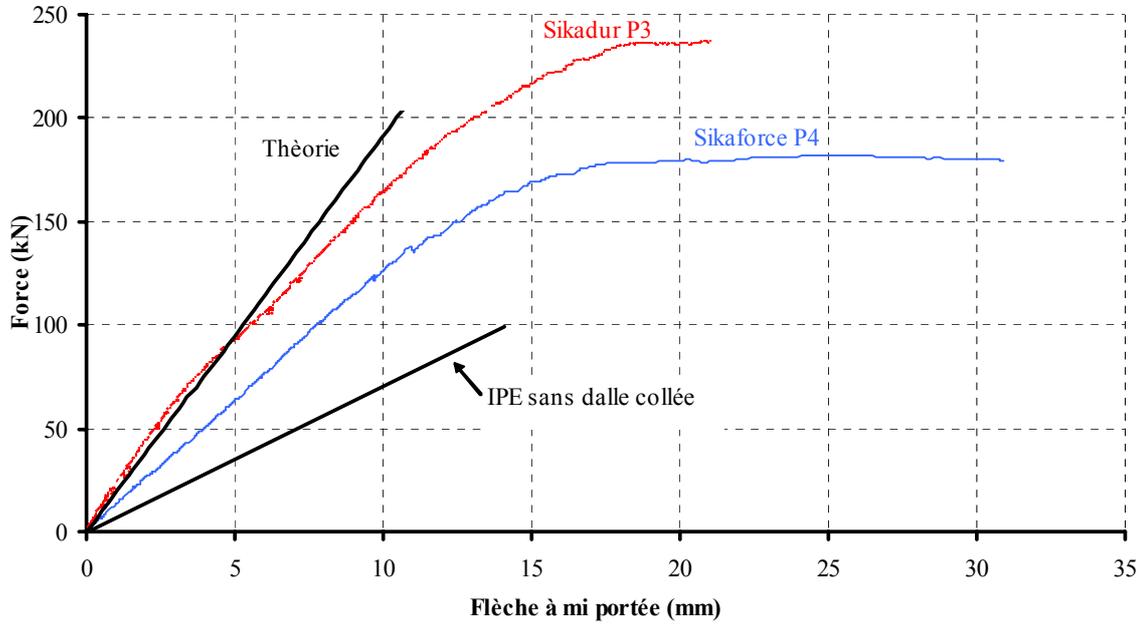


Figure IV.20- Flèche maximale des poutres P3 et P4

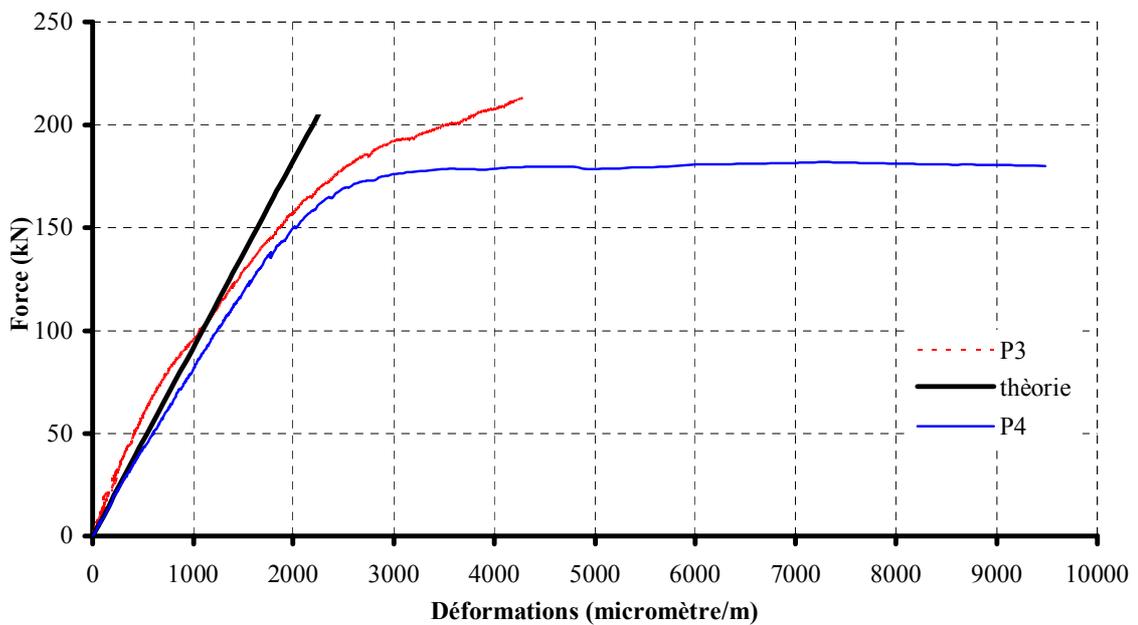


Figure IV.21- Déformations à mi-portée des poutres P3 et P4



Photo IV.5- Flambement de la semelle supérieure, la dalle était décollée (P4)

### IV.2.3 Glissement entre la dalle de béton et le profilé métallique des poutres P3 et P4

Nous présentons sur les figures IV.23 IV.24 et IV.25 l'évolution du glissement entre la dalle et la semelle supérieure de l'IPE en fonction de la force appliquée sur les poutres P3 et P4 pour trois points de mesures à 100 mm du milieu, D1, à 875 mm du milieu soit  $\frac{1}{4}$  de la poutre, D2, et à 1650 mm soit au niveau de l'appui, D3 (fig. IV.22) :

- les graphes force- glissement montrent que le glissement maximal se situe au niveau de l'appui pour les deux poutres (fig. IV.23 et IV.24). En revanche, nous remarquons que les changements de pentes des deux courbes se situent au milieu des poutres P3 et P4, points A et B, ces changements de pente correspondent au début de la plastification de l'acier pour une valeur de force d'environ 153 kN pour la poutre P3 et 140 kN pour la poutre P4.
- les glissements des poutres P3 et P4 restent faibles pendant l'essai. La valeur maximale relevée dans le domaine élastique de P3 est égale à 0.02 mm et celle à la ruine ne dépasse pas 0.04 mm, Pour la poutre P4, le glissement maximal relevé dans son domaine élastique est de 1.5 mm et celui à la ruine est de 2 mm (fig. IV.23 et IV.24).

Nous remarquons une grande différence entre les deux poutres collées P3 et P4 (fig. IV.25). Dans le cas de la poutre P3 assemblée par la colle rigide, la courbe force-glissement est à peine perceptible alors que celle de la poutre P4 collée par la colle souple est nettement visible. Le glissement mesuré ne dépasse pas 0.04 mm dans le cas de la poutre P3 alors qu'il atteint 2 mm pour la poutre P4.

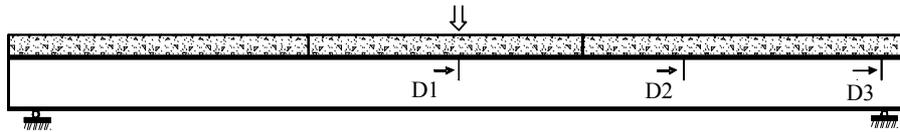


Figure IV.22- Points de mesure du glissement des poutres P3 et P4

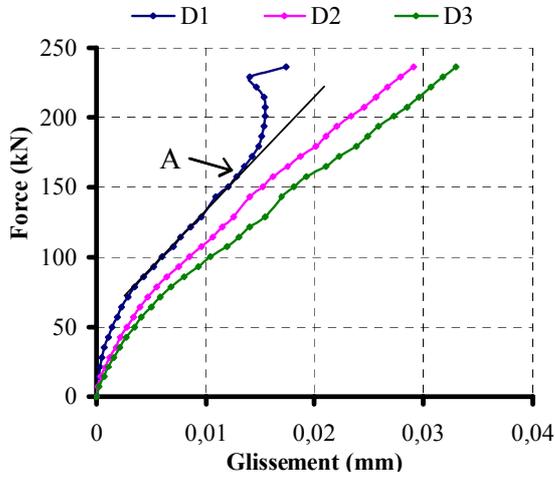


Figure IV.23- Courbe charge/glissement, P3

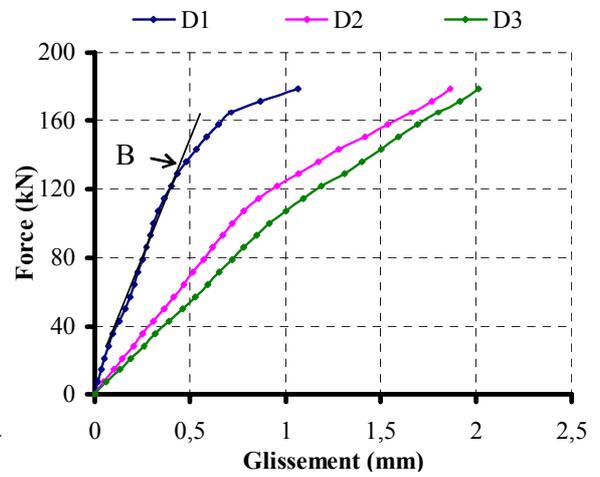


Figure IV.24- Courbe charge/glissement, P4

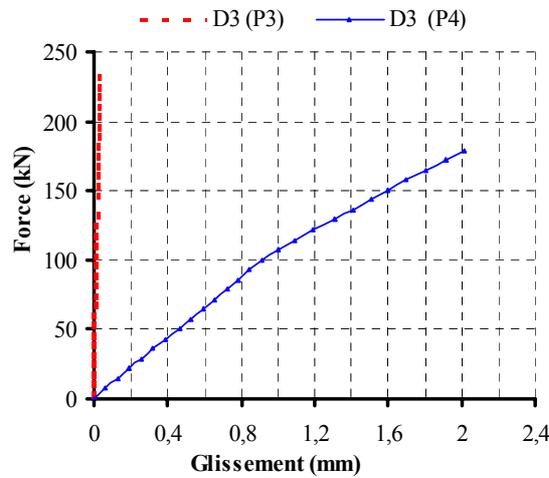
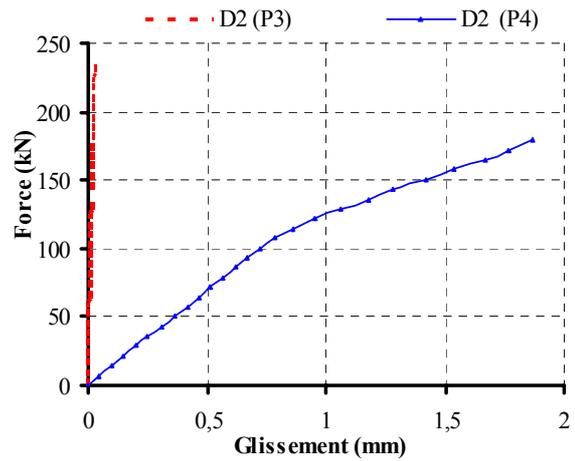
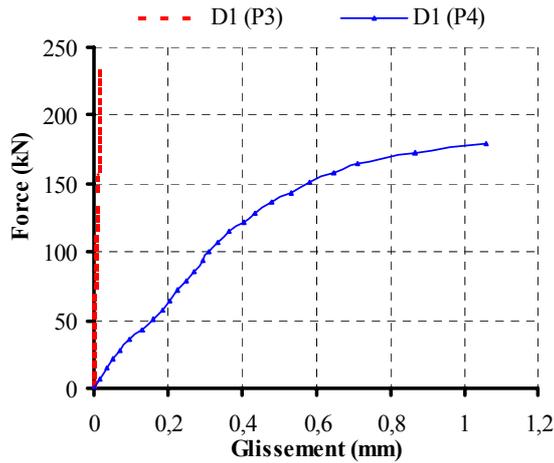


Figure IV.25- Comparaison des glissements entre les poutres P3 et P4

## IV.2.4 Déformations des poutres P3 et P4

### IV.2.4.1 Courbes force/déformations.

Les courbes représentatives des déformations de la semelle supérieure des poutres P3 et P4 (fig. IV 27) montrent que les déformations de P3 restent linéaires jusqu'à la ruine à l'exception de celles enregistrées par les jauges J15 et J11 (fig. IV.26). Nous retrouvons ici le même phénomène déjà décrit dans le paragraphe IV.1.4.2.

Pour la poutre P4, les graphes force-déformations sont quasiment linéaires jusqu'à 140 kN. On note ci que le signal de la jauge J20 devient inexploitable à partir de 120 kN.

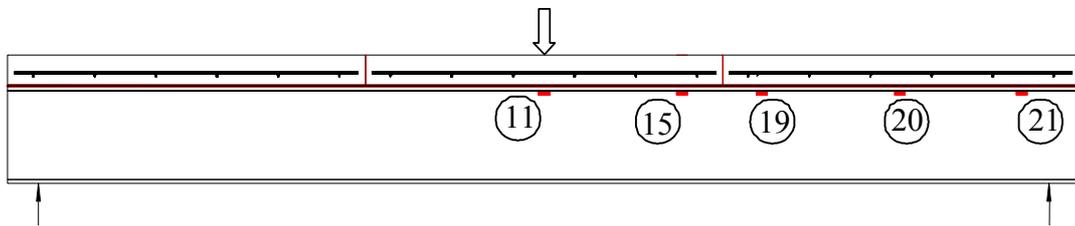
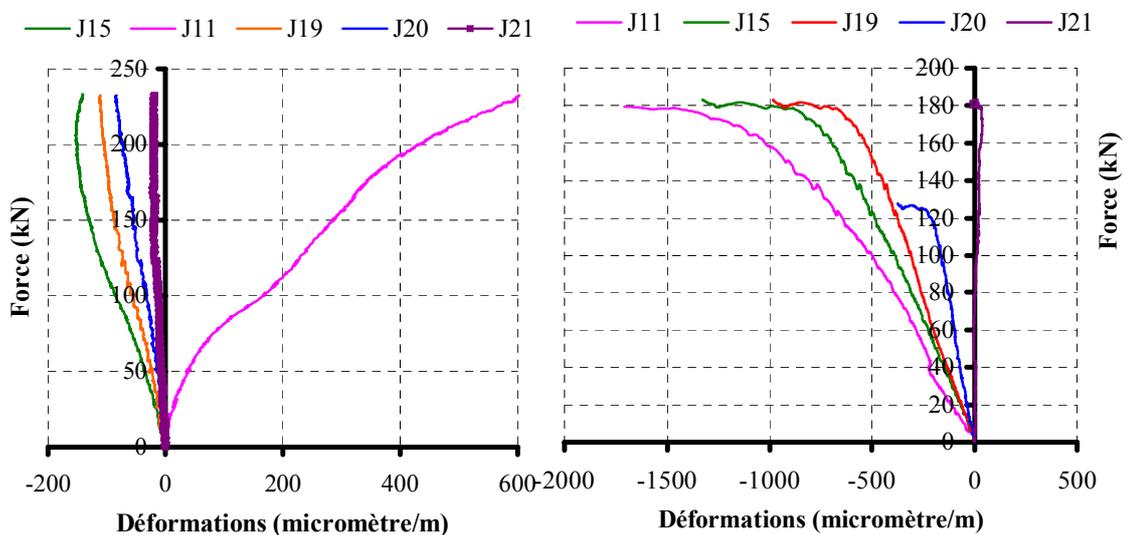


Figure IV.26- Position des jauges sous la semelle supérieure de l'IPe des poutres P3 et P4



a)- Poutre P3

b)- Poutre P4

Figure IV.27- Déformations de la semelle supérieure de l'IPe des poutres P3 et P4

#### IV.2.4.2 Distribution des déformations suivant la longueur des poutres P3 et P4

La figure IV.28 présente la distribution des déformations sur la longueur de la poutre P3 collée par l'adhésif rigide. On note ici que les deux jauges collées au milieu de l'acier du profilé et de l'armature de la dalle étaient hors service. Les déformations dans le béton et dans la semelle supérieure de l'IPE sont négatives. Leurs valeurs sont maximales à 480 mm du milieu et pratiquement nulles à l'extrémité de la poutre. Les courbes montrent que les déformations augmentent linéairement en fonction de la charge appliquée.

Dans le cas de la poutre P4 assemblée par l'adhésif souple Sikaforce et qui possède les mêmes dimensions géométriques que celles de la poutre P3, la figure IV.29 montre que l'acier du profilé est comprimé et les armatures du béton de la dalle sont en traction dans la zone de 0 à 400 mm. Au-delà de 400 mm, l'acier du profilé reste comprimé et les valeurs de déformation diminuent linéairement vers l'extrémité de la poutre.

Les déformations de la poutre P4 sont beaucoup plus importantes que celles de la poutre P3. Pour une charge de 150 kN, la valeur des déformations maximale dans l'acier du profilé à 480 mm du milieu vaut  $637\mu\text{m}/\text{m}$  pour la poutre P4 alors qu'elle n'est que  $140\mu\text{m}/\text{m}$  pour la poutre P3.

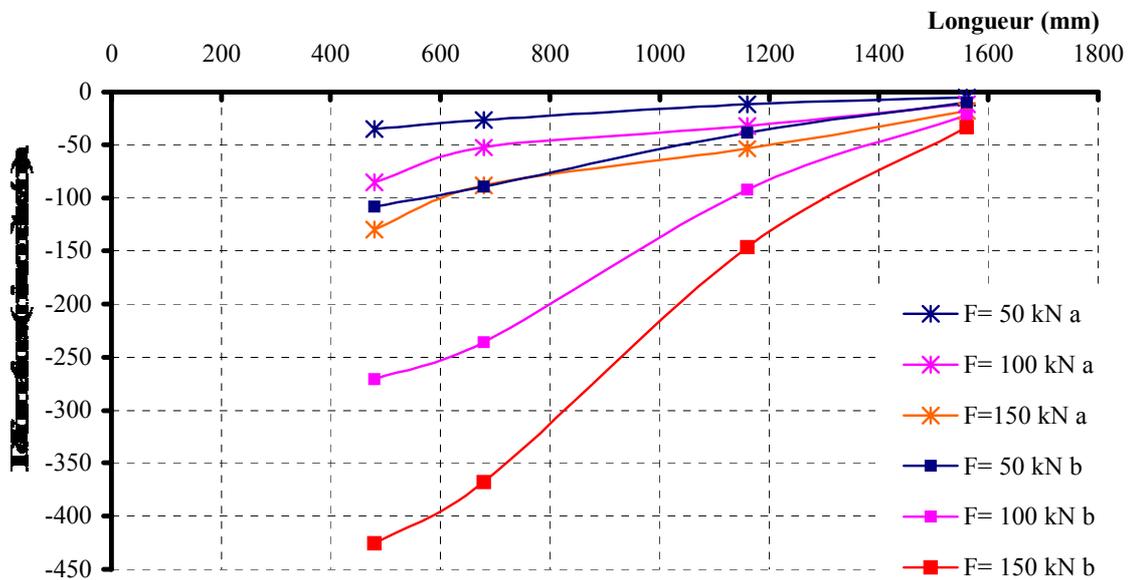


Figure IV.28- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P3 à partir du milieu

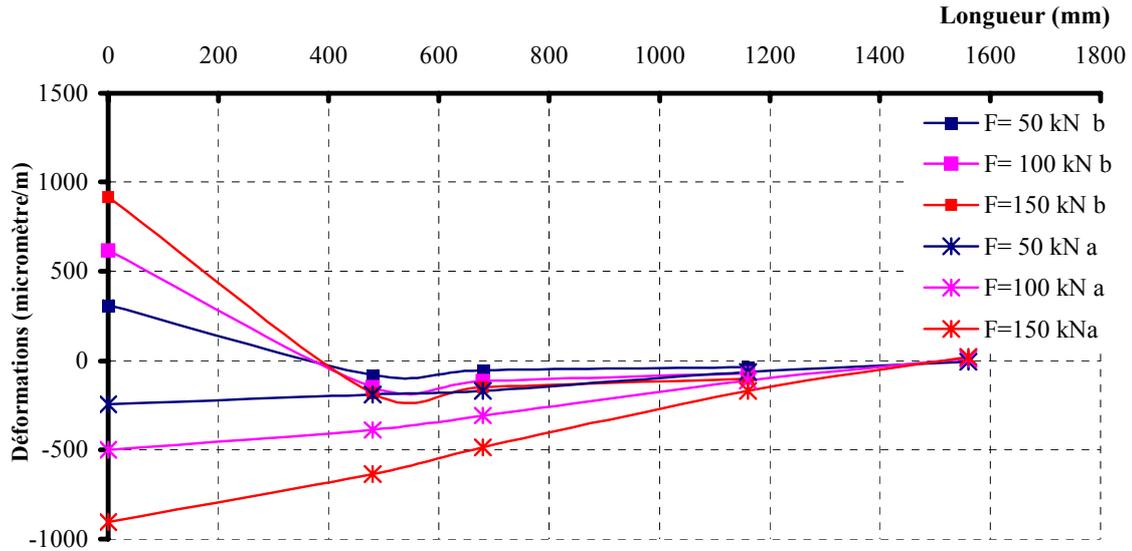


Figure IV.29- Distribution des déformations suivant la longueur de la poutre P4 à partir du milieu

#### IV.2.4.3 Répartition des déformations sur une section droite des poutres P3 et P4

Sur les figures IV.30 et IV.31, nous présentons la position de l'axe neutre mesuré à l'aide de jauges collées sur le profilé métallique et la dalle de béton des deux structures monopoutres P3 et P4 à 480 mm du milieu. Nous remarquons que pour la poutre P3, assemblée par la colle époxyde rigide, nous avons une continuité des déformations entre le béton et l'acier, ce qui confirme l'hypothèse de connexion parfaite. Ceci n'est pas le cas de la poutre P4 collée par la colle souple Sikaforce où les déformations présentent une discontinuité en passant par le joint d'adhésif.

Sur la figure IV.32, nous présentons la position de l'axe neutre élastique expérimental et théorique des poutres mixtes collées P3 et P4. Nous constatons que l'axe neutre théorique coïncide quasiment avec l'axe neutre réel de la poutre P3 collée par l'adhésif rigide Sikadur 30. Par contre dans le cas de la poutre P4 collée par l'adhésif souple Sikaforce 7750, la position de l'axe neutre est loin de ce qu'on a estimé théoriquement. La faible valeur du module d'élasticité de la colle polyuréthane (80 MPa) est à l'origine de cette modification.

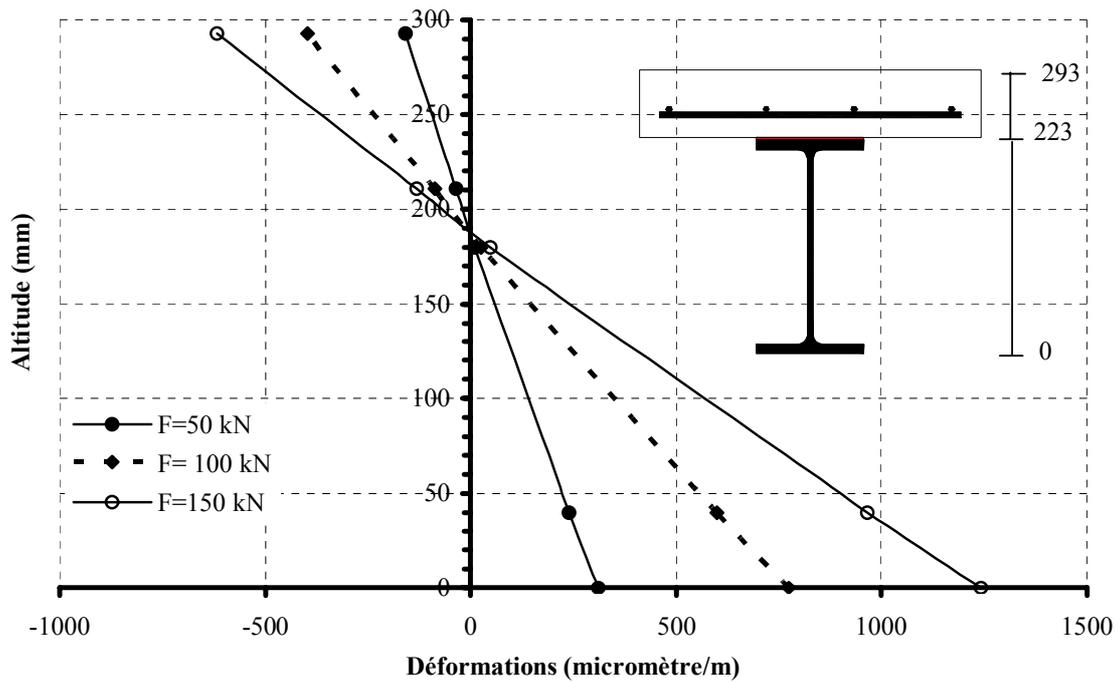


Figure IV.30- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P3

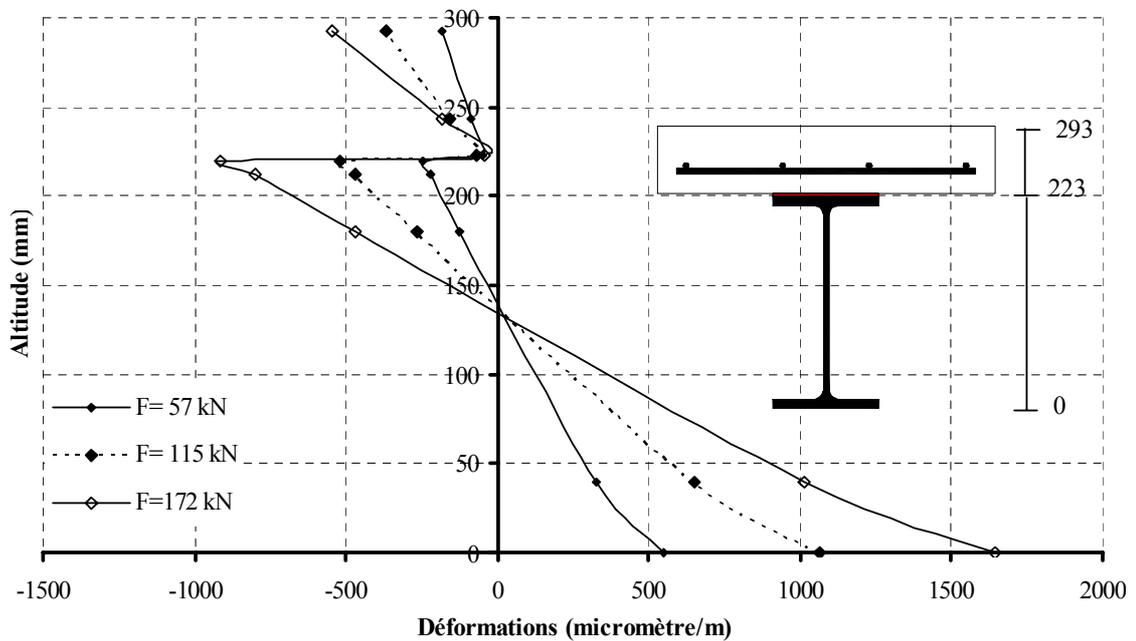


Figure IV 31- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm de la section médiane de la poutre P4

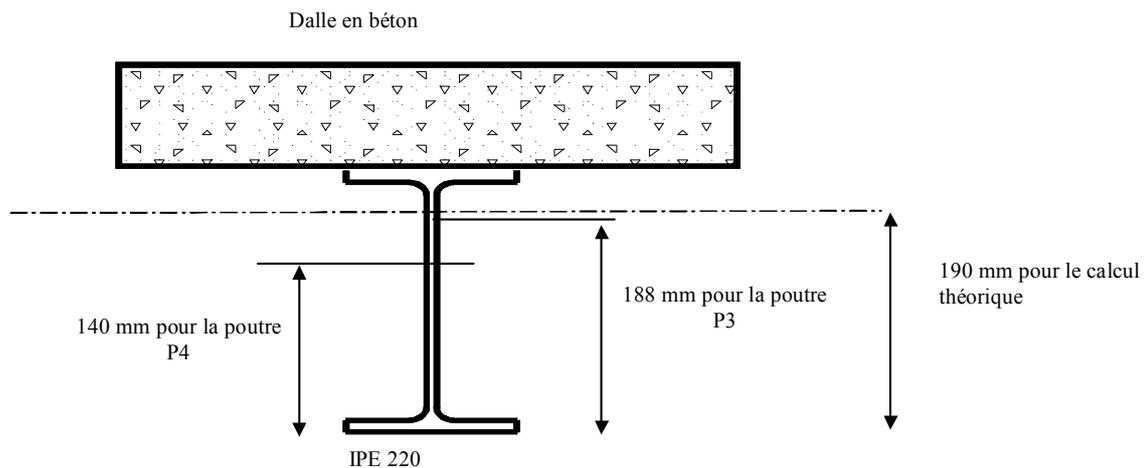


Figure IV.32- Position de l'axe neutre dans le domaine élastique des poutres P3 et P4

## Conclusion

Le sablage mécanique des surfaces d'acier et du béton au contact avec l'adhésif est un traitement de surface efficace pour les poutres mixtes collées. Il a permis d'éviter une rupture adhésive et d'améliorer la résistance des interfaces et par conséquent celle de la poutre collée.

Nous avons essayé avec succès le primaire Sikafloor 156 très résistant et qui développe une liaison très forte avec l'adhésif d'assemblage. Il a pour but de protéger contre la corrosion la surface d'acier traitée et d'améliorer ainsi la qualité du collage.

Le comportement mécanique des poutres mixtes collées dépend fortement de la nature de l'adhésif utilisé. Dans le cas de la poutre mixte assemblée par l'adhésif souple Sikaforce 7750, nous n'avons pas obtenu une rupture fragile de la structure. Par contre, nous avons obtenu un glissement supérieur, des déformations beaucoup plus importantes et une résistance inférieure que ceux obtenus pour la poutre assemblée par l'adhésif rigide Sikadur 30. Pour ces raisons, nous avons retenu pour la suite de notre étude l'adhésif époxyde Sikadur 30, au comportement mécanique rigide à la température ambiante du laboratoire, qui confère à la structure collée un comportement du type connexion parfaite sans aucun mouvement relatif entre la dalle et le profilé métallique ainsi que de faibles déformations.

## **IV.3 INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR IRRÉGULIÈRE DU JOINT D'ADHÉSIF**

### **Introduction**

La réussite d'un collage dépend de la qualité de l'ensemble du procédé qui inclut les matériaux, la préparation et le traitement de surface des substrats, la nature de la colle, l'épaisseur du joint, ... Tout changement de l'un de ces facteurs change le procédé. Lors d'un collage sur chantier, il est difficile de réaliser une épaisseur du joint d'adhésif régulière surtout quand la surface à coller est très grande. C'est pourquoi nous étudions l'influence d'une variation de l'épaisseur du joint d'adhésif sur le comportement mécanique de la structure collée. Nous avons donc volontairement créé une irrégularité dans le joint dans les deux sens, transversal (P5) et longitudinal (P6), contrairement aux poutres précédentes où le joint de colle avait une épaisseur calibrée de 3 mm.

Les résultats obtenus lors des essais réalisés sur les poutres P5 et P6 vont être comparés à ceux de la poutre P3 qui est considérée comme poutre de référence.

### **IV.3.1 Modes et charges de ruine des poutres P5 et P6**

La poutre P5 est collée par un joint d'adhésif avec une épaisseur irrégulière dans le sens transversal comprise entre 3 mm et 5 mm (fig. III.7) et la poutre P6 est collée par un joint d'adhésif avec une épaisseur irrégulière comprise entre 3 mm et 7 mm dans le sens longitudinal (fig. III.10).

La ruine des deux poutres P5 et P6 s'est produite de la même façon que celle de la poutre P3. Elle a été provoquée par la plastification de l'acier du profilé entraînant la ruine par atteinte de la résistance à la compression du béton. Nous avons également remarqué le même phénomène de soulèvement de la dalle au niveau des appuis et la rupture adhésive acier-colle qui se produit à une seule extrémité de la poutre (photo. IV.8). Après la rupture des poutres, nous avons observé une grande fissure transversale dans la dalle en béton de la poutre mixte P5 et une grande fissure longitudinale dans la dalle de la poutre P6. Il faut noter que la poutre mixte P5 est assemblée par un joint de colle d'épaisseur irrégulière dans le sens transversal et la poutre mixte P6 par un joint de colle d'épaisseur irrégulière dans le sens longitudinal. L'apparition de la fissure longitudinale est constatée pour une valeur de la charge de 140 kN.

L'examen des poutres après rupture montre que nous avons une bonne adhésion entre l'acier et la colle Sikadur 30 (photo IV.6, IV.7, IV.9) comme dans le cas de la poutre P3.



Photo IV.6- Couche de béton restant collée sur l'acier après rupture (P5)



Photo IV.7- Couche de béton restant collée sur l'acier après rupture (P6)

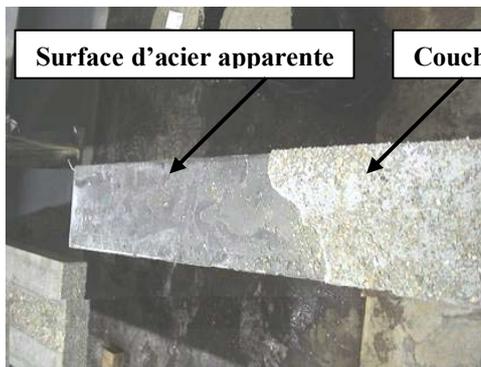


Photo IV.8- Surface de l'acier après rupture (P5)

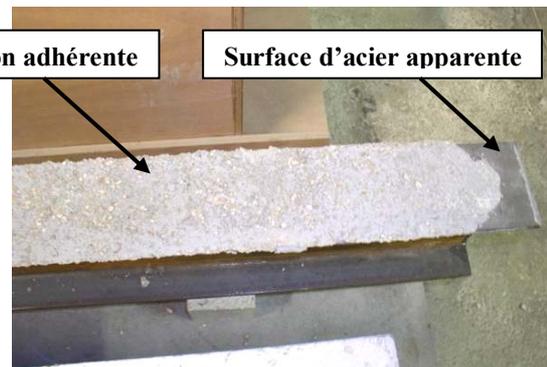


Photo IV.9- Surface de l'acier après rupture (P3)

Sur le tableau IV.3, nous remarquons que les valeurs des charges ultimes expérimentales des poutres P3, P5 et P6 sont supérieures à celle de la charge ultime théorique. La poutre P5, assemblée avec une épaisseur du joint d'adhésif irrégulière dans le sens transversal ( $3 \text{ mm} < e_j < 5 \text{ mm}$ ), est la plus résistante. Ce résultat montre que la charge ultime de la poutre mixte est améliorée pour la poutre collée avec une épaisseur irrégulière du joint dans le sens transversal. Pour la poutre mixte P6 ayant une épaisseur irrégulière dans le sens longitudinal ( $3 \text{ mm} < e_j < 7 \text{ mm}$ ), la valeur de la charge ultime expérimentale est légèrement supérieure à la valeur calculée. Cela signifie que la résistance ultime de la poutre mixte est peu influencée lorsque l'épaisseur irrégulière du joint de colle varie entre 3 mm et 7 mm dans le sens longitudinal.

	<b>P3</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>
<b>F<sub>ue</sub> (kN)</b>	238	273	219
<b>F<sub>ut</sub> (kN)</b>	217	217	217
$\frac{F_{ue} - F_{ut}}{F_{ut}} \cdot 100$	10	26	0.9

Tableau IV.3- Comparaison entre les charges ultimes expérimentales  $F_{ue}$  et théoriques  $F_{ut}$  des poutres P3, P5 et P6

#### IV.3.2 Flèches et déformations à mi-portée des poutres P5 et P6

Sur les figures IV.33 et IV.34, nous présentons l'évolution des flèches, mesurées par un capteur à mi portée (fig. III.13), et des déformations maximales, mesurées par la jauge d'extensomètre J14 collée au milieu de la semelle inférieure de l'IPE (fig. III.19-a), en fonction de la force appliquée sur les poutres P3, P5 et P6. Nous remarquons que les trois poutres mixtes possèdent un comportement analogue, les courbes mettent en évidence deux phases de comportement :

- une phase élastique au début du chargement jusqu'aux forces 146 kN, 183 kN, 153 kN, respectivement pour les poutres P3, P5 et P6 qui correspondent à une valeur de la contrainte maximale dans la semelle inférieure du profilé d'environ 380 MPa. Les courbes charge/flèche sont linéaires sauf pour la poutre P3 à 75 kN, où on note un très léger changement de pente ; dans cette phase, la correspondance entre la rigidité élastique calculée et celle obtenue à partir des essais est en général bonne,
- une phase plastique au delà de ces charges et jusqu'à la ruine, avec une diminution de la raideur des poutres.

Nous remarquons qu'il n'y a pas de différence significative du comportement global des trois poutres P3, P5 et P6. On peut dire qu'une variation de l'épaisseur du joint de colle d'une amplitude 2 à 4 mm n'entraîne pas une grande différence de comportement global des poutres mixtes assemblées par collage.

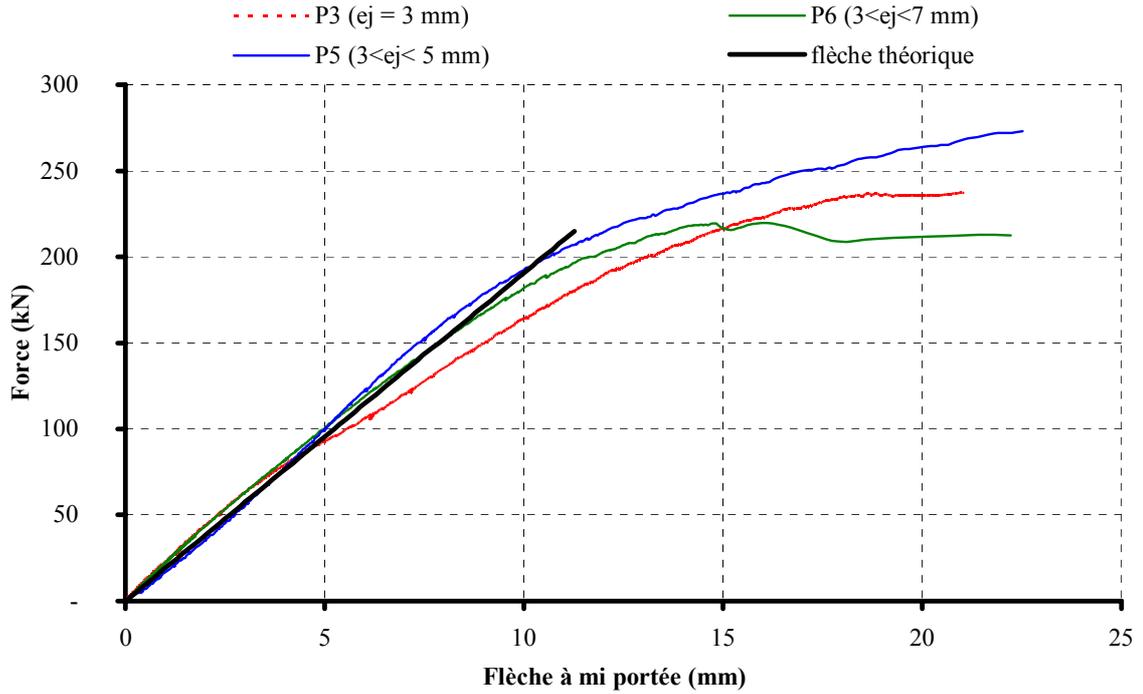


Figure. IV.33- Flèche maximale des poutres P3, P5 et P6

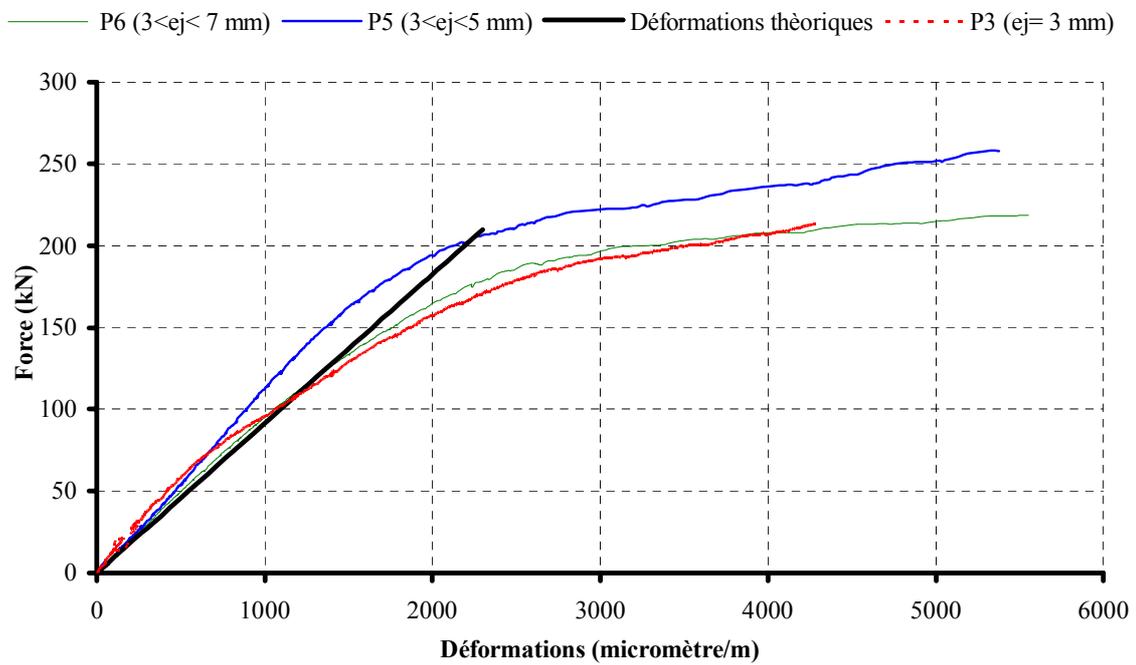


Figure IV.34- Déformations maximales sous la semelle inférieure de l'IPE des poutres P3, P5 et P6

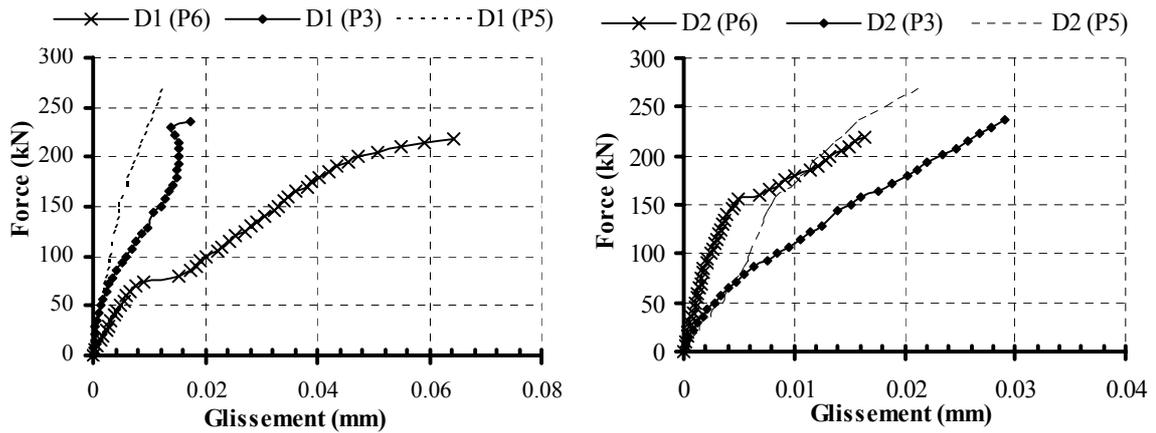
### **IV.3.3 Glissement relatif de la dalle par rapport au profilé des poutres P5 et P6**

Au cours de nos essais, nous avons mesuré le glissement entre la dalle et la semelle supérieure de l'IPE en trois points à 100 mm du milieu « capteur D1 », à 875 mm du milieu de la poutre « capteur D2 » et au niveau de l'appui « capteur D3 ». Nous avons effectué une comparaison des valeurs de ces glissements entre les poutres P5, P6 et la poutre de référence P3 (fig IV.35).

A 100 mm du milieu, « capteur D1 », nous remarquons que pour une valeur de chargement inférieure à 75 kN, le glissement mesuré sur la poutre P3 coïncide bien avec celui mesuré sur les poutres P5 et P6. Au-delà de 75 kN, les courbes s'écartent et marquent un écart important. La valeur du glissement de la poutre P3 devient plus importante que celle du glissement de la poutre P5 et plus faible que celle du glissement mesuré sur P6. Ce qui nous permet de dire qu'il peut y avoir une fissure à ce niveau de chargement. Pour cette position D1, nous remarquons que le glissement enregistré sur la poutre P6 est plus important que celui des deux poutres P5 et P3.

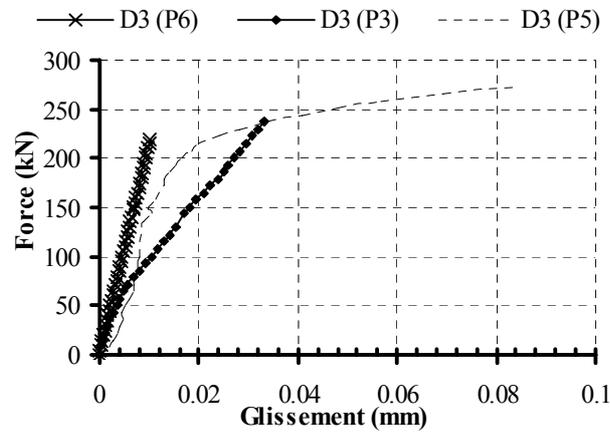
A 875 mm du milieu de la poutre, « capteur D2 », le glissement de la poutre P6 devient le plus faible. Une diminution de la pente de la courbe de la poutre P6 est remarquée à environ 140 kN. Ceci s'explique par l'apparition d'une fissure longitudinale se propageant de part et d'autre du milieu de la dalle détectée au même niveau de chargement au cours de l'essai.

Au niveau de l'appui, « capteur D3 », les valeurs du glissement de la poutre P6 restent également les plus faibles, par contre la courbe force/glissement est linéaire jusqu'à la rupture de la poutre. Nous remarquons aussi que la pente de la courbe de P5 diminue à partir d'une valeur de la charge d'environ 200 kN. Les valeurs du glissement augmentent plus rapidement et la courbe de cette poutre rejoint celle de la poutre P3 pour une valeur de la charge de 249 kN (charge de rupture de la poutre P3).



a)- Glissement à 100 mm du milieu

b)- Glissement à 875 mm du milieu



c)- Glissement à l'extrémité de la poutre mixte

Figure IV.35- Glissement entre la dalle et la semelle supérieure de l'IPE pour les poutres P3, P5 et P6

#### IV.3.4 Déformations des poutres P5 et P6

##### IV.3.4.1 Courbes force/déformations.

Sur la figure IV.37, nous présentons les déformations en fonction de la force obtenues à l'aide de jauges collées sous les armatures longitudinales de la dalle en béton. Cinq jauges sont collées le long de la poutre à partir du milieu. Nous remarquons que les courbes charge/déformation données par les jauges J8, J9 et J10 sont linéaires jusqu'à la rupture pour les deux poutres (fig. IV.36). Par contre les courbes données par la jauge J6, située au

milieu de l'armature longitudinale sous la charge, et la jauge J7, située à 480 mm du milieu, changent de pente à environ 180 kN pour la poutre P5. Pour la poutre P6, la courbe charge/déformation enregistrée par la jauge J6 change de pente à 150 kN.

Sur la figure IV.38, on présente les déformations en fonction de la force obtenues par des jauges collées sous la semelle supérieure de l'IPE des deux poutres P5 et P6. Pour les jauges J20, les valeurs de déformations sont très proches. Par contre, pour les jauges à la position J21, c'est à dire les plus proches de l'extrémité, la déformation obtenue dans la poutre P5 est plus faible que celle mesurée dans la poutre P6. Ce constat est également valable pour les courbes charge/déformations données par les jauges J19.

Ces résultats nous permettent de dire que les déformations dans le cas d'une poutre collée par une épaisseur irrégulière dans le sens longitudinal du joint d'adhésif sont plus importantes que celles de la poutre collée par une épaisseur du joint d'adhésif irrégulière dans le sens transversal.

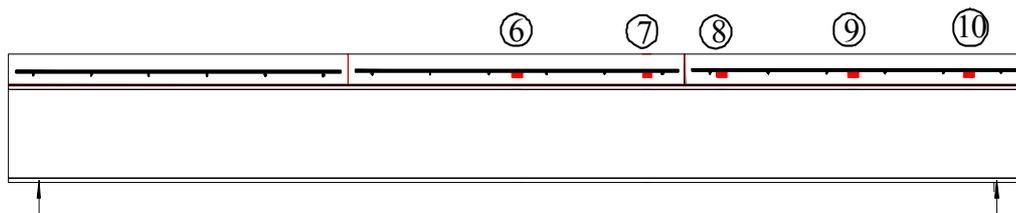


Figure IV.36- Positions des jauges sur les armatures longitudinales de la dalle

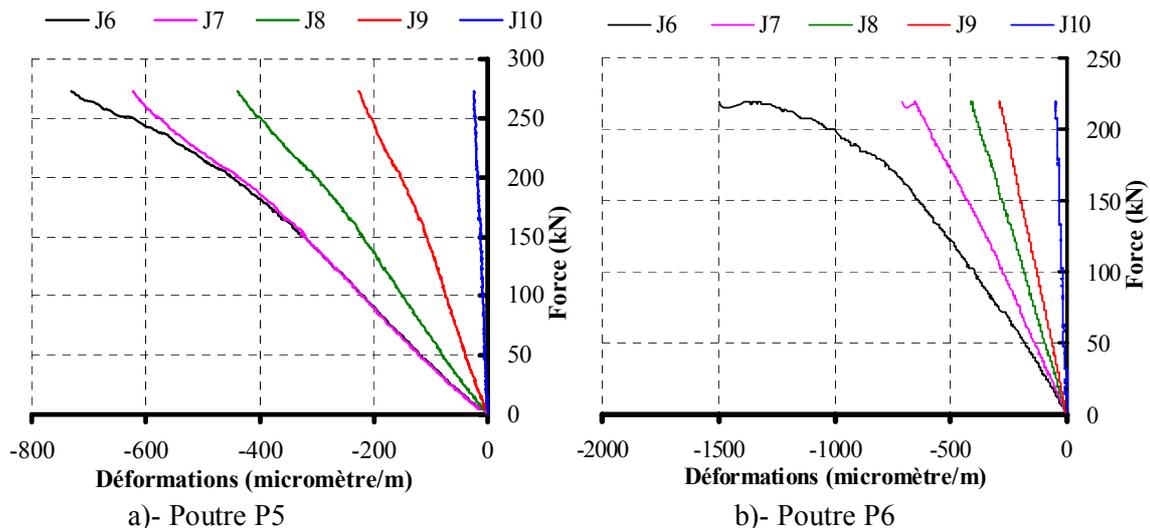


Figure IV.37- Déformations des armatures longitudinales en fonction de la force appliquée

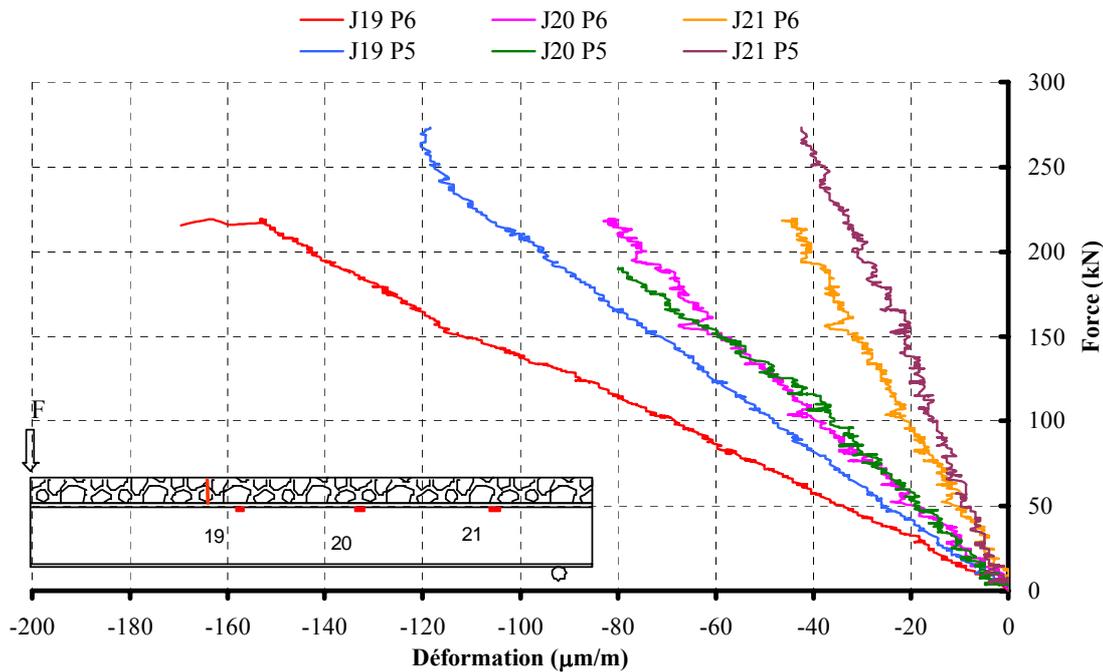


Figure IV.38- Déformations de la semelle inférieure de l'IPE en fonction de la charge appliquée

#### IV.3.4.2 Répartition des déformations dans la section située à 480 mm du milieu des poutres P3, P5 et P6

Les figures IV.39, IV.40 et IV.41 présentent la répartition de déformations suivant la hauteur des poutres mixtes P3, P5 et P6. Nous constatons une continuité des déformations entre le profilé métallique et la dalle de béton pour les trois poutres. Les positions de l'axe neutre de ces poutres sont toujours restées dans l'âme du profilé métallique. On remarque également que, pour les poutres P3 et P6, la position de l'axe neutre mesurée est située plus bas que celle qui a été obtenue par le calcul (paragraphe I.3.1). Par contre pour la poutre P5, la position de l'axe neutre est située au dessus de celle donnée par le calcul :

Poutres P3- P5- P6: - axe neutre théorique : 190 mm

- axe neutre mesuré : 188 mm- 193 mm- 184 mm

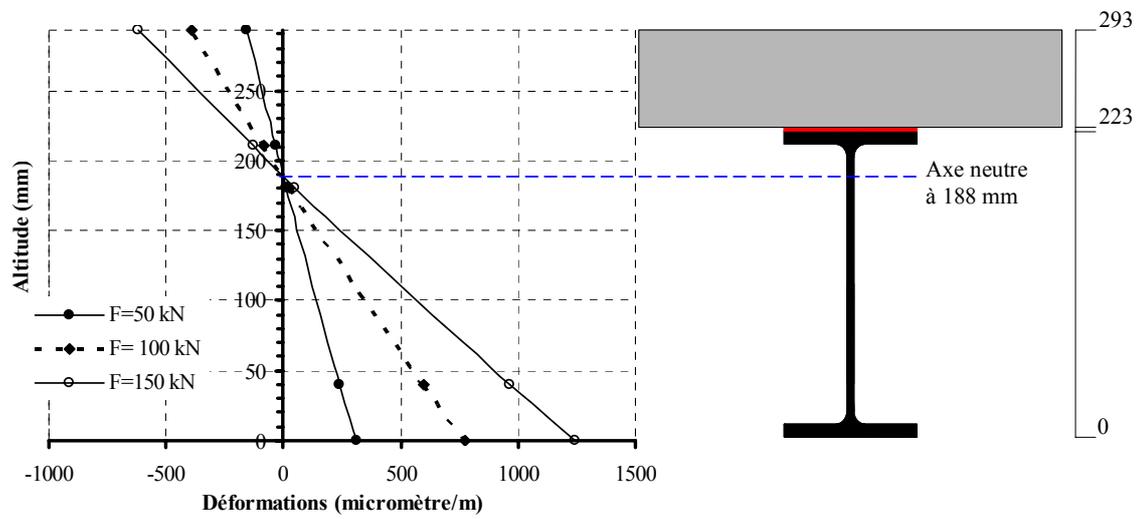


Figure IV.39- Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P3

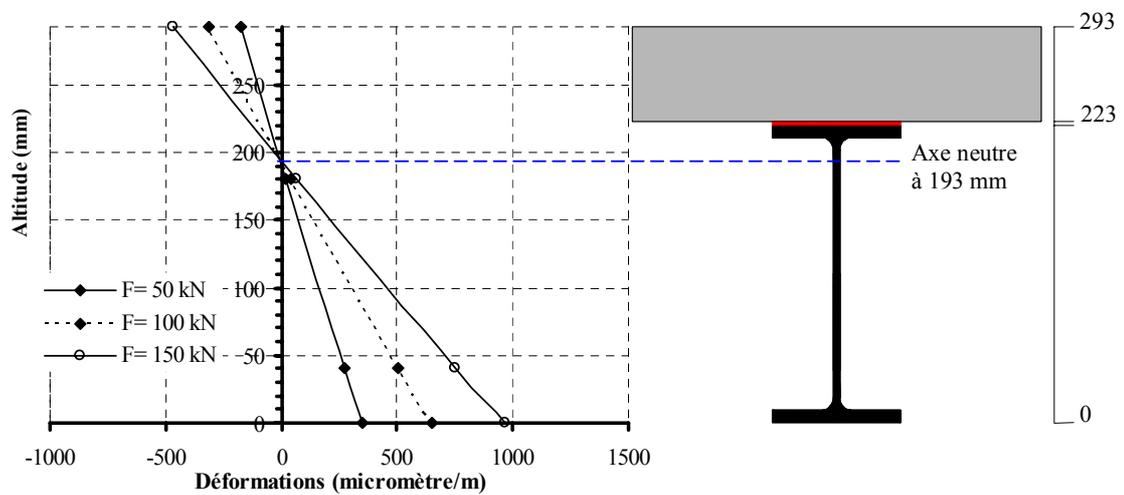


Figure IV.40 - Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P5

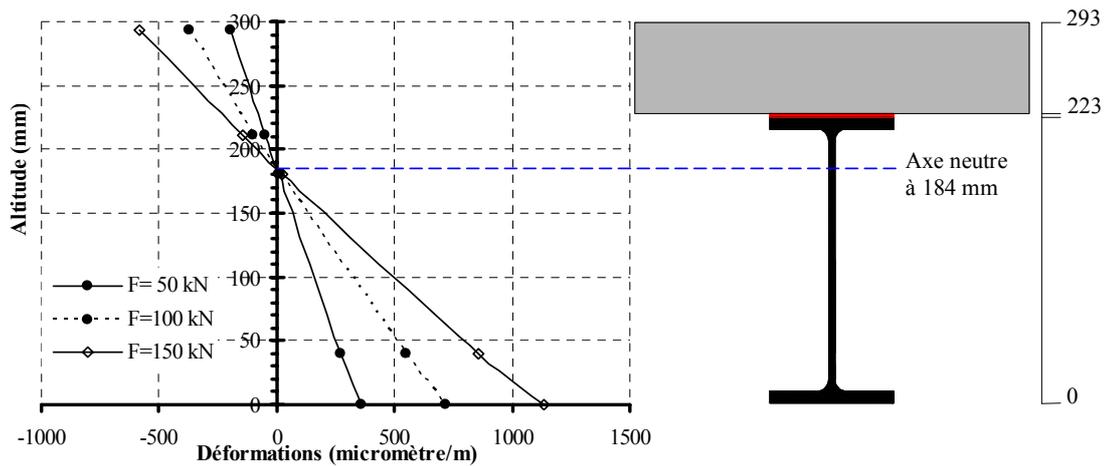


Figure IV.41 - Répartition des déformations suivant la hauteur à 480 mm la section médiane de la poutre P6

## Conclusion

Les poutres mixtes collées avec un joint d'adhésif d'épaisseur irrégulière dans le sens transversal et longitudinal ont le même comportement mécanique que la poutre mixte collée avec une épaisseur de joint calibrée :

- la liaison entre l'acier de l'IPE et le béton de la dalle est parfaite dans le domaine élastique sur toutes ces poutres,
- la ruine de toutes ces poutres s'est produite de la même façon, par la plastification de l'acier du profilé qui entraîne la ruine du béton qui atteint sa résistance à la compression,
- l'examen des poutres après la rupture montre une bonne adhésion entre l'acier et l'adhésif époxyde ; c'est pour cela que nous nous proposons d'utiliser ce traitement de surface pour les substrats de la poutre en vraie grandeur.

En conclusion, pour nos poutres mixtes collées, nous pouvons dire qu'une variation de l'épaisseur du joint d'adhésif d'une amplitude de 2 mm dans le sens transversal et de 4 mm dans le sens longitudinal n'entraîne pas une grande différence du comportement global des poutres assemblées par collage. Dans le cas de la poutre P5 collée avec une épaisseur irrégulière dans le sens transversal, la charge ultime est favorablement modifiée.

## **IV.4 CONFRONTATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX A LA MODELISATION NUMERIQUE**

### **Introduction**

Après avoir étudié expérimentalement au paragraphe précédent l'influence de certains paramètres sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées, nous procédons maintenant à une simulation numérique de notre structure collée réalisée avec Guo-Zhong Zhao. Cette simulation est effectuée à l'aide du logiciel d'éléments finis ABAQUS version 6.3 qui est très sophistiqué. Il permet l'utilisation de nombreux types d'éléments car il est conçu pour modéliser le comportement mécanique des solides et des structures sous un chargement extérieurement appliqué.

Le but de ce paragraphe est de confronter les résultats expérimentaux à ceux donnés par la modélisation numérique afin de préciser les conclusions de notre investigation expérimentale.

Nous comparons les résultats expérimentaux et numériques de la poutre P3 (paragraphe III.2.2) tels que :

- la flèche et les déformations maximales en fonction de la charge,
- la distribution des déformations de la semelle supérieure de l'IPE suivant la longueur,
- la répartition des déformations dans une section droite de la poutre.

### **IV.4.1 Présentation du modèle**

#### **IV.4.1.1 Symétrie**

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

#### **IV.4.1.2 Géométrie et maillage**

La poutre modélisée dans le programme de calcul est la poutre P3 (fig. IV.42), déjà présentée dans la partie expérimentale (paragraphe III.2.2), sa longueur totale est de

3480 mm. Elle est supportée par deux appuis simples et sollicitée sous chargement trois points. La dalle en béton de 350 x 70 mm<sup>2</sup> de section est collée sur l'IPE 220 en acier par un joint d'adhésif de 3 mm d'épaisseur.

Nous présentons le maillage en 3D de la poutre mixte assemblée par le joint d'adhésif de 3 mm d'épaisseur sur la figure IV.43.

Le maillage des différents matériaux, l'acier, le béton et le joint de colle, est constitué d'éléments cubiques C3D8R à 8 nœuds avec une intégration réduite. Il comprend 288198 nœuds et 250470 éléments.

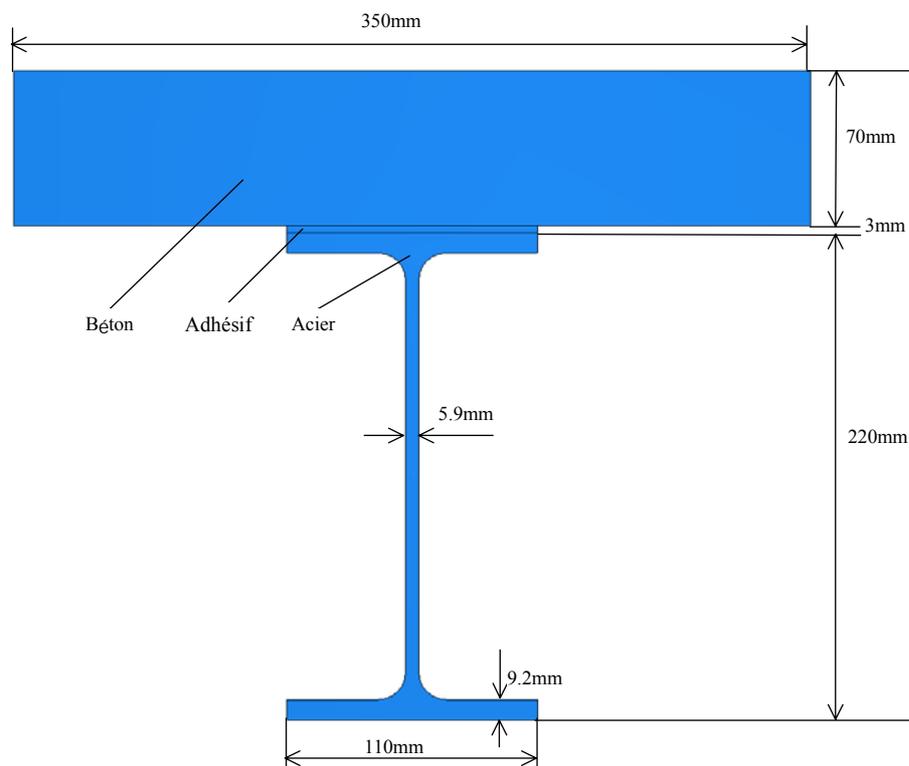


Figure IV.42- Section droite de la poutre modélisée P3

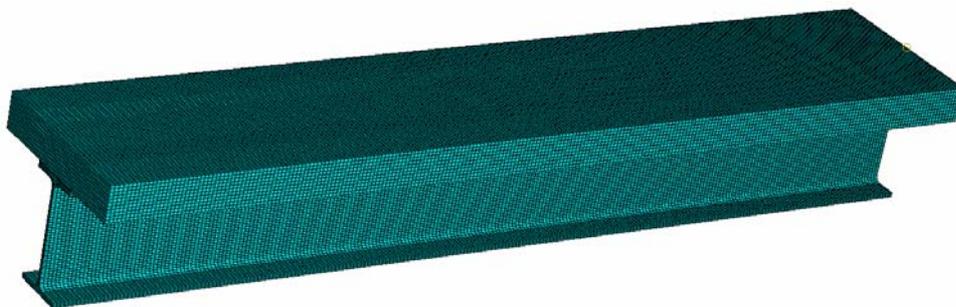


Figure IV.43- Maillage de la poutre P3

#### IV.4.1.3 Conditions aux limites

Les conditions de symétrie se traduisent par un blocage en déplacement de tous les nœuds appartenant au plan de symétrie dans la direction normale à ce plan. Donc  $U_3=0$  et par conséquent les rotations  $UR_1=UR_2=0$ .

Avec :

$U_3$ , le déplacement suivant z,

$UR_1, UR_2$ , les rotations respectivement suivant X et Y.

Aux niveaux des appuis, le déplacement vertical est nul,  $U_2=0$ , et la rotation suivant Z est également nulle.

La charge  $P/2$  est appliquée sur une surface centrale carrée de  $80 \times 40$  mm.

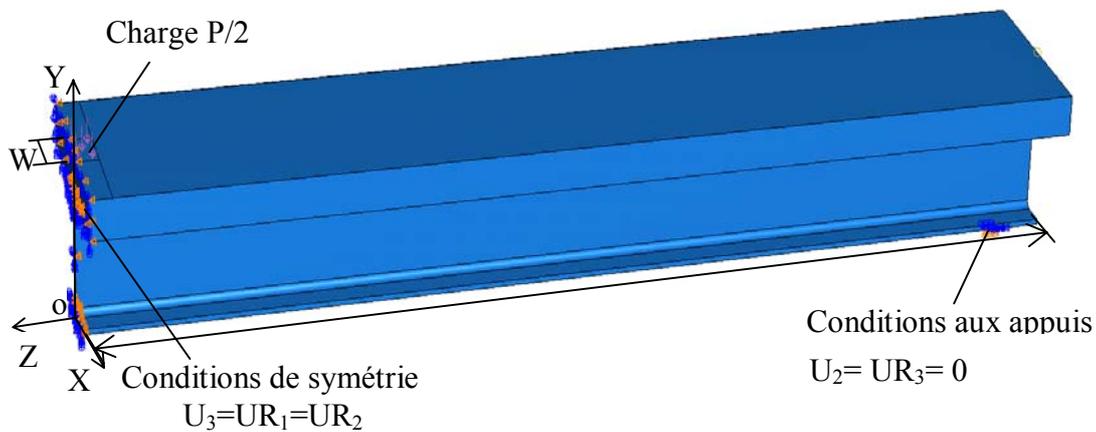


Figure IV.44- Conditions aux limites

#### IV.4.1.4 Les hypothèses

Les trois matériaux l'acier, le béton et l'adhésif sont supposés avoir un comportement élastique. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

Béton

$E_c= 36600$  MPa,  $\nu= 0.2$ ,  $F_{c28}= 68$  MPa,  $F_{t28}= 5$  MPa.

Adhésif

$E_a= 12300$  MPa,  $\nu= 0.34$ ,  $F_t=19.5$  MPa

Acier

$E_s= 210000$ ,  $\nu= 0.3$ ,  $f_y= 355$  MPa

#### IV.4.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

La figure IV.45 montre la courbe de la déformée maximale qui se produit au milieu de la poutre mixte en fonction de la charge appliquée. Il est clair qu'il existe un bon accord entre les valeurs expérimentales et les valeurs numériques dans le domaine élastique.

De même, nous remarquons dans le domaine élastique un bon accord entre les courbes numériques et expérimentales des déformations sous la semelle inférieure de l'IPe au milieu de la poutre en fonction de la force appliquée (fig. IV.46).

La répartition de déformations sous la semelle supérieure de l'IPe en fonction de la longueur de la structure estimée par le calcul numérique est présentée sur la figure IV.47. Les déformations numériques et expérimentales dans la semelle supérieure de l'acier sont en très bon accord.

Sur la figure IV.48, on présente la répartition des déformations longitudinales sur une section droite à 480 mm du milieu de la poutre P3. Les courbes expérimentales coïncident bien avec celles données par la modélisation numérique. Comme pour l'expérience, nous avons une continuité des déformations à travers le joint d'adhésif, ce qui confirme l'hypothèse de connexion parfaite entre l'acier et le béton.

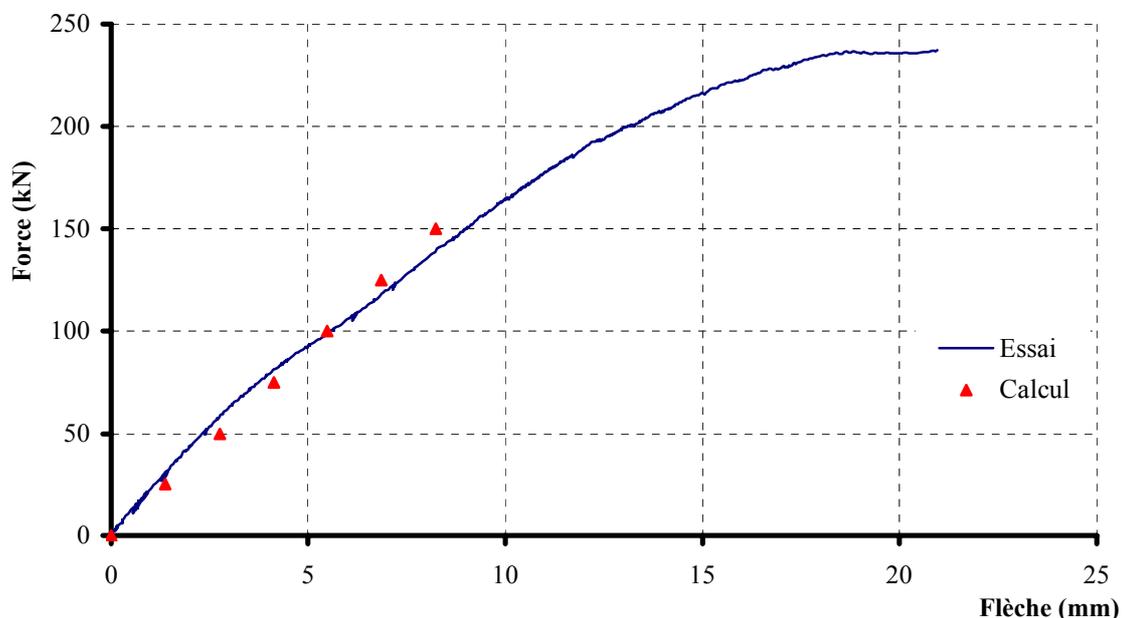


Figure VI.45- Courbe déformée maximale-charge appliquée donnée par un capteur placé au milieu de la poutre P3

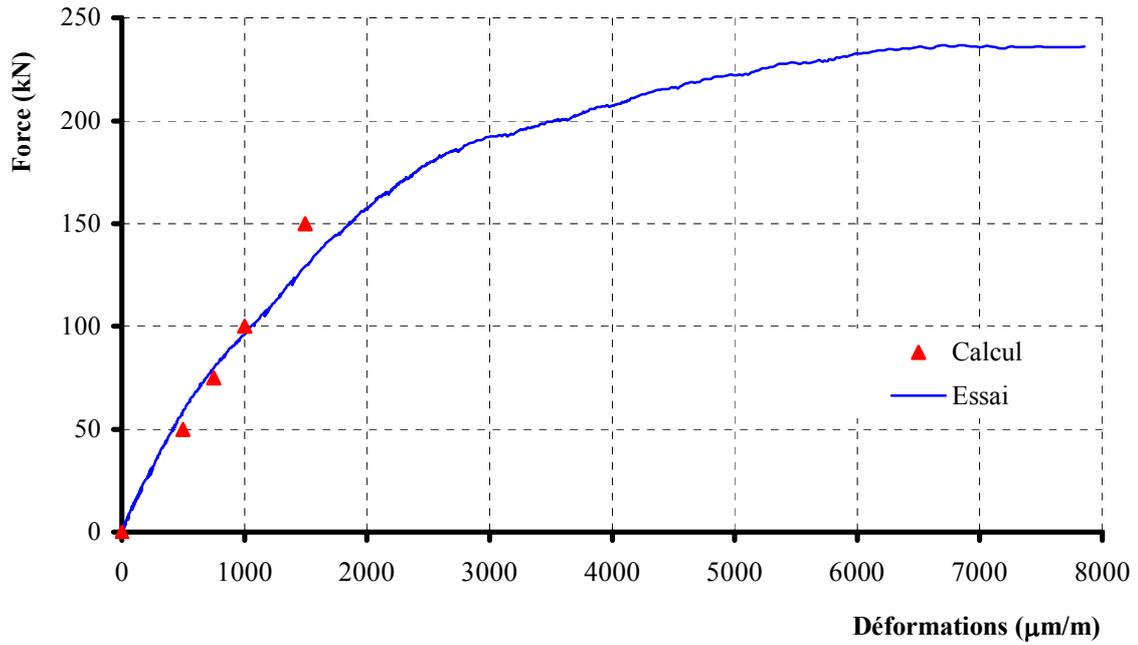


Figure VI.46- Courbe déformation maximale –charge appliquée donnée par une jauge collée sous la semelle supérieure de l’IPE au milieu de la poutre P3

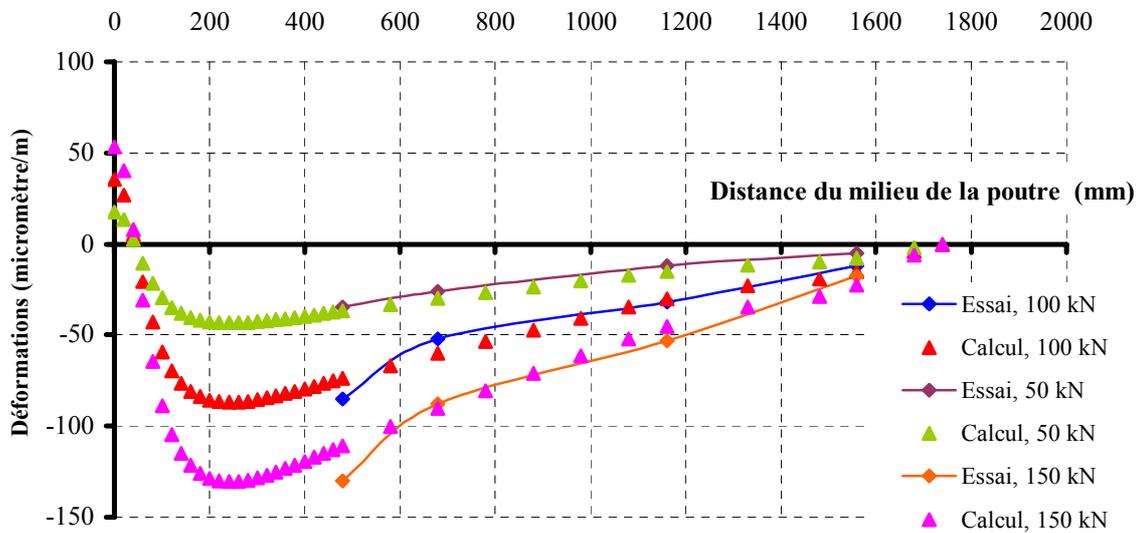


Figure VI.47- Distribution des déformations suivant la longueur de la semelle supérieure de l’IPE de la poutre P3

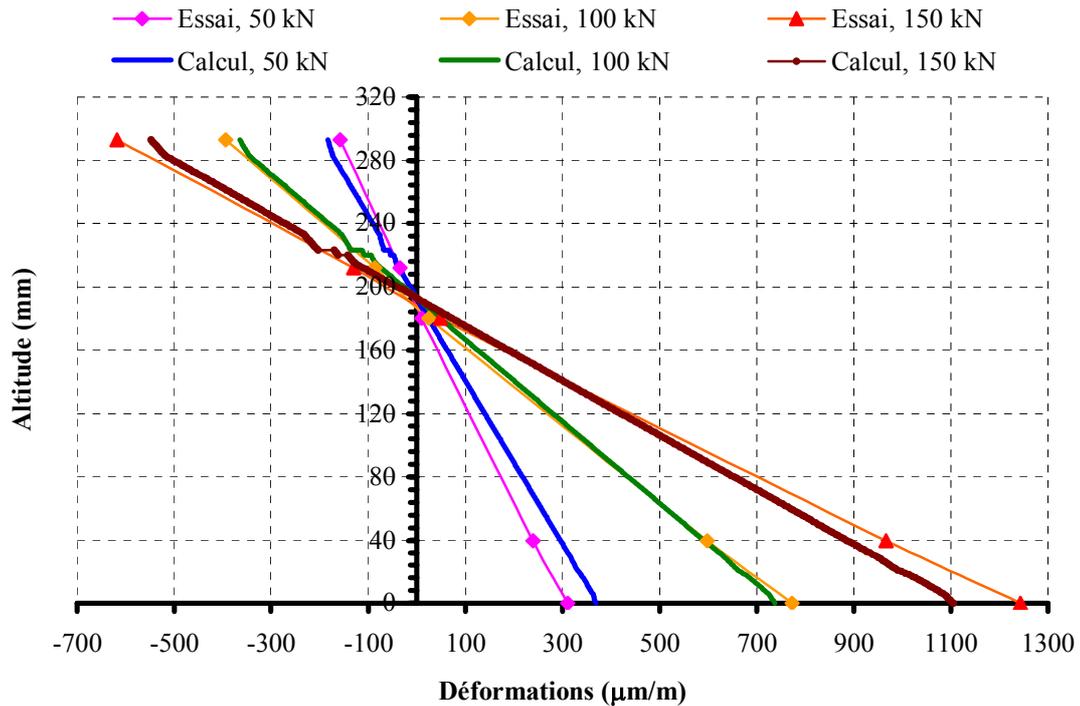


Figure VI.48- Répartition des déformations sur une section droite à 480 mm du milieu de la poutre P3

## Conclusion

La confrontation des résultats expérimentaux avec ceux donnés par le calcul numérique dans le domaine élastique montre un bon accord entre les courbes obtenues. Ceci confirme l'hypothèse de connexion parfaite assurée par l'adhésif époxyde au comportement rigide.

## CONCLUSION SUR LES ESSAIS DES POUTRES DE PETITE PORTEE

La campagne expérimentale menée dans cette étude nous a permis d'essayer un nouveau mode d'assemblage entre le béton et l'acier par collage dans le cas des poutres mixtes et de mettre en évidence l'influence des paramètres principaux sur les performances mécaniques des poutres collées. Les résultats des essais sur les poutres de 3.3 m de portée ont montré qu'une meilleure résistance est obtenue quand on respecte les points suivants :

- un traitement de surface élaboré par sablage au corindon des surfaces de deux substrats, l'acier et le béton, suivi d'un nettoyage par un solvant et d'un dépôt de primaire,

- l'utilisation de l'adhésif époxyde au comportement rigide Sikadur 30 qui en limitant le glissement et le soulèvement relatifs entre la dalle en béton et le profilé métallique à des valeurs négligeables confère aux poutres mixtes collées un comportement de type connexion parfaite.

Nous avons également montré qu'il est possible de réaliser la dalle de compression par plusieurs éléments préfabriqués collés bout à bout de et ceci sans diminuer la résistance de la poutre collée. Ce mode de construction permet la préfabrication de la dalle par éléments facilement transportables.

Enfin, à partir des résultats obtenus nous avons montré que l'assemblage par collage des poutres mixte acier béton peut être très compétitif vis-à-vis d'un assemblage par goujons. Les courbes charge/flèches et charge/déformations maximales de toutes les poutres, P1 à P6, dans le domaine élastique coïncident bien avec celles obtenues par un calcul élastique qui suppose une connexion parfaite entre l'acier et le béton. En plus, en sablant les surfaces des deux substrats des poutres P3, P5 et P6 et en utilisant l'adhésif époxyde au comportement rigide pour les assembler, la charge ultime expérimentale est améliorée et supérieure à la charge ultime théorique.

**CHAPITRE V :**

**ETUDE EXPERIMENTALE D'UNE POUTRE MIXTE**

**COLLEE EN VRAIE GRANDEUR**

## INTRODUCTION

Dans les deux chapitres précédents, nous avons étudié le comportement mécanique de poutres de petite portée car les essais sur les poutres en vraie grandeur sont très lourds et très coûteux en temps et en argent. Ces essais préliminaires nous ont permis d'étudier l'influence des principaux paramètres sur le comportement mécanique de la structure collée tels que l'état de surface des substrats, la nature de l'adhésif et l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif. En plus de l'analyse du comportement d'une structure collée à petit échelle, ces poutres nous ont permis de mettre au point le corps d'épreuve en vraie grandeur ainsi que son instrumentation.

Dans ce chapitre, nous étudions le comportement mécanique d'une poutre mixte collée de 9 m de long et de 8.5 m de portée entre appuis. Après avoir décrit le corps d'épreuve, son instrumentation, les caractéristiques des matériaux utilisées, la procédure expérimentale, nous présentons les résultats obtenus ainsi que leur analyse critique.

A cause du retard pris dans la construction de la halle de technologie à l'université de Reims, cet essai a été réalisé au département Génie Civil de l'IUT de l'Université Robert Schuman de Strasbourg grâce à Bruno Jurkiewicz que nous remercions, ainsi qu'Henri Bressieux, pour leur collaboration et leur disponibilité.

### V.1 DESCRIPTION DE LA POUTRE TESTEE

La poutre nommée P7 (Photo V.1) a une longueur de 9000 mm et une hauteur totale de 564 mm. Elle est constituée d'une dalle en béton armé de 140 mm d'épaisseur collée sur un profilé métallique en PRS de 420 mm de hauteur à l'aide d'un joint d'adhésif de 4 mm d'épaisseur (fig.V.1 et V.2).

La dalle en béton est composée de cinq dalles assemblées entre elles par collage. Chaque dalle a une longueur de 1800 mm et une section  $140 \times 800 \text{ mm}^2$ . L'alignement dans le sens longitudinal est assuré par emboîtement entre les dalles (voir Photo 7, annexe 2). Le profilé métallique est un PRS constitué de trois tôles soudées entre elles (semelle inférieure, âme et semelle supérieure). La semelle inférieure présente une épaisseur de 15 mm et une largeur de 200 mm, l'âme a une épaisseur de 10 mm et une hauteur de 390 mm et la semelle supérieure a une épaisseur de 15 mm et une largeur de 140 mm ; c'est donc la

largeur du joint d'adhésif. Six raidisseurs verticaux ont été soudés sur l'âme au niveau des appuis, à 500 mm et à 2375 mm du milieu de la poutre (fig.V.3).

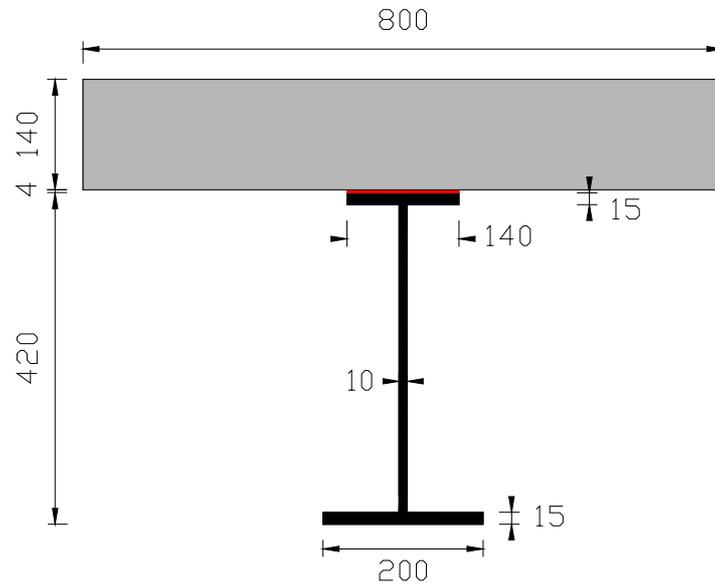


Figure V.1- Section transversale de la poutre P7

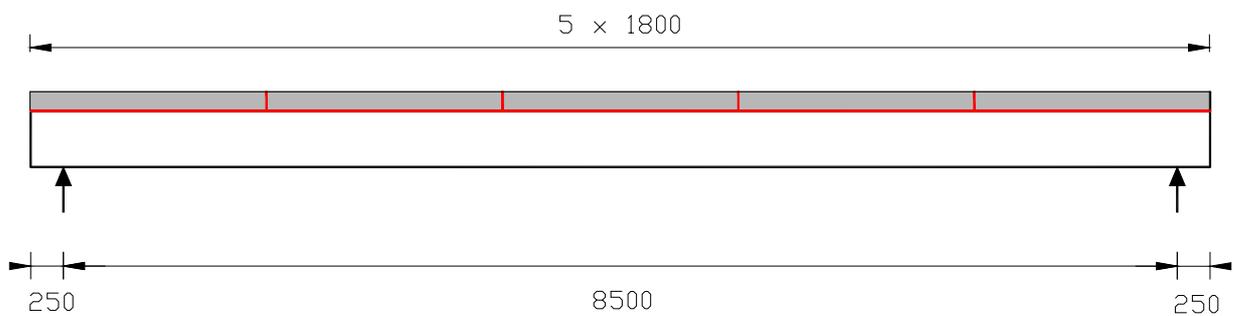
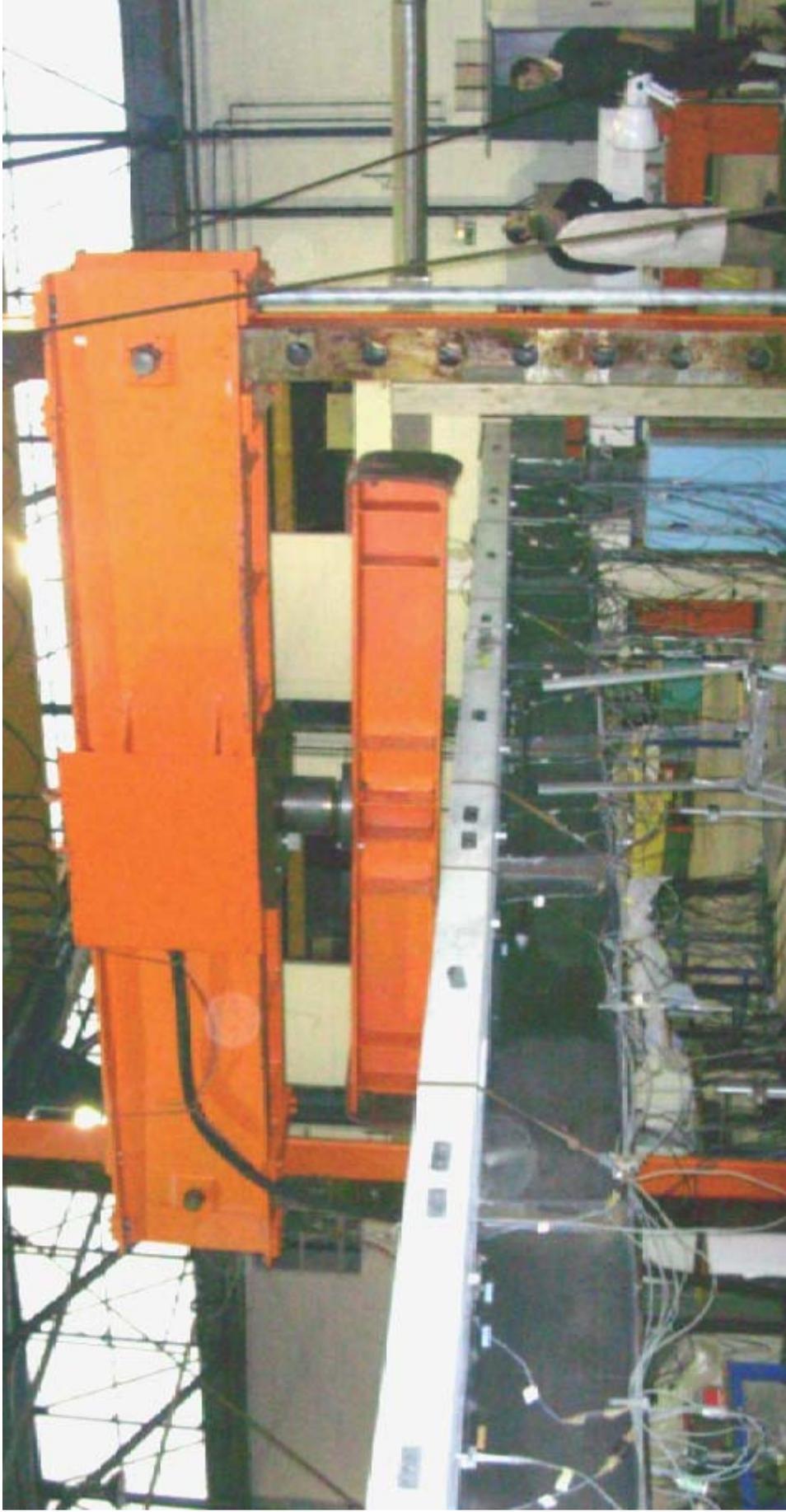


Figure V.2-Vue longitudinale de la poutre P7



**Photo V.1-** Vue d'ensemble de la poutre collée en vraie grandeur P7

Raidisseurs soudés sur 3 côtés  
Espacement entre les axes des raidisseurs (mm)  
1875, 1875, 1000, 1875, 1875  
Epaisseur du raidisseur : 10 mm  
Longueur totale du PRS : 9000 mm

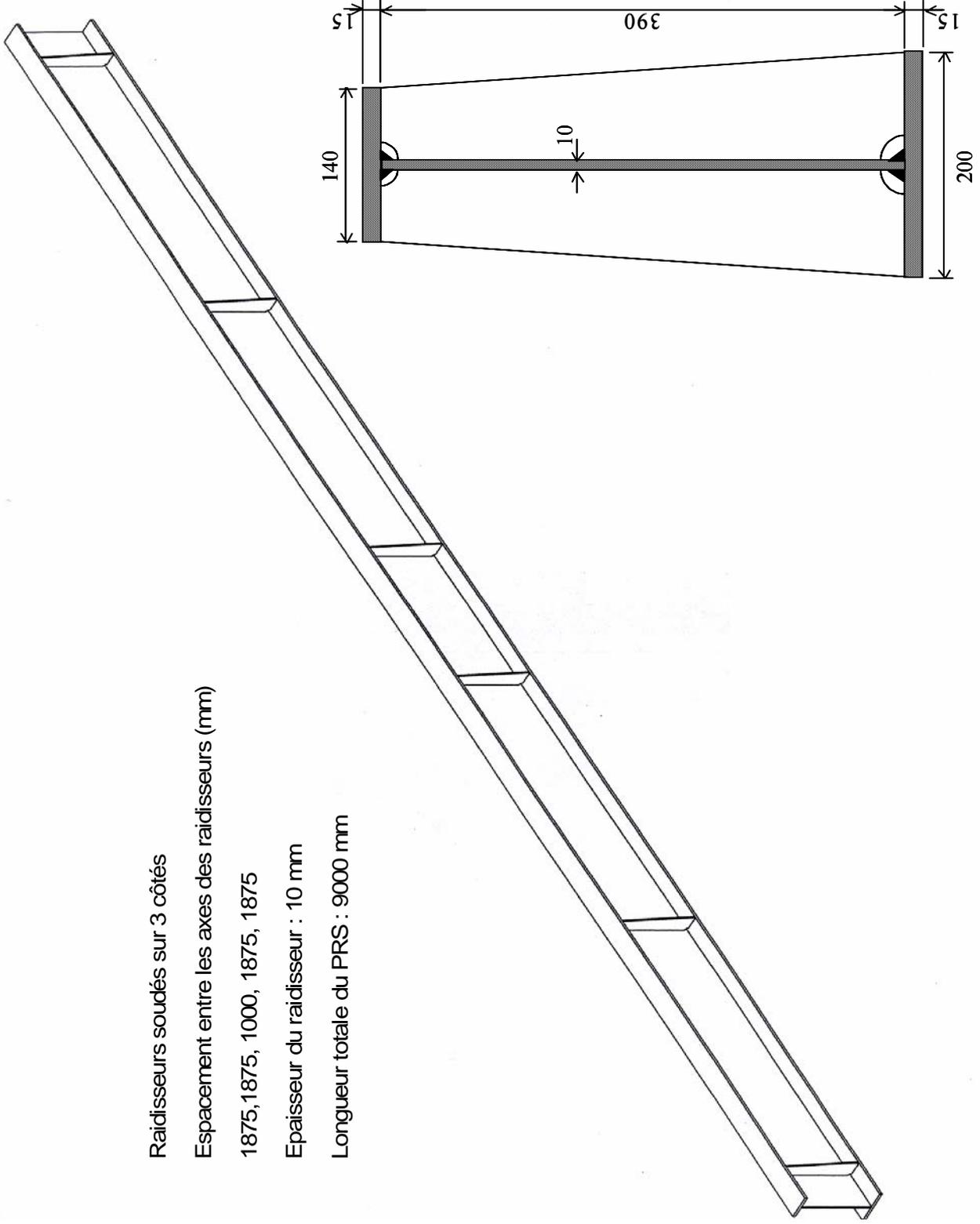


Figure V.3- Profilé Reconstitué Soudé « PRS » de la poutre P7

## V.2 MATERIAUX UTILISES

### V.2.1 Béton

Nous avons utilisé la même composition de béton que celle des poutres de petites portées P1 à P6 (voir paragraphe III.3.1). Nous avons déterminé les résistances à la compression et à la traction par flexion sur des éprouvettes cylindriques  $\phi$  16 x 32 cm à 28 jours et le jour de l'essai de la poutre à 125 jours. Les résultats sont présentés sur le tableau V.1. Nous retrouvons des valeurs moyennes très voisines de celles obtenues pour le béton à hautes performances des poutres P1 à P6. Le module d'élasticité du béton est égal 36600 MPa. On note ici que les éprouvettes de béton testées ont été conservées dans la même ambiance que les dalles de la poutre pour avoir les mêmes performances.

<b>date de l'essai</b>	<b>Force max moyenne (kN)</b>	<b>Résistance moyenne en compression (MPa)</b>
A 28 jours	4001	66.7
A 125 jours (Jour de l'essai de la poutre)	1556.4	77.8

<b>Date de l'essai</b>	<b>Force max moyenne (kN)</b>	<b>Résistance moyenne en traction (MPa)</b>
A 28 jours	17.6	5.3
A 125 jours (Jour de l'essai de la poutre)	15.8	4.7

Tableau V.1- Caractéristiques mécaniques du béton utilisé

### V.2.2 Acier

L'acier utilisé est de la nuance S 355 afin d'avoir toujours une valeur de la contrainte de cisaillement dans le joint de l'ordre de 3 MPa (voir paragraphe III.3.2).

### **V.2.3 Adhésif**

Les résultats des premiers essais nous ont amené à utiliser comme moyen d'assemblage entre la dalle en béton et le profilé métallique la colle au comportement rigide Sikadur 30. Ses caractéristiques sont données au paragraphe III.3.3.

### **V.3 TRAITEMENT DE SURFACE**

Nous avons vu au paragraphe IV.2 que le sablage au corindon SA 2,5 des surfaces à coller a permis une bonne adhésion de la colle à l'acier et au béton. Nous avons donc traité par sablage la surface du PRS et celles des dalles de béton de la même façon que pour les IPE et les dalles des poutres P3, P4, P5 et P6.

La surface sablée du béton au contact avec l'adhésif a été ensuite nettoyée par un solvant. Etant donnée la période de temps nécessaire entre la fabrication, le sablage en atelier du PRS, le transport jusqu'à Strasbourg et la mise en œuvre du collage, nous avons couvert d'un primaire la surface sablée du l'acier du PRS pour la protéger contre la corrosion.

### **V.4 INSTRUMENTATION DE LA POUTRE MIXTE COLLEE**

Nous avons effectué au total 81 mesures pour suivre le comportement mécanique de la poutre. 59 mesures ont été effectuées par la chaîne de l'IUT de l'Université Robert Schuman et les 22 mesures restantes ont été effectuées par notre chaîne d'acquisition.

Les mesures de 0 à 59 ont été enregistrées par une centrale numérique UPM 60 de HBM avec un intervalle de 6 secondes entre 2 scrutations de l'ensemble des voies. Pour les 22 mesures restantes, nous avons utilisé le « SYSTEM 4000 » de Vishay Micromesures. Les paramètres mesurés durant l'essai sont :

- la force et course du vérin,
- la flèche en trois points,
- les déformations longitudinales du béton de la dalle, de ses armatures et du profilé métallique en différentes sections,
- le glissement entre la dalle et le profilé,
- le soulèvement entre la dalle et le profilé,
- les déformations transversales des cadres dans la dalle.

#### V.4.1 Mesure de la flèche

Pour cette poutre, la flèche a été mesurée au centre de la portée (SC) et aux sections SN et SS (fig. V.4). Les sections SN et SS sont respectivement la section nord et la section sud à 1.75 m du milieu de la poutre. Nous avons utilisé des capteurs inductifs Schlumberger CD 3424 collés sous l'axe longitudinal de la semelle inférieure du profilé en PRS (photo 3, annexe 2).

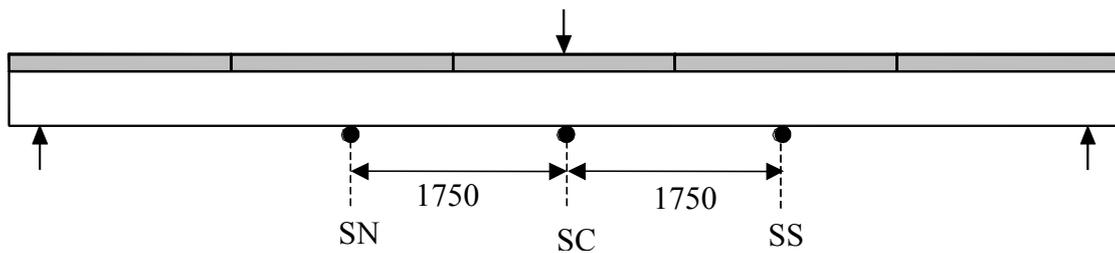


Figure V.4- Position des points de mesure des flèches de la poutre P7 (cotes en mm)

#### V.4.2 Mesure de glissement relatif de la dalle par rapport au profilé métallique

Les glissements ont été mesurés par des capteurs inductifs HBM W10N  $\pm 50$  mm disposés dans plusieurs sections le long de la poutre à l'interface entre la dalle et la semelle supérieure du profilé en PRS (photo 1, annexe 2). Leur position le long de la poutre est présentée sur la figure V.5.

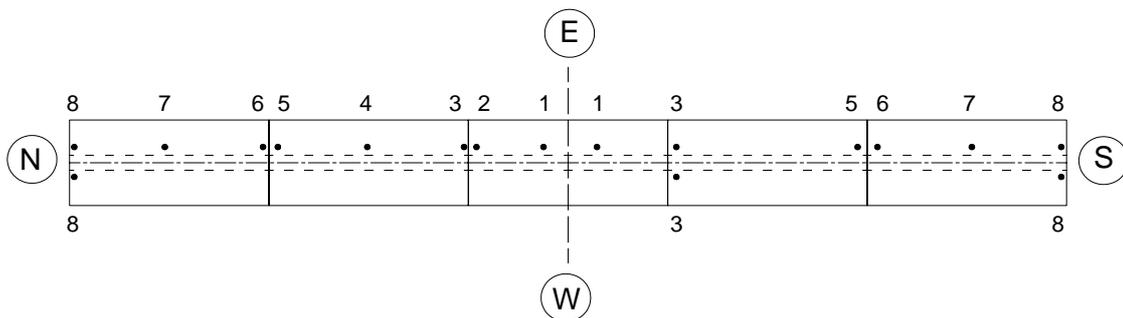


Figure V.5- Position des capteurs de glissement pour la poutre mixte P7 (Vue de dessus)

### V.4.3 Mesure du soulèvement

Pour mesurer une éventuelle séparation entre la dalle et le profilé métallique, nous avons utilisé des capteurs inductif HBM (photo 2, annexe 2) comme indiqué sur figure V.6. Compte tenu des résultats des essais précédents, nous avons concentré les points de mesure vers l'extrémité de la poutre.

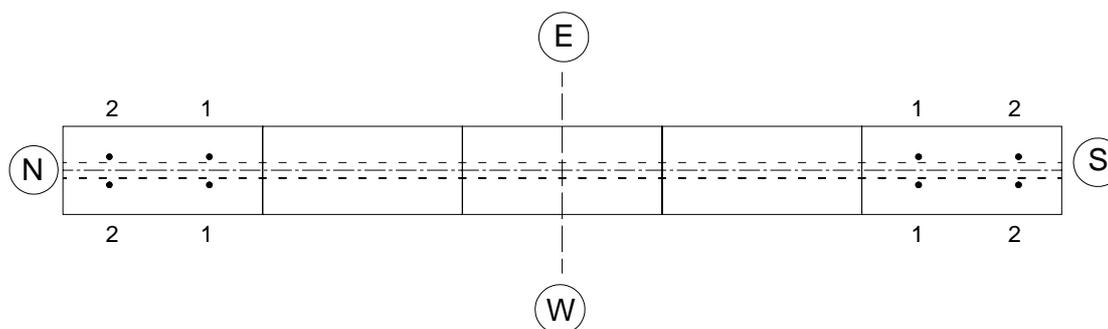


Figure V.6- Position des points de mesure de soulèvement de la poutre P7 (vue de dessus)

### V.4.4 Mesure des déformations

Trois instruments de mesure ont été utilisés en fonction du matériau et de l'emplacement de la mesure :

- sur la fibre supérieure du béton, des extensomètres inductifs à pointes de base 100 mm (photo 4, annexe 2),
- sur la fibre inférieure de la dalle en béton, des jauges d'extensométrie de Kyowa de type KC-70-120-A1-11 d'une longueur de 67 mm ; leur facteur de jauge est de 2.11 et leur résistance à 24 °C est 119.8 ohms (photo 5, annexe 2),
- sur l'acier du PRS et des armatures, des jauges électriques de Vishay Micromesures de type EA-06-240LZ-120, de résistance 120 ohms à 24 °C, leur facteur de jauge est de 2.075 et la longueur de grille vaut 0.6 mm (photo 6, annexe 2).

Nous avons mesuré les déformations dans sept sections de la poutre, l'emplacement des sections est présenté sur la figure V.7. Dans ces sections, nous avons effectué différentes mesures de déformations :

- dans la section centrale SC, en fibre inférieure de la dalle, sous la semelle supérieure et en fibre inférieure du PRS pour détecter la plastification de la poutre,

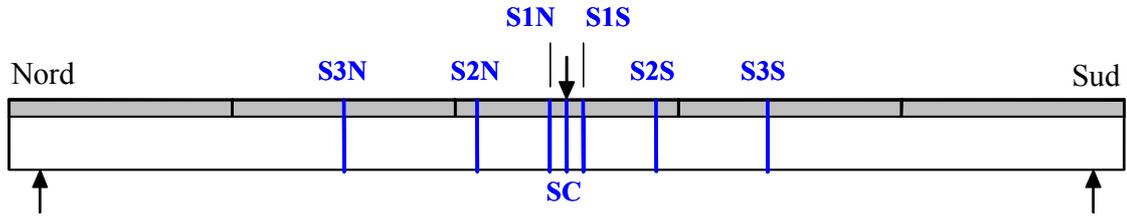
- en fibre supérieure de la dalle pour les sections S1N et S1S à 150 mm du milieu de la poutre pour mesurer la déformation du béton au plus près de la charge,
- dans la section S2N à 720 mm du milieu, trois extensomètres en fibre supérieure (au Centre, Est et Ouest), trois jauges en fibre inférieure, une jauge à mi-hauteur de la dalle et cinq jauges collées sur le PRS : deux en fibre inférieure, une au milieu et deux sous la semelle supérieure. Cette section est la plus représentative puisqu'elle est proche du milieu et peu perturbée par la charge. Pour vérifier la symétrie Nord/Sud, nous avons collé des jauges sur la section S2S de la poutre (fig. V.7-d).
- pour les sections S3N et S3S à 1800 mm du milieu, en fibre supérieure et inférieure de la dalle, en fibre inférieure, au milieu et sous la semelle supérieure du PRS. Les déformations de la poutre dans cette section permettent de vérifier le comportement de la poutre loin de la charge, à un endroit où le profilé n'est pas plastifié.

Nous avons aussi collé des jauges sous l'armature longitudinale la plus proche du joint d'adhésif et sous la semelle supérieure du PRS avec la même abscisse pour détecter des anomalies éventuelles dans le comportement du joint.

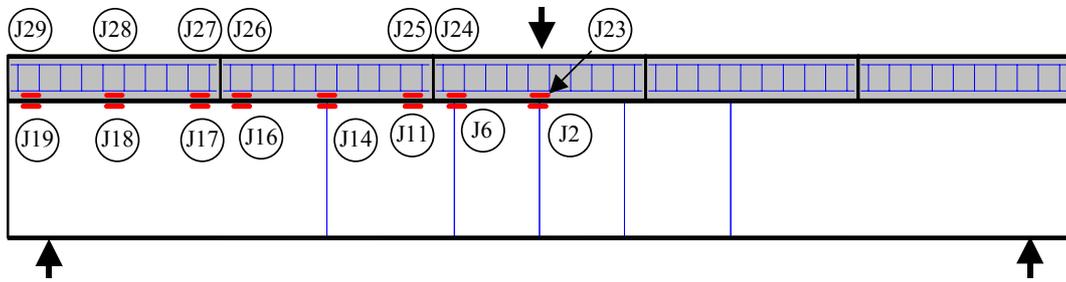
Nous avons également mesuré les déformations des armatures transversales les plus proches possibles du joint d'adhésif pour étudier leur évolution dans la direction transversale.

La figure V.7 montre l'emplacement des différents points de mesures de déformations.

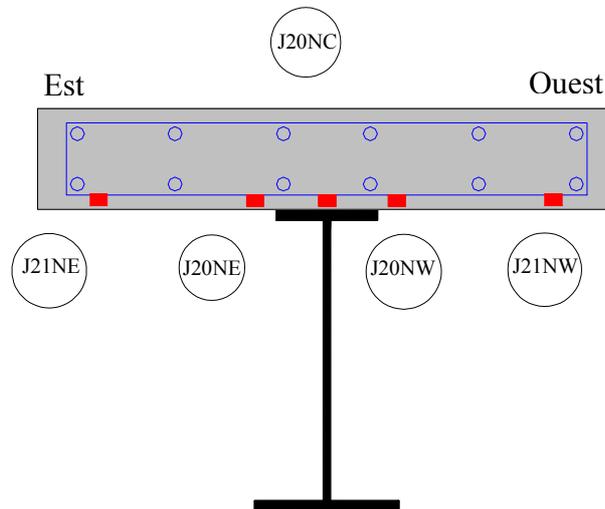
Figure V.7- Position des points de mesure des déformations de la poutre P7



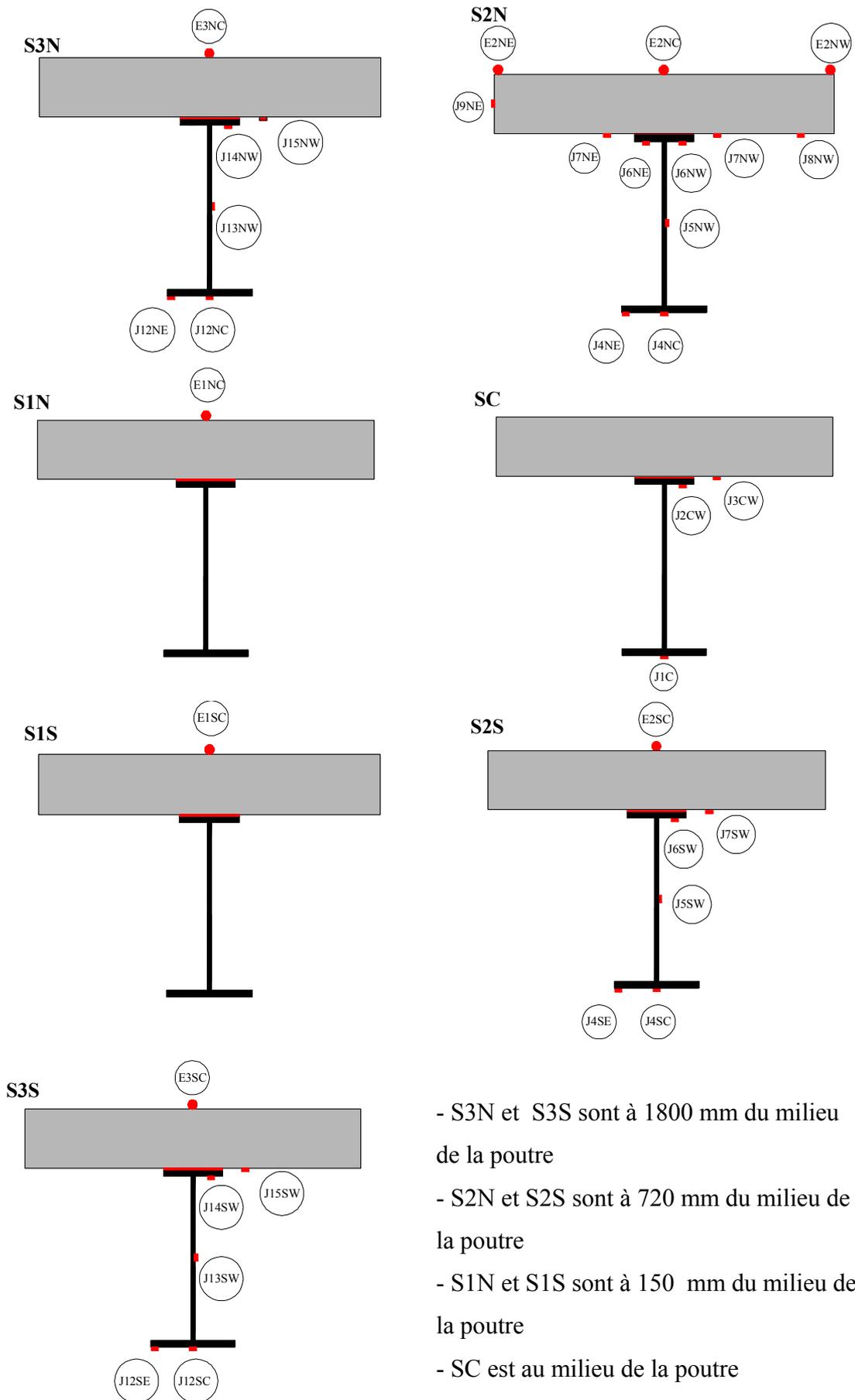
a)- Position des sections de mesure de la poutre P7



b)- Points de mesure des déformations longitudinales du coté Nord-Ouest



c)- Points de mesure des déformations transversales



d)- Points de mesure des déformations longitudinales de la poutre P7 dans chaque section

## **V.5 DISPOSITIF DE MISE EN CHARGE**

La poutre est placée au centre de la dalle d'essais à une hauteur de 1.20 m. Elle est appuyée au Nord et au Sud sur 2 piles en béton armé portant des appuis à rouleaux mobiles dans la direction Nord-Sud. Chaque appui est surmonté d'un demi rond en acier. Le contact entre le demi rond et la plaque d'appui de la poutre est assuré sur toute la largeur grâce à un calage effectué au moyen de plaques d'acier de différentes épaisseurs (photo. V.1).

La force est fournie par un vérin de 640 kN fixé à un portique métallique pendulaire. Le chargement est appliqué au centre par l'intermédiaire d'une plaque en acier de 500 x 200 x 60 mm et d'une articulation à graisse liée au vérin.

Le vérin est raccordé à une centrale servo-hydraulique Schenk-Trebel qui comprend un groupe hydraulique avec circuit principal et circuit secondaire de contre-pression ainsi qu'une armoire de commande qui permet l'asservissement en boucle fermée à partir d'un paramètre quelconque. L'asservissement est ici réalisé à partir de la course du vérin

## **V.6 PROCEDURE DE CHARGEMENT**

La poutre mixte collée P7 a été soumise à une flexion trois points (fig. V.8).

Pour vérifier le bon fonctionnement de l'ensemble du dispositif expérimental, la poutre a été soumise à deux préchargements identiques avec un dispositif quasiment identique à celui de l'essai final.

Le chargement a été effectué avec un asservissement en déplacement avec une vitesse correspondante à 125 mm de course du vérin en 2000 secondes. Quelques paliers et cycles de déchargement-charge ont été réalisés dans le domaine élastique. Au delà de 200 kN, les déchargements sont supprimés et la course du vérin est augmentée jusqu'à la ruine de la poutre qui correspond au maximum de la force appliquée (fig.V.9).

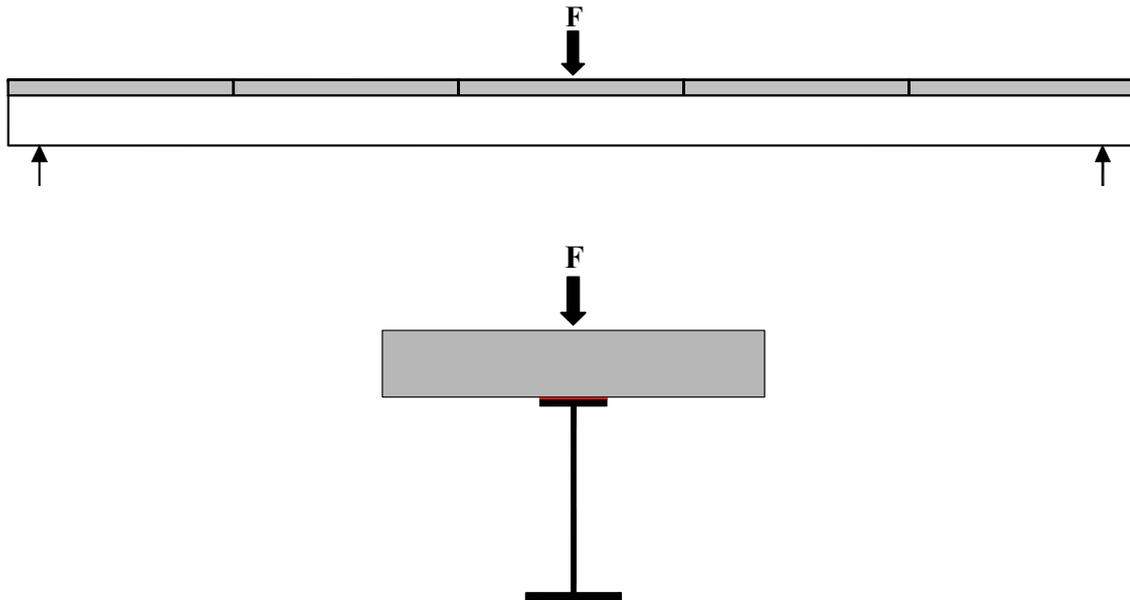


Figure V.8- Mode de chargement de la poutre mixte collée P7

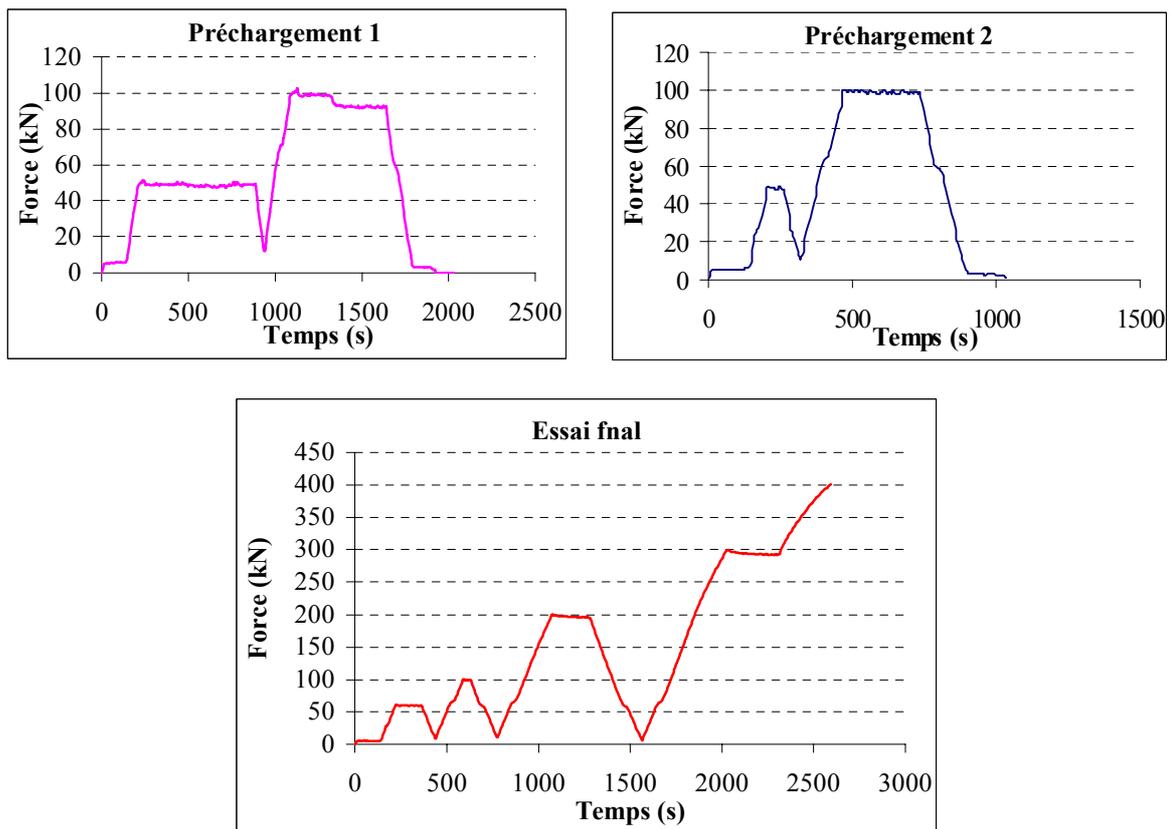


Figure V.9- Force en fonction du temps de la poutre P7

## V.7 RESULTATS EXPERIMENTAUX

### V.7.1 Ruine de la poutre P7

La ruine de la poutre P7 est atteinte pour une charge de 400 kN par rupture brutale de la connexion. Contrairement aux poutres précédentes de petites portées, nous avons globalement une rupture au niveau de l'interface adhésif/acier (Photo. V.2). On note ici que la charge ultime théorique est de 456 kN. La faiblesse de la charge ultime expérimentale est peut être due aux grandes dimensions de la poutre. On note également que le traitement de surface effectué sur cette poutre est identique à celui effectué sur les poutres P3, P4, P5 et P6. Or pour ces quatre poutres, nous avons une bonne adhésion entre l'acier et l'adhésif, aucune rupture adhésive globale n'a été observée.

Nous avons remarqué, au moment de la rupture, une séparation entre les dalles au voisinage des joints transversaux des deux côtés de la poutre : du côté Nord de la poutre, la séparation a eu lieu entre la dalle de l'extrémité et celle d'avant (Photo. V.3), du côté Sud de la poutre, la séparation a eu lieu entre la dalle du milieu et celle collée contre elle (Photo. V.4) On note aussi l'existence d'une fissure de ce côté dans la dalle du milieu (Photo. V.5).



a)- Rupture à l'interface adhésif/acier



b)- Surface de l'acier après rupture

Photo V.2- Modes de rupture de la poutre mixte P7



Photo V.3- Séparation entre la dalle de l'extrémité et celle d'avant (coté Nord)



Photo V.4- Séparation entre la dalle médiane et la dalle colée contre elle (coté sud)

Fissure dans la dalle du milieu



Photo V.5- Fissure de la dalle du milieu

## V.7.2 Flèche

Dans le cas de la poutre mixte P7 d'une portée de 8,5 m, on remarque une bonne symétrie entre la flèche nord FN et la flèche sud FS lors du préchargement 1 (fig. V.10). Le capteur nord FN n'a pas fonctionné correctement lors du préchargement 2 et de l'essai final.

La figure V.11 présente un comportement linéaire jusqu'à une charge d'environ 250 kN. Au delà, la courbe s'incurve légèrement jusqu'à la rupture. Cette perte de linéarité est probablement due à l'apparition de fissures dans le béton.

La valeur maximale de la flèche, à 400 kN, est 42 mm.

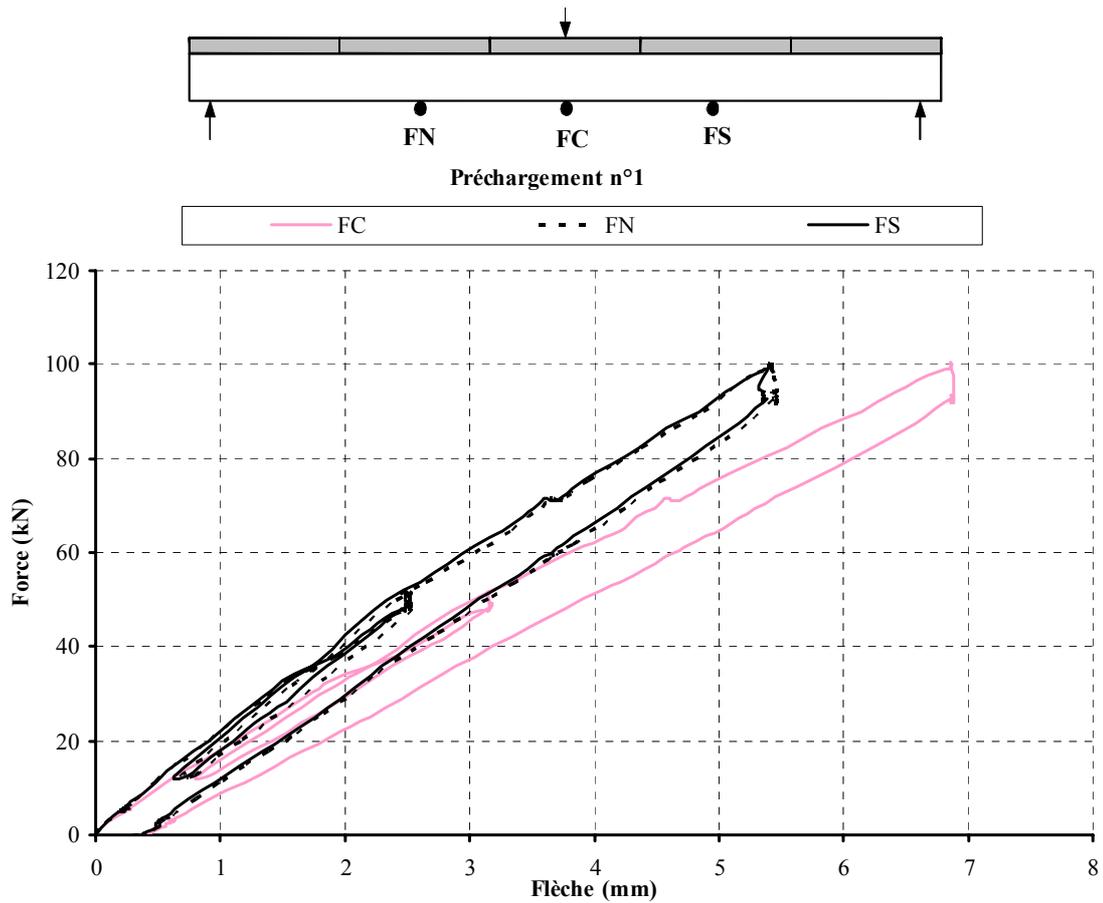


Figure V.10- Courbes charges- flèches de la poutre P7

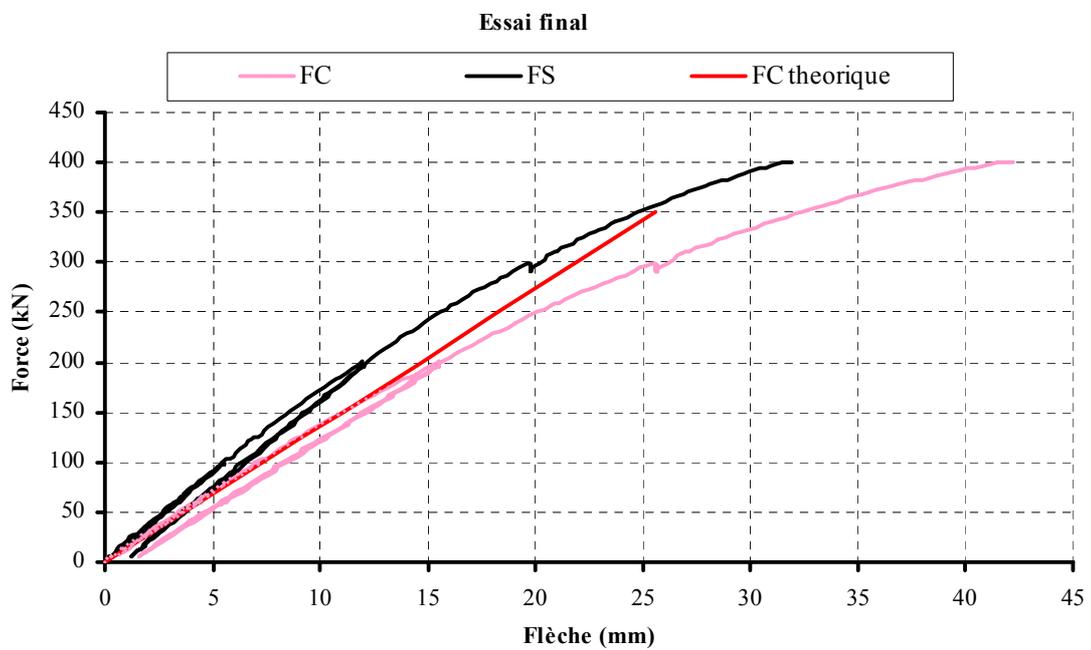


Figure V.11- Courbes charges- flèches de la poutre P7

### V.7.3 Glissement relatif de la dalle par rapport au profilé métallique de la poutre P7

Sur la figure V.13, nous présentons le glissement entre la semelle supérieure du PRS et la dalle en béton en fonction de la force appliquée pour la poutre mixte P7. Nous remarquons que les valeurs relevées sont généralement très faibles, elles ne dépassent pas 0.02 mm dans le domaine élastique.

Par contre, nous remarquons sur la figure V.14 que le glissement augmente d'une façon significative dans la zone centrale de la poutre (capteurs G1SE, G3SE) (fig.V.12). Cette augmentation est apparue à partir d'une force de 350 kN pour le capteur G1SE, juste avant la rupture pour les capteurs G3SE. On note ici que ces capteurs sont situés au voisinage de la zone de rupture entre la dalle du milieu et la dalle collée contre elle, ce qui explique bien cette augmentation du glissement.

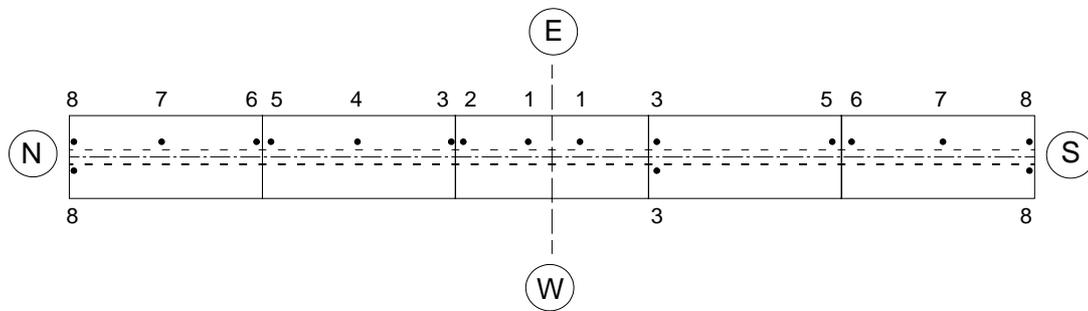


Figure V.12- Position des capteurs pour mesurer le glissement (vue de dessus)

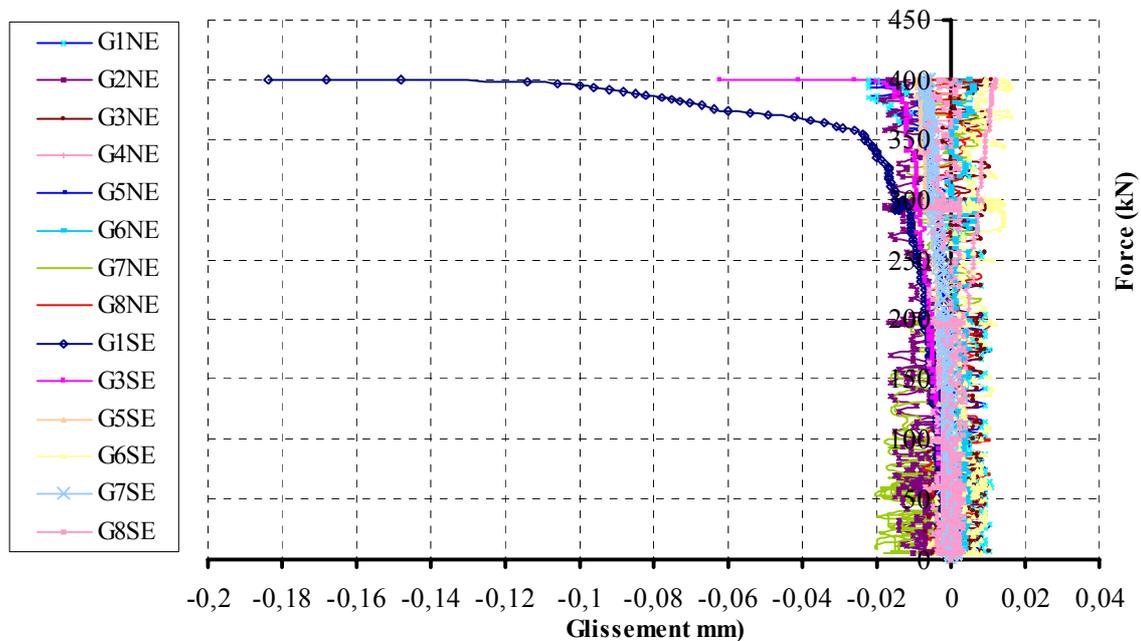


Figure V.13- Glissement entre la dalle et la semelle supérieure du PRS pour la poutre P7

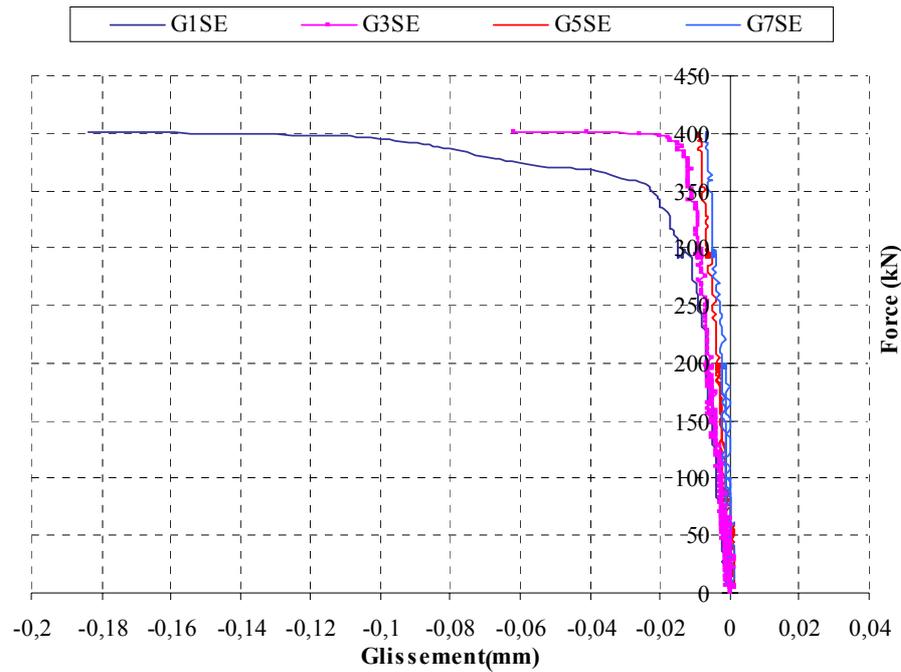


Figure V.14- Comparaison des glissements enregistrés par les capteurs G1SE, G3SE, G5SE et G7SE de la poutre P7

#### V.7.4 Soulèvement

Le soulèvement de la dalle par rapport au profilé métallique a été mesuré pour la première et la dernière poutre, soit P1 et P7. Pour ces deux poutres, les valeurs enregistrées par les capteurs (fig. V.15) sont très faibles, aucune valeur significative n'a été relevée au cours des essais. Les variations du soulèvement de la poutre P7 sont présentées sur la figure V.16. La valeur maximale est d'environ  $\pm 0.003$  mm.

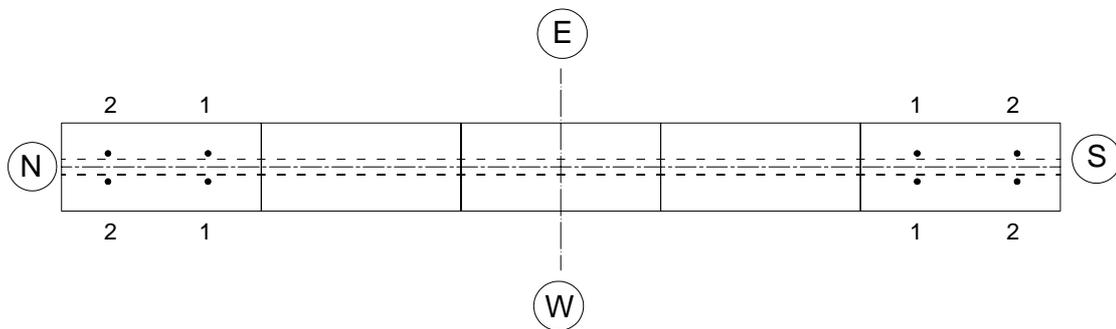


Figure V.15- Position des points de mesure de soulèvement de la poutre P7 (vue de dessus)

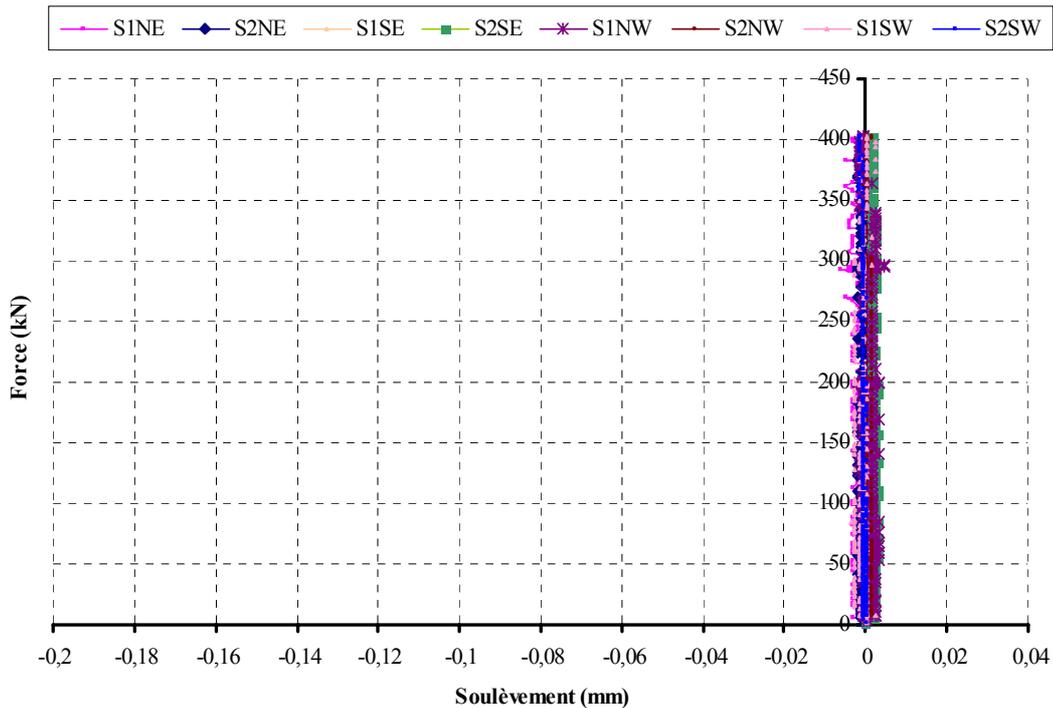


Figure V.16- Soulèvement de la dalle par rapport au PRS en fonction de la charge appliquée sur la poutre P7

## V.7.5 Déformations

### V.7.5.1 Déformations dans la section centrale SC

Pour analyser les variations des déformations en fonction de la charge appliquée, nous traçons les courbes charge/déformation dans plusieurs sections de la poutre. La figure V.17 montre les déformations obtenues par les jauges de la section centrale SC. Dans cette section, trois jauges ont été collées respectivement sous la semelle inférieure du PRS, J1C, sous la semelle supérieure du PRS, J2CW et sous la face inférieure de la dalle en béton, J3CW.

Nous remarquons que les déformations relevées par la jauge J1C sont plus élevées que celles obtenues pour les deux autres positions des jauges, ce qui est tout à fait normal.

Les courbes de déformations obtenues par les jauges J2CW et J3CW sont pratiquement linéaires. Les valeurs des déformations sont identiques. Cependant, une augmentation de la valeur de la déformation sur la face inférieure de la dalle en béton a été enregistrée par la jauge J3CW, à la charge 360 kN.

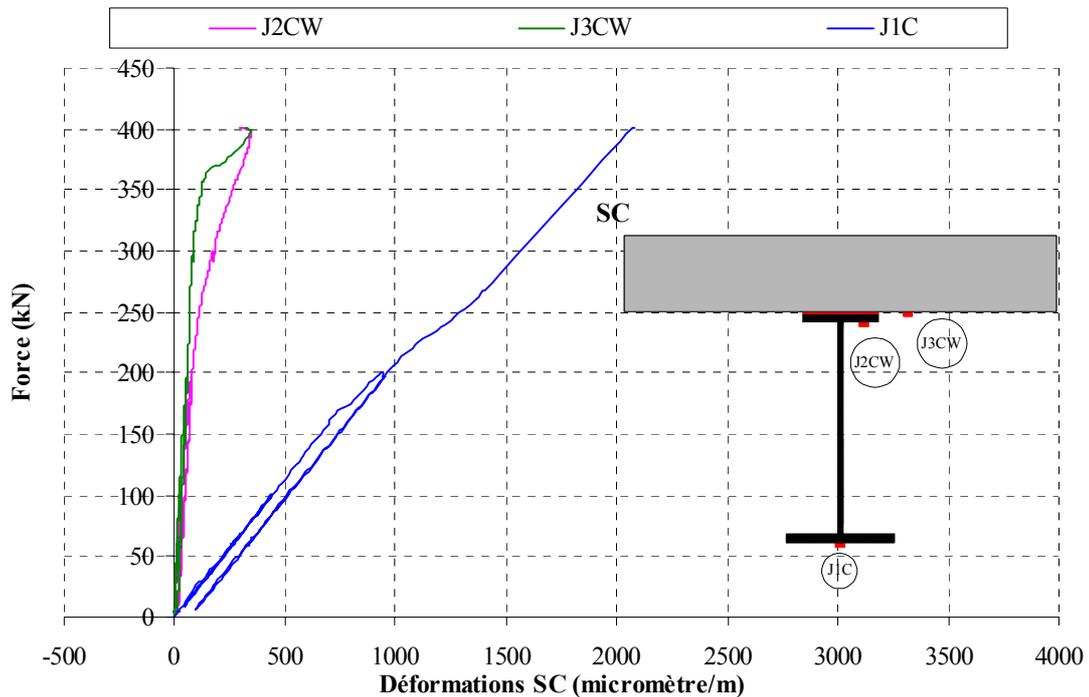


Figure V.17- Déformations dans la section centrale SC

#### V.7.5.2 Déformations dans les sections S1N et S1S

La charge est appliquée au centre de la poutre mixte par l'intermédiaire d'une plaque en acier de 500 x 200 x 60 mm. Cette plaque nous empêche de coller des jauges au milieu de la dalle. Nous sommes donc obligés de coller deux jauges à 150 mm du milieu de part et d'autre, sections S1N et S1S, pour avoir une estimation des déformations au milieu de la dalle en fonction de la charge appliquée.

D'après la figure V.18, on remarque une excellente symétrie entre les deux sections S1N et S1S. La valeur maximale des déformations dans ces sections est de  $-937 \mu\text{m/m}$ , correspondant à une valeur de la contrainte en compression dans le béton de 34 MPa. Cette valeur est très inférieure à la résistance moyenne à la compression du béton qui est de 68 MPa.

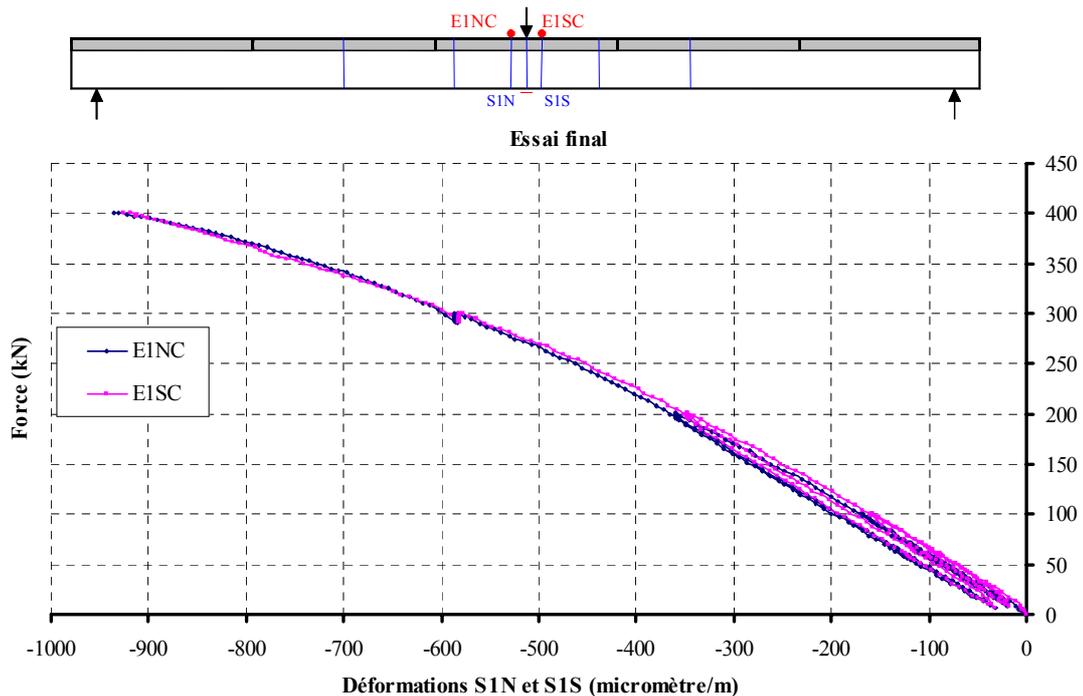


Figure V.18- Déformations dans les sections S1N et S1S.

### V.7.5.3 Déformations dans les sections S2N

Les sections S2N est à 720 mm du centre de la poutre. Pour cette section, nous avons mesuré les déformations sur la face inférieure de la dalle, sur la face supérieure de la dalle et sous la semelle supérieure du PRS. Nous présentons ici uniquement les variations des déformations sur la face supérieure de la dalle (fig. V.19), parce que c'est là qu'elles atteignent leur maximum.

Nous remarquons que les déformations obtenues par les extensomètres E2NW, E2NC et E2NE sont bien identiques, la symétrie Est/Ouest est bien vérifiée. Les déformations dans la dalle en béton à cette section sont faibles. La valeur maximale enregistrée à la charge de 400 kN est de  $-640 \mu\text{m/m}$ , correspondant à une contrainte en compression dans le béton de 23 MPa.

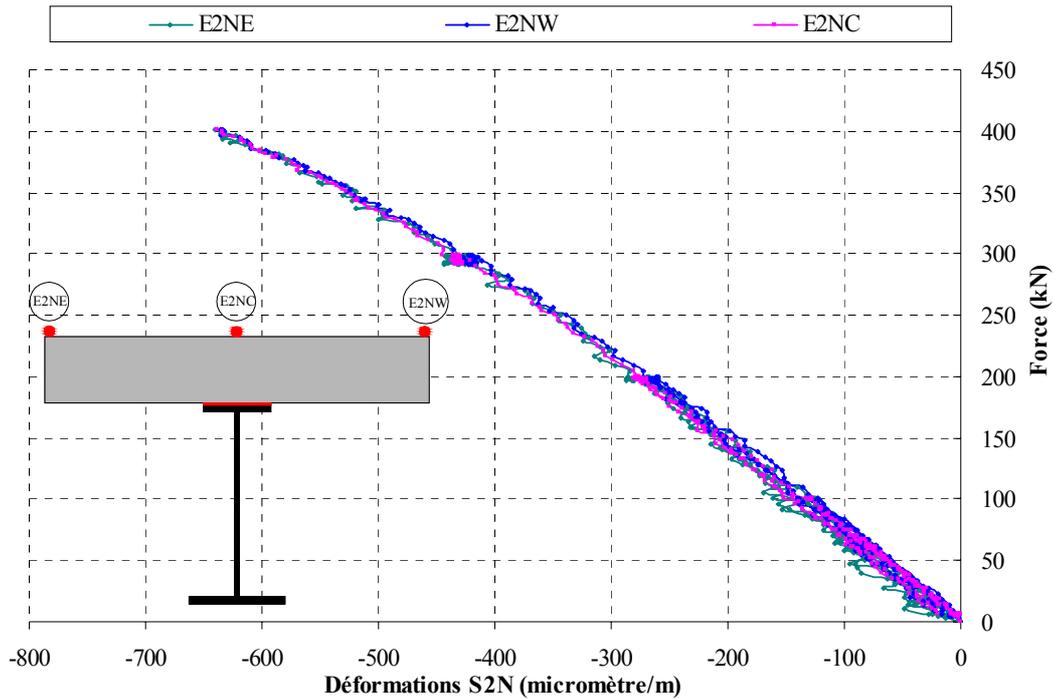


Figure V.19- Déformations dans la section S2N

#### V.7.5.4 Distribution des déformations le long de la poutre

La figure V.20 montre la répartition des déformations obtenues par des jauges collées sous la semelle supérieure du PRS suivant la longueur pour des charges données. Cette figure montre bien la tendance des courbes. La valeur maximale des déformations est au centre de la poutre mixte et la plus faible est à l'extrémité. Les déformations sont généralement positives. On observe que pour une charge inférieure à 200 kN, les déformations sont assez faibles à partir du centre jusqu'à à 600 mm du milieu de la poutre. Au-delà, les déformations sont presque nulles. Quand la charge augmente, les déformations deviennent plus importantes au centre de la poutre. Elles atteignent une valeur de 305  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour une charge de 400 kN. Par contre, à partir d'environ 1700 mm du centre, les déformations sont négligeables.

La figure V.21 montre la distribution des déformations sous les armatures longitudinales de la dalle en béton suivant la longueur de la poutre à partir du milieu. Ces courbes donnent les mêmes résultats, c'est à dire que les déformations maximales sont au voisinage du centre et diminuent vers l'extrémité de la poutre.

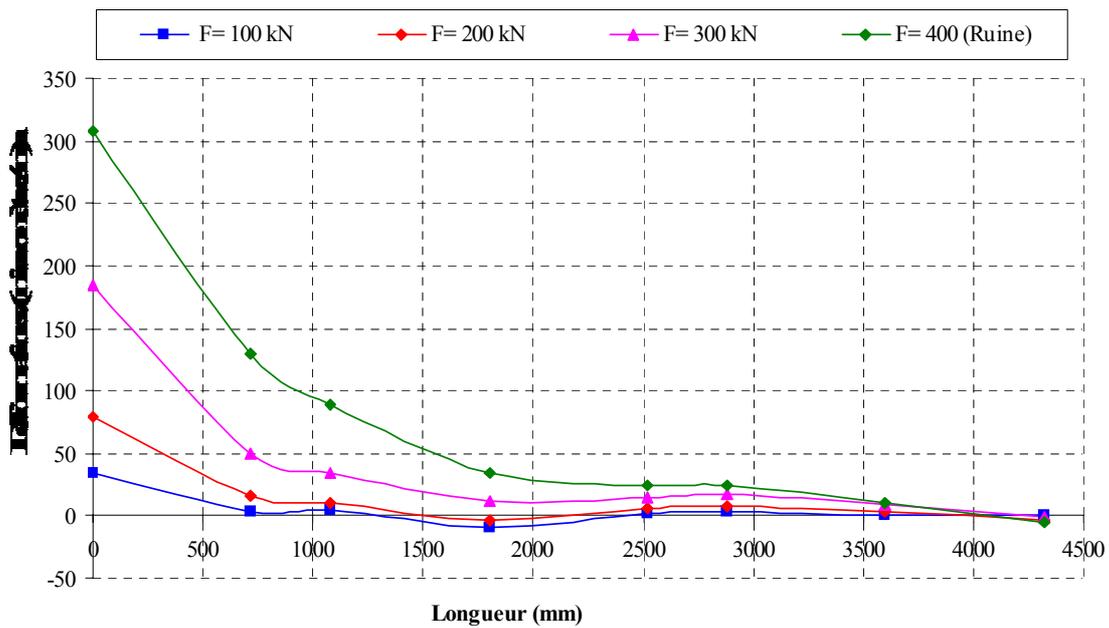


Figure V.20- Distribution des déformations sous la semelle supérieure du PRS suivant la longueur de la poutre P7 à partir du milieu

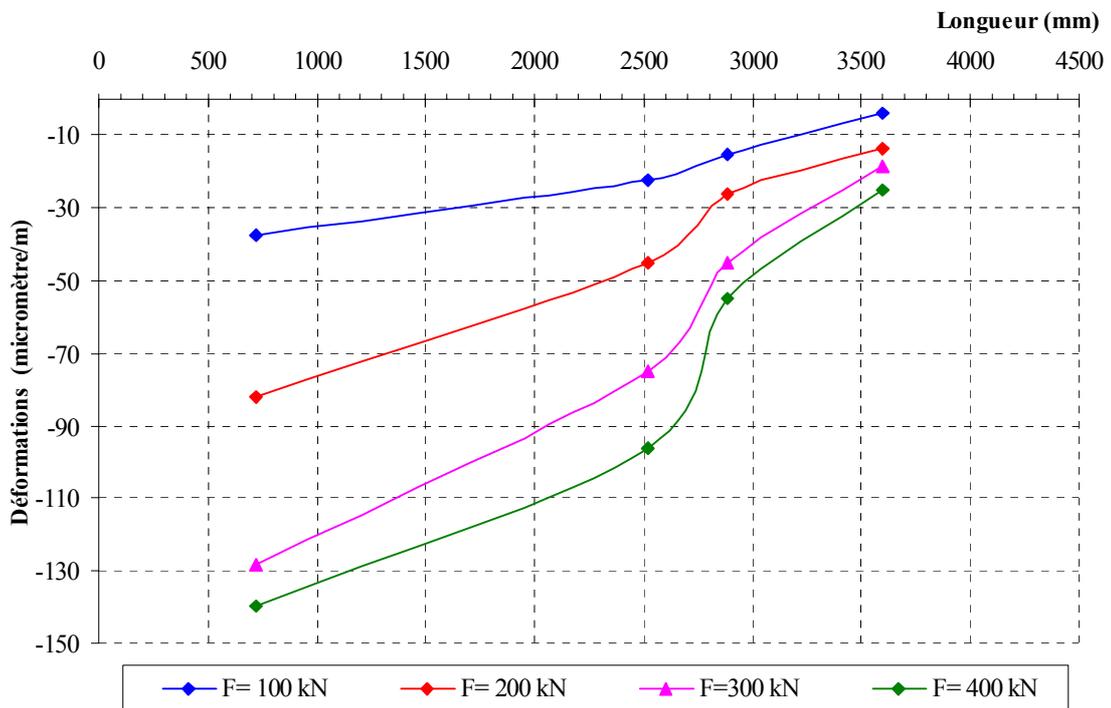


Figure V.21- Distribution des déformations sous les armatures longitudinales en fonction de la longueur de la poutre P7 à partir du milieu.

### V.7.5.5 Déformations transversales

La figure V.22 montre la distribution des déformations suivant la largeur (l'origine est au milieu de la poutre). On note ici que la largeur de la poutre est 800 mm et que la jauge collée à +320 mm n'a pas fonctionné correctement.

Les déformations obtenues par la jauge située au bord de la dalle en béton sont pratiquement négligeables. Par contre, la valeur de la déformation du centre de la poutre est assez élevée. Il est nécessaire d'indiquer que dans le cas d'une charge inférieure à 300 kN, la valeur maximale est située près du centre et lorsque la charge atteint 400 kN, charge de rupture, la déformation maximale enregistrée par jauge est trouvée à 75 mm du centre. Cette distance correspond à la moitié de la largeur de la semelle supérieure du profilé en PRS. Ce résultat nous permet de conclure qu'avant la ruine de la poutre mixte assemblée par collage, il existe une concentration de contraintes importante au niveau de l'interface collée : béton-adhésif-acier.

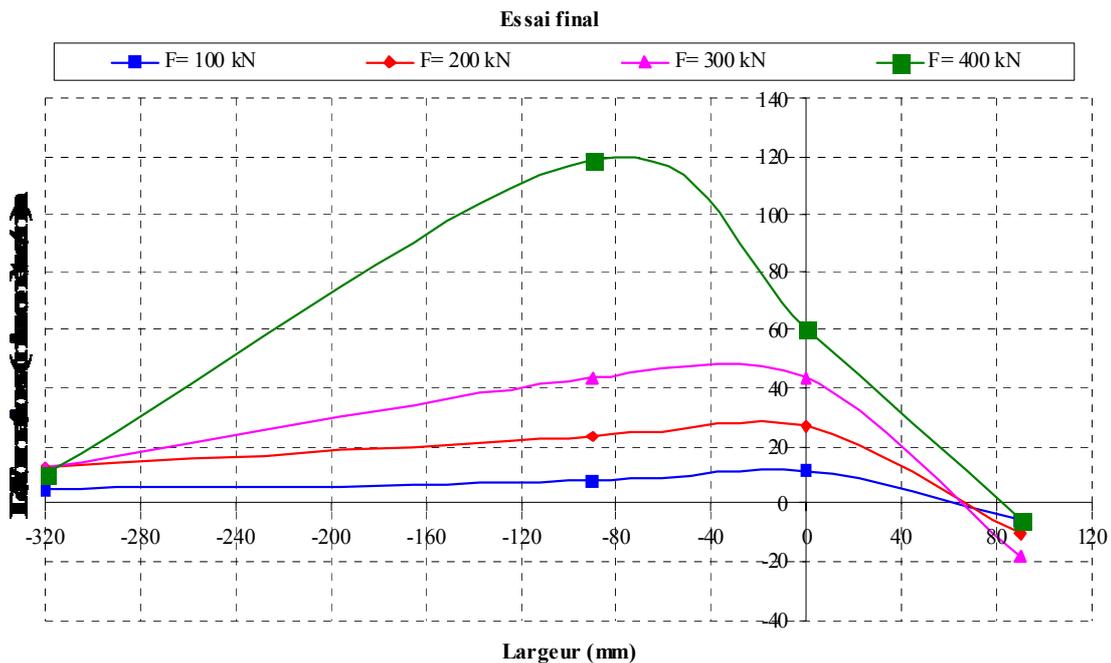


Figure V.22- Répartition des déformations suivant la largeur de la poutre P7 (l'origine est au milieu de la poutre)

### V.7.5.6 Répartition des déformations dans la section droite S2N à 720 mm du milieu de la poutre

La distribution verticale des déformations dans la section S2N montre que la dalle est totalement comprimée et que le profilé est presque entièrement tendu (fig. V.23). La fibre supérieure du PRS se trouve en compression pour des forces 100, 200 et 300 kN et en traction à 400 kN. L'axe neutre se situe globalement dans la semelle supérieure du PRS à environ 408, 413, 418 mm de hauteur respectivement pour 100, 200 et 300 kN. A la ruine (400 kN) l'axe neutre est dans la dalle en béton à 427 mm de hauteur. On note ici que l'axe neutre théorique est situé dans l'âme du PRS à une hauteur de 392 mm.

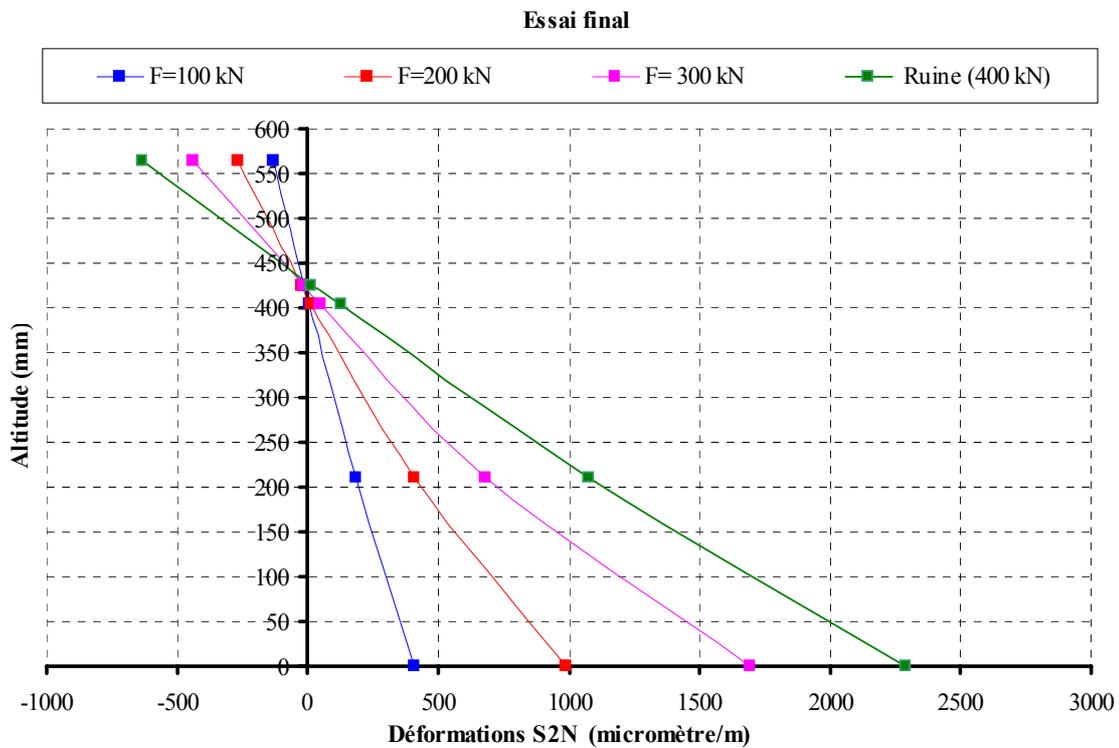


Figure V.23- Diagramme de Navier de la section S2N

## CONCLUSION

Le comportement en service de la poutre P7 à 8.5 m de portée est identique à celui des poutres collées de 3.3 m de portée, par contre le mécanisme de ruine est très différent. La rupture de la poutre P7 en vraie grandeur est adhésive, elle s'est produite à l'interface acier/adhésif, ce qui n'est pas le cas des poutres de petites portées P3, P5 et P6, dont les

substrats ont suivi le même traitement de surface, où la rupture s'est produite par la plastification de l'acier du profilé qui a entraîné l'atteinte de la résistance à la compression du béton de la dalle.

Nous pouvons penser que le traitement de surface de cette poutre n'est pas la cause de ce type de rupture mais que ce sont les grandes dimensions de cette poutre qui interviennent. La poutre P7 s'est rompue prématurément pour une charge ultime égale à 400 kN qui est inférieure à la charge ultime théorique (456 kN). Bien que la charge ultime expérimentale de la poutre collée en vraie grandeur P7 soit inférieure à celle théorique, on peut dire que le collage de cette poutre a bien résisté car la charge ultime est augmentée de 72% par rapport à celle du PRS seul qui vaut 233 kN.

Les faibles valeurs du glissement et du soulèvement enregistrées lors de l'essai réalisé sur la poutre en vraie grandeur P7 confirment que l'adhésif époxyde au comportement rigide assure une connexion parfaite entre la dalle en béton et le profilé métallique.

La déformation à la rupture de la poutre P7 sous la semelle inférieure du PRS vaut 2100  $\mu\text{m}/\text{m}$ , Cette valeur est du même ordre de grandeur que les valeurs de déformations à la rupture, sous la semelle inférieure de l'IPE, des bipoutres de petite portée P1 et P2. Pour la poutre P1, dont la dalle est constituée de plusieurs éléments collés bout à bout, nous avons enregistré une valeur maximale de 2600  $\mu\text{m}/\text{m}$  et une valeur de 1900  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour la poutre P2 constituée d'une dalle d'un seul tenant.

## **CONCLUSION GENERALE**

Ce travail de thèse avait pour objectif d'analyser le comportement mécanique d'un nouveau mode d'assemblage des poutres mixtes acier-béton. Le but était de remplacer les connecteurs métalliques utilisés traditionnellement par un joint d'adhésif. Ce mode d'assemblage permet de diminuer l'apparition des concentrations des contraintes et d'obtenir un transfert continu des efforts entre le béton et l'acier.

Afin d'étudier l'influence des paramètres principaux sur les performances mécaniques d'une poutre mixte collée, nous avons réalisé six poutres mixtes collées de 3.3 m de portée entre appuis chargées en flexion trois points d'une façon monotone croissante jusqu'à la ruine.

Nos poutres sont instrumentées par des jauges électriques pour déterminer la répartition des déformations dans les corps d'épreuve et suivre l'évolution des déformations en différents points judicieusement choisis. A l'aide de capteurs de déplacement, nous avons mesuré la flèche à mi-portée des poutres mixtes collées ainsi que le glissement et le soulèvement relatifs de la dalle de béton par rapport au profilé métallique.

Dans nos premières expériences, nous sommes intéressés à l'influence du mode de construction de la dalle sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées. Nous avons montré que la poutre collée avec une dalle constituée de plusieurs éléments collés bout à bout a le même comportement mécanique global que celui de la poutre constituée d'une dalle d'un seul tenant. Par contre le comportement local de ces deux poutres est différent. Nous avons constaté une nette différence dans les distributions des déformations suivant la longueur entre les deux poutres à cause des joints transversaux entre les éléments de dalle.

Dans ces essais, la préparation des états de surface a été volontairement réduite dans le but de tester l'adhérence de l'adhésif au béton et à l'acier dans les conditions les plus défavorables. Bien que la colle soit de très bonne qualité, les états de surface des poutres mixtes testées ont entraîné une rupture prématurée de l'assemblage au niveau des interfaces acier/colle ou colle/béton.

Les modes de rupture trouvés dans ces premiers essais nous ont amené à appliquer un traitement de surface élaboré par sablage au corindon des surfaces de l'acier et du béton au contact avec l'adhésif. Notre deuxième série d'essais consiste à étudier l'influence de ce traitement de surface élaboré ainsi que celle de la nature d'adhésif sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées. Nous avons donc testé deux poutres mixtes identiques collées par deux adhésifs de comportements mécaniques différents, un adhésif époxyde au comportement rigide et un adhésif polyuréthane au comportement ductile à la température ambiante du laboratoire. Les résultats obtenus nous ont permis de retenir l'adhésif époxyde au comportement rigide qui confère à la poutre mixte une connexion parfaite entre l'acier et le béton et une charge de rupture nettement supérieure à celle de la poutre collée par l'adhésif polyuréthane au comportement souple. De plus, nous avons montré qu'il faudra, pour une utilisation industrielle du collage, formuler un adhésif rigide dont la température de transition vitreuse sera beaucoup plus élevée que la température maximale de service qui est égale à 60°C. En outre, ces essais ont montré que le sablage mécanique des surfaces d'acier et du béton est un traitement de surface efficace pour les poutres mixtes collées. Il a permis d'éviter la rupture adhésive et d'améliorer la résistance des interfaces et par conséquent celle de la poutre collée. Pour ces poutres, la rupture s'est produite par la plastification du profilé métallique qui a entraîné l'atteinte de la résistance à la compression du béton.

La modélisation dans le domaine élastique de la poutre collée par l'adhésif rigide et les essais expérimentaux sont en bonne adéquation, ce qui confirme notre hypothèse de connexion parfaite.

Notre recherche sur ce mode d'assemblage s'est poursuivie en étudiant les imperfections du joint d'adhésif lors du collage, en particulier l'influence d'une épaisseur irrégulière du joint d'adhésif. Contrairement aux poutres précédentes où le joint d'adhésif a une épaisseur régulière le long de la poutre, nous avons créé volontairement une irrégularité dans le joint d'adhésif dans les deux sens : transversal et longitudinal. La comparaison du comportement mécanique des poutres mixtes collées par une épaisseur irrégulière avec celui de la poutre mixte collée par une épaisseur régulière a montré que la charge de rupture et le comportement mécanique des poutres collées sont peu influencés par ce

paramètre. On peut donc tolérer une variation de l'épaisseur du joint d'une amplitude de 2 mm dans le sens transversal et de 4 mm dans le sens longitudinal de la poutre.

Dans le but d'analyser le comportement mécanique d'une poutre mixte collée en vraie grandeur et de voir l'éventuelle influence du facteur d'échelle, nous avons réalisé une poutre mixte collée de 9 m de long et de 8.5 m de portée entre appuis. Cette structure monopoutre est soumise à un chargement monotone croissant jusqu'à la ruine, en flexion trois points. Les résultats obtenus ont montré que le comportement en service de la poutre à 8.5 m de portée est identique à celui des poutres collées de 3.3 m de portée. Les faibles valeurs du glissement et du soulèvement relatifs de la dalle de béton par rapport au profilé métallique enregistrées lors de l'essai réalisé sur la poutre mixte en vraie grandeur confirment l'existence d'une connexion parfaite entre la dalle de béton et le profilé métallique.

Bien que le comportement en service de la poutre en vraie grandeur soit semblable à celui des poutres de 3.3 m de portée, le mécanisme de ruine est très différent. La rupture de la poutre en vraie grandeur est adhésive, elle s'est produite à l'interface acier/adhésif, ce qui n'est pas le cas des structures monopoutres de 3.3 m de portée où la rupture s'est produite par la plastification de l'acier du profilé qui a entraîné l'atteinte de la résistance à la compression du béton de la dalle.

Nous pouvons penser que le traitement de surface de cette poutre n'est pas la cause de ce type de rupture puisque les substrats des structures monopoutres mixtes collées de 3.3 m de portée ont subi le même traitement de surface. C'est probablement les grandes dimensions de cette poutre qui interviennent.

Bien que la charge ultime expérimentale de la poutre collée en vraie grandeur (400 kN) soit inférieure à celle théorique (456 kN), on peut dire que le collage de cette poutre a bien résisté car la charge ultime est augmentée de 72% par rapport à celle du PRS seul qui vaut 233 kN.

## PERSPECTIVES

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique des poutres mixtes collées, nous envisageons les perspectives suivantes pour la suite de notre étude :

- effectuer d'autres essais sur une poutre mixte de 9 mètres de long afin de mieux appréhender le comportement mécanique de la structure mixte collée en vraie grandeur.
- tester des poutres mixtes assemblées par les connecteurs métalliques de mêmes dimensions et matériaux que les poutres collées. Ces essais nous permettront de montrer l'efficacité de la technologie de l'assemblage collé en la comparant à la liaison la plus utilisée dans le domaine des ponts mixtes « la liaison par goujons ».
- les essais statiques sur les poutres mixtes collées ont montré une bonne résistance de cette liaison. Afin de compléter ce travail d'autres caractéristiques de cette liaison doivent être analysées comme le fluage, sa résistance à la fatigue et au choc.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**AITCIN P.C.** - "Bétons haute performance". Edition Eyrolles, ISBN 2-212-01323-X, 2001.

**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". Construction Métallique, n° 4, pp. 3-36, 1985.

**ARIBERT J. M., LABIB A. G.**- "Modèle de calcul élastoplastique de poutres mixtes à connexion partielle". Construction Métallique, n° 4, 1982.

**ARIBERT J. M.** - "Caractéristique du comportement d'un goujon Auto-visseur pour la réalisation de connexion mixtes acier-béton". Revue Construction Métallique, Vol 3, pp. 123-135, 1988.

**ARIBERT J. M.**- "Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de connexion partielle d'une poutre mixte". Construction Métallique, n° 3, pp. 39-55, 1997.

**BARNARD P. R., JOHNSON R. P.** - "Ultimate strength of composite beams". Proc. Institut Civil Engrs, 1965.

**BARNARD P. R., JOHNSON R. P.** - "Plastic behaviour of continuous composite beams". Proc. Institut Civil Engrs, 1965.

**BIN Z., ARIBERT J. M.** - "Méthode des éléments finis spécifique aux ossatures mixtes acier/béton avec glissement et grandes déplacements". Revue européenne des éléments finis. Vol 5, n° 2, 1996.

**BONNARD A.**- "Influence de la rugosité et du revêtement sur l'aptitude au collage des tôles laminées à froid et des tôles galvanisées". Rapport interne SOLLAC Montataire 1989.

**BOURRIER P., BROZZETTI J.** - "Construction métallique et mixte acier-béton". Association pour la Promotion de l'Enseignement de la Construction Acier APK, Ed. Eyrolles, volume 1, ISBN: 2 212 10152 X, 1996.

**BURKHARDT P., HERTIG P., AESCHLIMANN H U.**- "Expériences sur les poutres mixtes en acier- béton liées à l'aide d'adhésifs époxydes". Matériaux et constructions, n°46, pp.261- 277, 1975.

**CHAILLEUX., BRIDIER, BAIL.** - "Etude des contraintes et déformations dans une éprouvette de cisaillement". Rapport CTAC n°c1640, Décembre 1981.

**CHAPMAN J. C., BALAKRISHNAN S.** - "Experiments on composite beams". The Structural Engineering, n°11, Vol 42, 1964.

**CHAPMAN J. C., YAM L.C.P.** - "The inelastic behaviour of simply supported composite beams steel and concrete". Proc. Institut Civil Engrs, 1968.

**CHAPMAN J. C., YAM L.C.P.** - "The inelastic behaviour of simply supported composite beams steel and concrete". Proc. Institut Civil Engrs, Vol 53, Part 2, 1972.

**CHAPMAN J. C.** - "Composite construction in steel and concrete. The behaviour of composite beams" The Structural Engineering, n°4, 42, 1964.

**CLARKE W.** - "The fatigue behaviour of stud shear connectors under rotating shear". Proc. Institut Civil Engrs, Vol 53, part 2, pp. 545-55, 1972

**DEMILCAMP L., BOUZAOU L.** - "Cahier des charges du conseil scientifique du projet national MIKTI". Thème n°2 : Conception et réalisation des dalles de ponts mixtes, sous thème E : collage des dalles. 2001.

**DUBOIS. L.** - "Ponts mixtes accidentés par chocs ou incendies: effets théoriques sur le métal et les structures, méthodes de réparation possibles". Centre régional de Lyon associé au CNAM, examen oral probatoire session 2002-2003.

**EUROCODE 4, prEN1994-1-1-** "Design of composite steel and concrete structures. European Committee for Standardisation".

**GILIBERT Y., RIGOLOT A.** - "Influence de l'état de surface des subjectiles et de l'épaisseur de l'adhésif sur les propriétés mécaniques des joints collés". Journées Collage Structural des Matériaux Métalliques, Applications et Développements. Reims 13-14 Mai 1987.

**GRAF K.** - "Versuche über den verschleibewiderstand von Dübeln für Verbundträger". Der Bauingenieur (Berlin), Vol 25, n°8, pp.297-303, 1950.

**HALLAM M.** - "The behaviour of stud shear connectors under repeated loading". The Institut of Engineers Austr. CE 20, n°1, Civil Eng. Transport, pp.28-36, 1978.

**HERTIG PH., PERRET A.** - "Rapport d'Essais de trois types de liaisons acier-béton à l'aide de mortiers époxyés" Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut de la Construction Métallique, 1973.

**HICK F., BAAR S.** - "Structures métalliques collées" Station d'Essais et de Recherches de la Construction Métallique, SERCOM, Liège, Belgique, 1972.

**HIRT A. M., BEZ R.** - "Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement". Traité de Génie Civil, Volume 10, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1994.

**HIRT A. M., CRISINEL M.** - "Charpentes métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments". Traité de Génie Civil, Volume 11, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001

**JONES H., BOXLER A.** - "Test on a simplified shear connector for steel-concrete composite construction commentary on experimental investigations." Australian Welding Research Awra report, pp.63-78,1979.

**JURKIEWIEZ B., BUZON S.** - "Etude expérimentale du procédé de connexion directe par encastrement de l'âme découpée dans le béton fretté". Rapport de P.N MIKTI, IUT Robert Schuman- Département Génie Civil, 2003.

**KRIEG J. D., ENDERBROCK E. G.** - "The use of epoxy resins in reinforced concrete-static load tests. Part II". Engineering Research Laboratories. The University of Arizona, 1963

**KRIEG J. D., RICHARD R. M.**- "Epoxy bonded composite T-beams for highway bridges". Engineering Experiment Station, College of Engineering, The University of Arizona, Tucson, 1966.

**MIKLOFSKY H. A., BRPOWN M. R., GONSIOR M.J.** - "Epoxy bending compounds as shear connectors in composite beams". State of New York, dept. of Public Works, Engineering Research Series, RR.62-2, 1962.

**NEWMARK K.** -"Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction". Proceeding, society for experimental stress analysis, 9, n° 1, pp.75-92, 1951.

**OEHLERS, D. J., BRADFORD, M. A.** - "Composite steel and concrete structural members- Fundamental behaviour" Pergamon, Elsevier, Oxford, 1995.

**RABIH M.** - "Comportement et modélisation de connecteurs en construction mixte Acier-Béton". Mémoire de thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine 1994.

**SEDDIK R.** - "Connexion par arceaux". Thèse de Docteur- Ingénieur Université Pierre et Marie Curie- Paris VI, 1980.

**SERACINO R., OEHLERS D. J., YEO M. F.** - "Partial-interaction flexural stresses in composite steel and concrete-bridge beams". Engineering Structures, n°23, pp 1186-1193, 2001.

**SI-LARBI A., FERRIER E., HAMELIN P.** - "Comparaison de la tenue mécanique de l'assemblage acier-béton dans le cas de collage et de connexions métalliques à des fin d'application de type de ponts mixtes". Université Claude Bernard Lyon I, XXII<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil 2004 - VILLE & GENIE CIVIL.

**SIKA.** - Z.I de l'Europe, B.P. N° 111, 76220 Gournay-en-Bray, France.

**TERASZ K.** - "Tests on stud shear connector". Ministry of transport (G.B), RRL Technical Note n°36, pp.1-8, 1965.

**THOMANN M.** - "Connexion par adhérence partielle entre acier et éléments préfabriqués en béton". Thèse en cours à Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 2003.

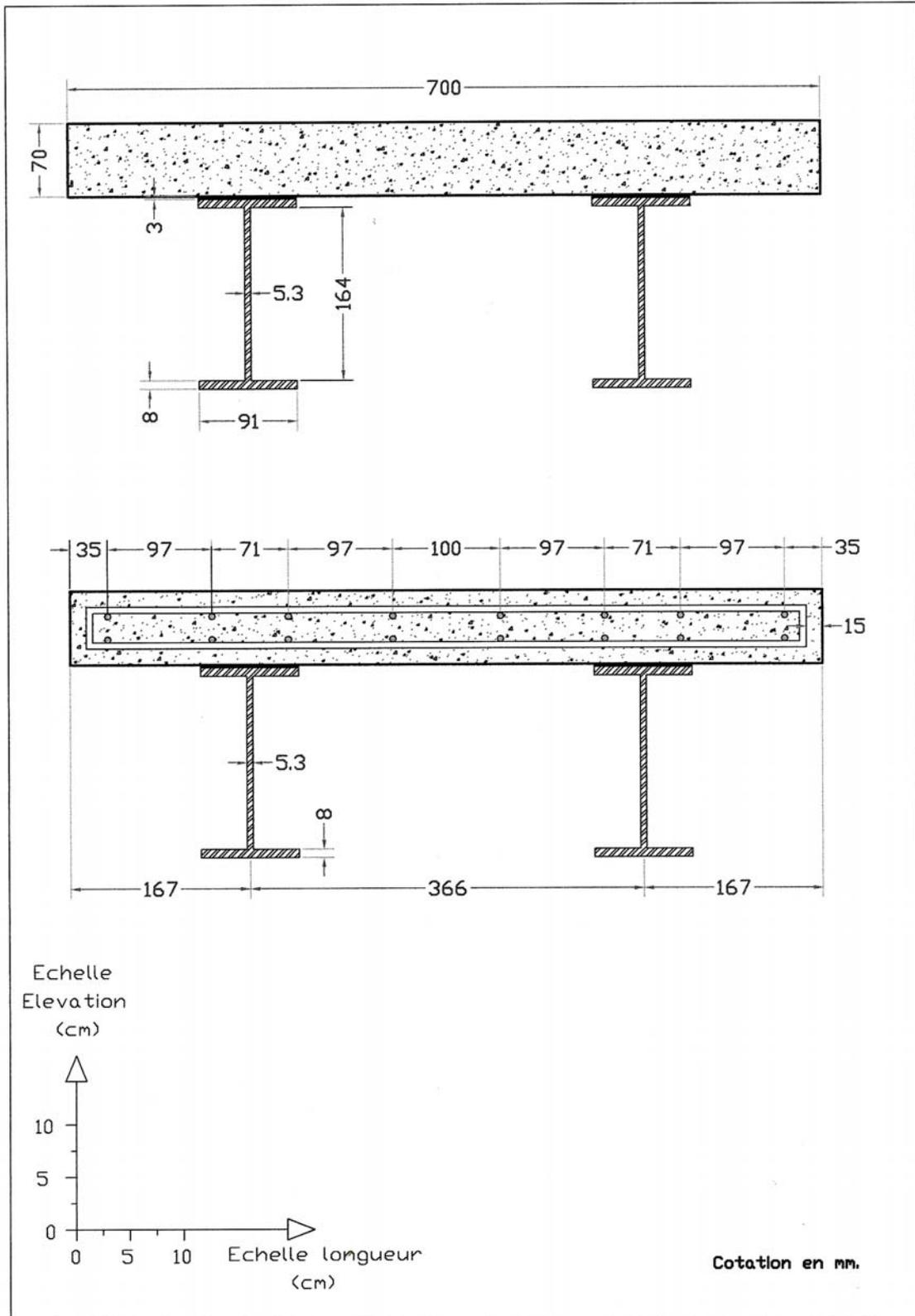
**TROUILLET P.** - "Comportement local de connecteurs acier/béton sollicités au cisaillement étude bibliographique". Rapports des laboratoires, Série : Ouvrages d'art OA-3, 1987.

**VIRDI S., WOD E.** - "Tests on Push-Out specimens with cavities at the base of the connector". University of Melbourne Project n°Fs-1053,1978.

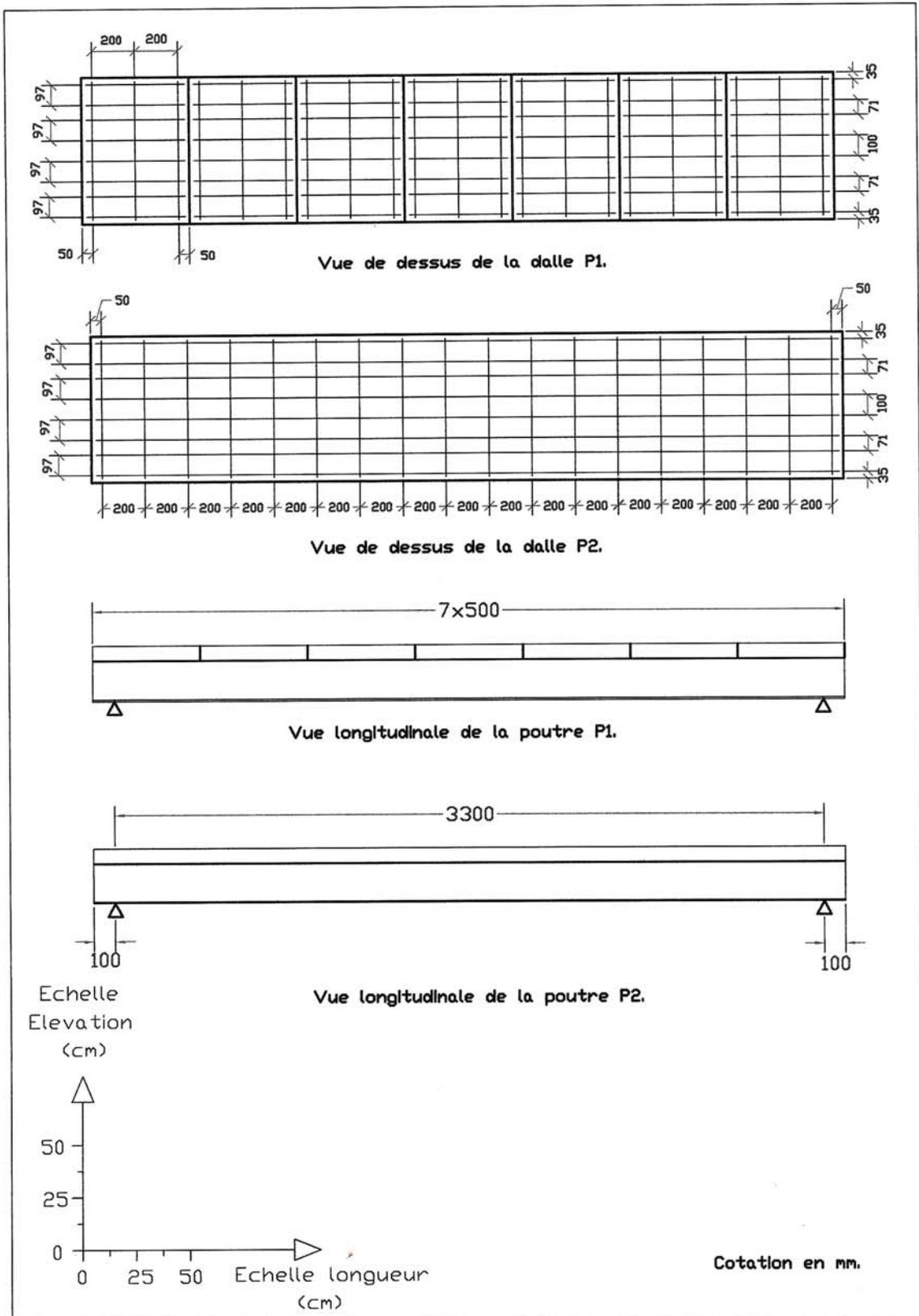
**VISHAY-MICROMESURES** - 98 Bd Gabriel Péri- BP 51- 92242 Malakoff Cedex.  
Tél. 01 46 55. 98 00, Fax 01 42 53 67 94.

## **ANNEXE 1**

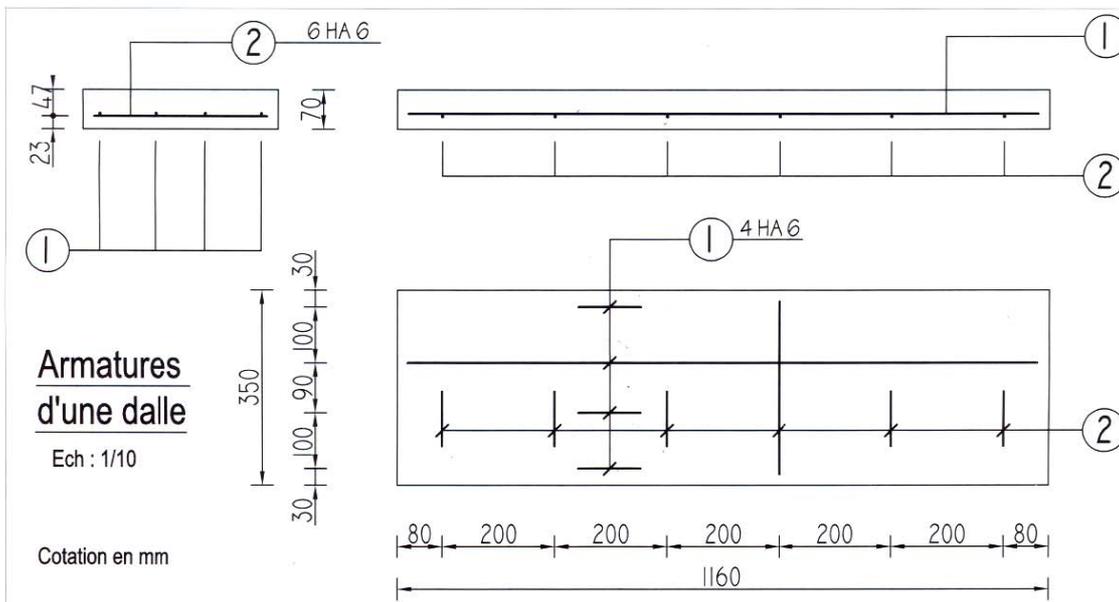
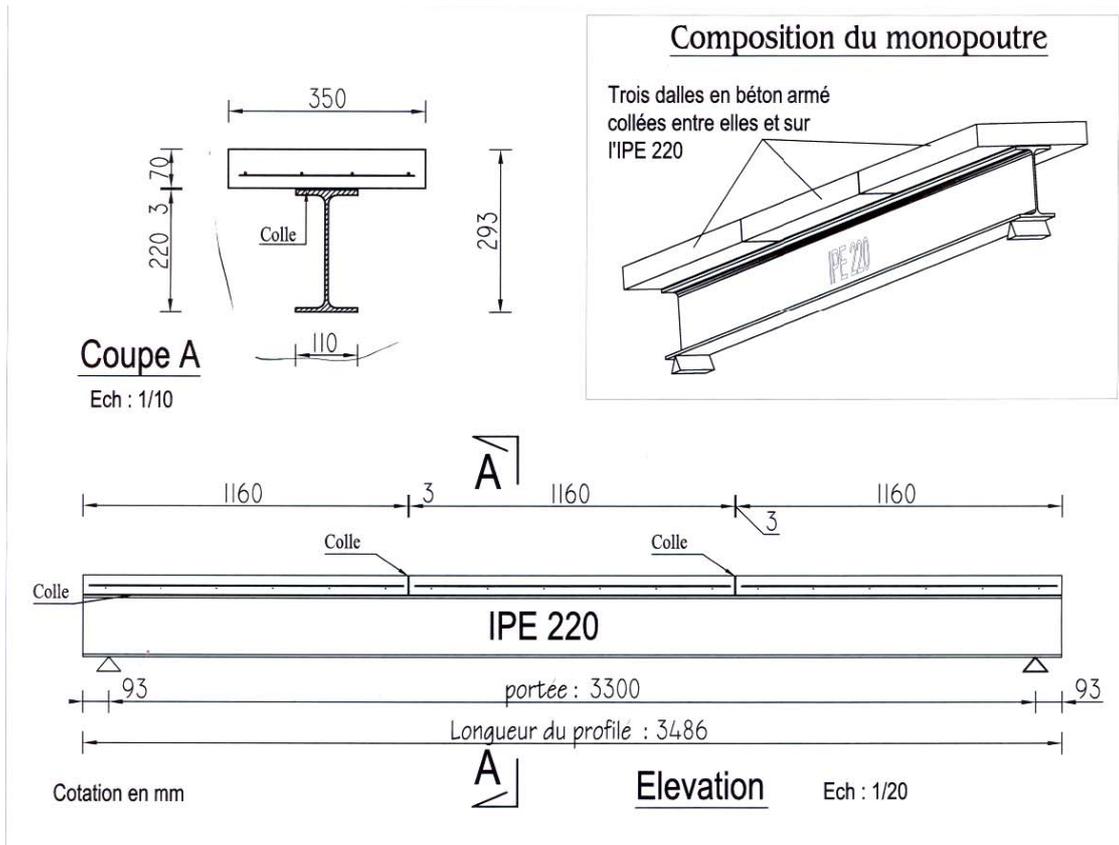
Figure 1- Section transversale des poutres P1 et P2



**Figure 2- Ferrailage d'un lit d'armature des poutres P1 et P2**



**Figure 3- Dimensions et plan d'armatures de la poutre P3**



1	3 x 4 HA 6 x 1120	1120
2	3 x 6 HA 6 x 310 (e = 200)	310

**Figure 4- Dimensions de la poutre P7**

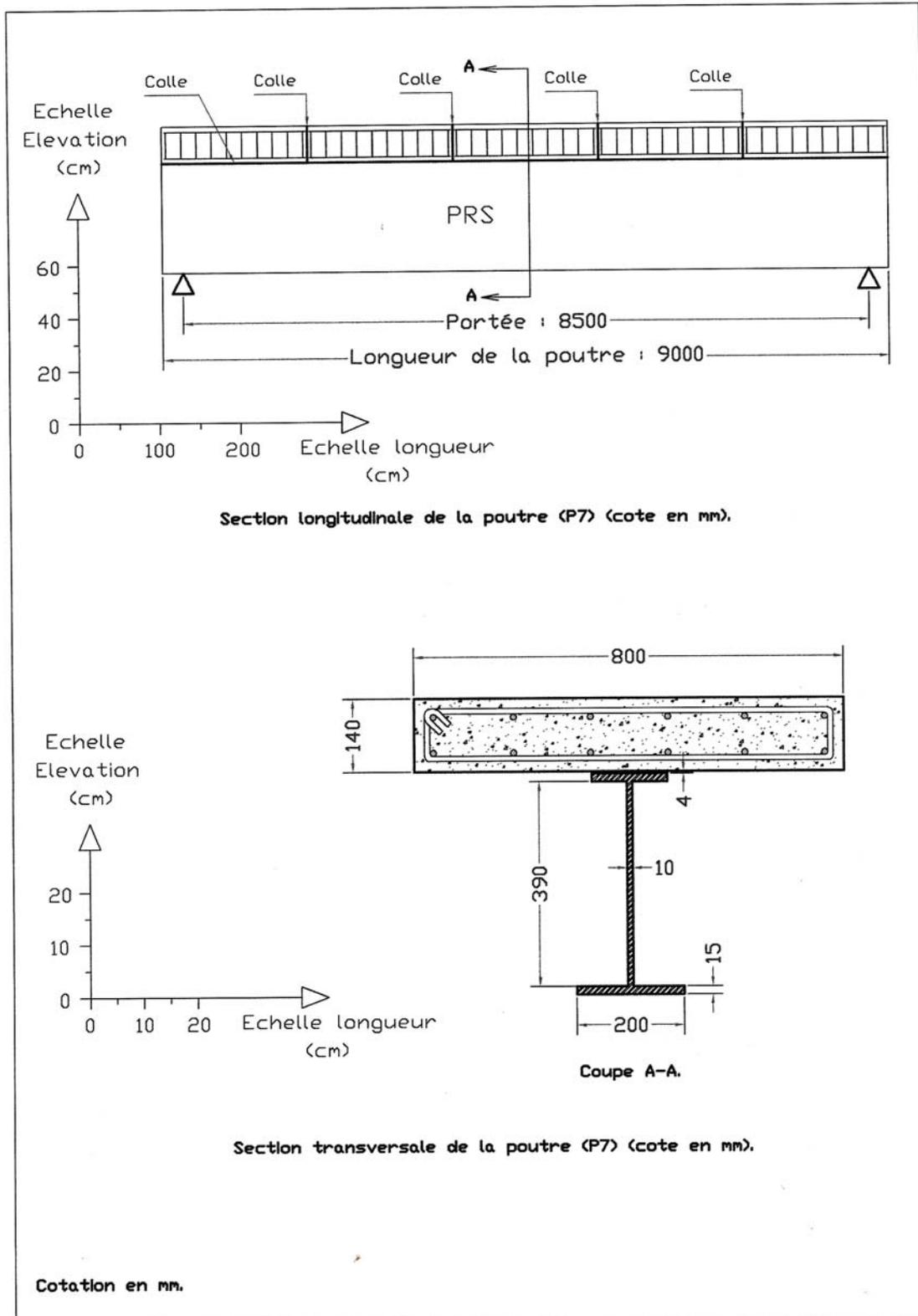
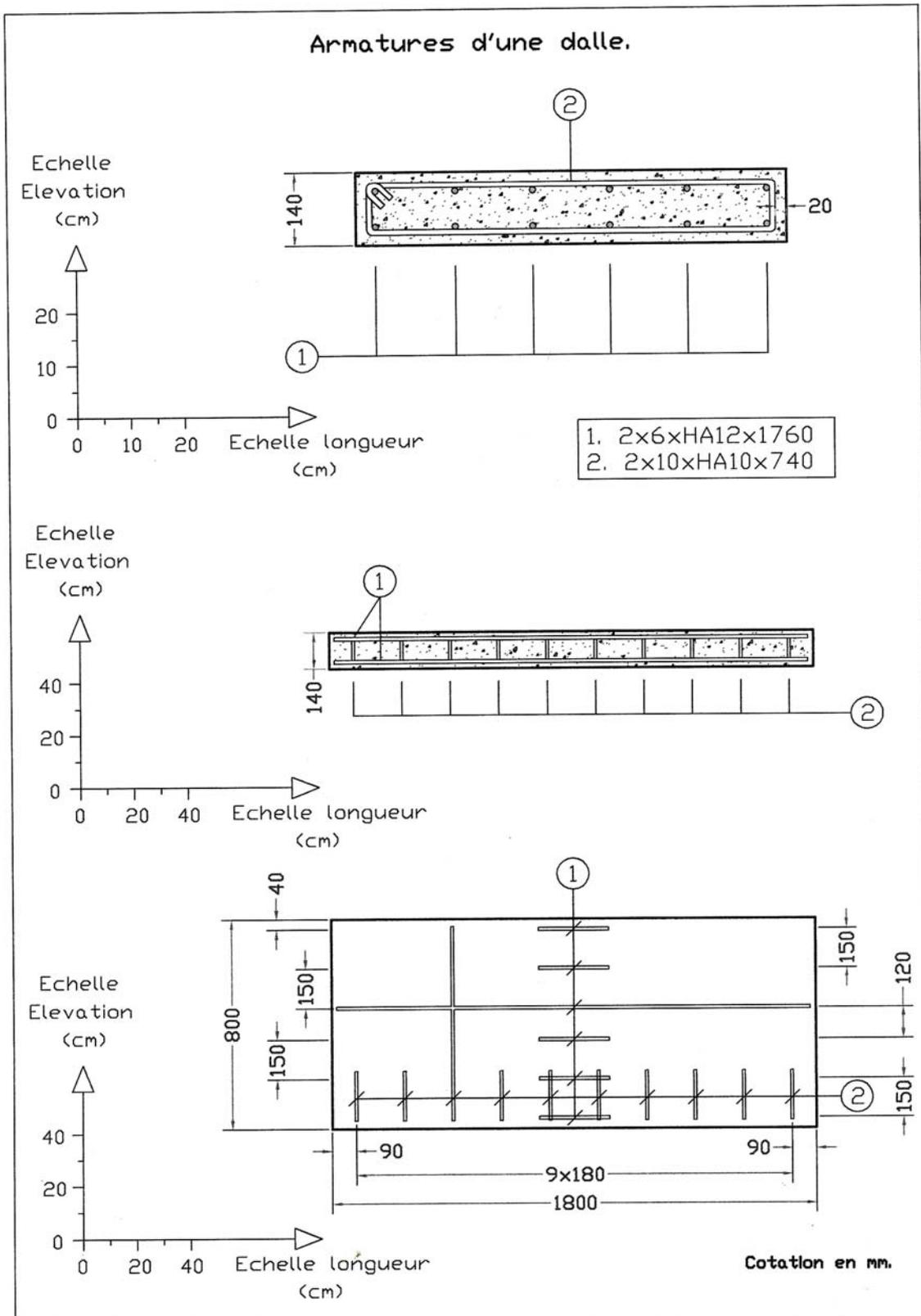


Figure 5- Armature d'une dalle de la poutre P7



## **ANNEXE 2**



**Photo 1.** Mesure du glissement, P7



**Photo 2.** Mesure de soulèvement, P7



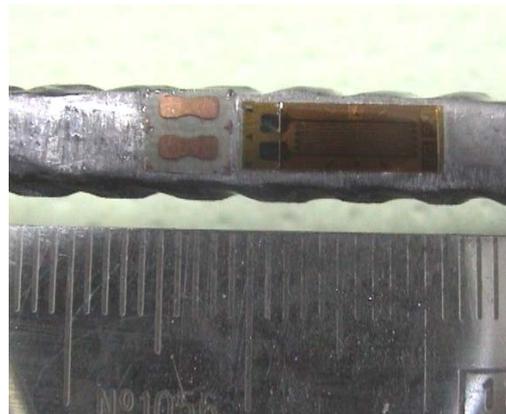
**Photo 3.** Capteur pour mesurer la flèche au milieu de la poutre, P7



**Photo 4.** Extensomètre pour mesurer les déformations sur le béton, P7



**Photo 5.** Jauge pour mesurer les déformations du béton, P7



**Photo 6.** Jauge collée sur l'armature de la dalle en béton, P7



**Photo 7.** Embouts male/femelle pour alignement des dalles de la poutre P7

## **ANNEXE 3**

## **Cahier des charges du conseil scientifique du projet national MIKTI**

### **Glissement-Cisaillement**

#### **Pont routes :**

En général dimensionnés à l'ELU

RICHARD-DUCROS :

130 t/ml en moyenne  $\Rightarrow$  150 t/ml

200 t/ml à proximité des appuis

Largeur de semelle : 0.6 à 0.7 m

Contrainte au cisaillement :  $\tau < 3\text{MPa}$

#### **Pont –rail (RD):**

(Conclure qu'on ne cherchera pas de solution collée pour ces ouvrages à ce stade des études)

A l'ELU : moyenne 184 à 206 t/ml (TGV, 2 voies-mais 60 t/ml pour un pont à 1 voie)

Soit  $\approx 300$  t/ml au voisinage des appuis

Largeur de semelle  $\approx 1$  m

### **Fatigue**

Il faudra transporter le cahier des charges « goujons »

P. DUGAS vérifie les valeurs sur une dizaine de cas

F. TOUTLEMONDE vérifie auprès de J. M. ARIBERT.

### **Traction à l'interface**

Valeurs ?? Mais le phénomène existe nécessairement

F. TOUTLEMONDE interroge T. KRETZ.

P. DUGAS interroge J. RAOUL

### **Température de fonctionnement**

- Règlement -20 °C +50°C

porté à -30 +60°C

### **Incendie**

Non traité dans l'étude

- > dépend du complexe de protection de la structure
- > dépend de l'ampleur de la zone affectée

### **Mise en œuvre**

- Quand : après pose complète des dalles, a priori sans abandonner l'hypothèse du collage préalable
- Température : +5 °C et + 35°C.
- L'humidité : par ordre de préférence
  - mouillé (acier et béton),
  - humide (béton),
  - séché.
- Enrouillement : - léger
  - nul (primaire)
- Préfabrication : par élément ou entière + poussage
- Mise en œuvre de la colle : par injection après pose de préférence. Quid du contrôle qualité
- Tolérances

Charpentes                      Dévers d'une poutre/l'autre : 1 à 2 mm  
     Transversal sur charpente : biais, brisure : 6 mm  
     Raboutage de tole : 7 mm  
     Rectitude : 2 mm

Béton                              On pourrait atteindre 2 mm  
      $\Rightarrow \Delta = 7 \text{ mm}, 10 \text{ mm}$  de préférence.

- Largeur de semelles : usuelle 600 à 800 mm. On peut atteindre 1000 mm
- Contrôle de pérennité dans la vie de l'ouvrage

### **Choc accidentel**

Difficile à quantifier au niveau du joint. Conduira, comme pour les sollicitations principales, à du cisaillement (transversal) concomitant avec de la traction locale.

### **Durée de vie nominale**

100 ans

## Caractéristiques des matériaux à coller

Acier	{	S355
		Dilatation thermique $K = 12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
		$E_a = 210000 \text{ MPa}$
Béton	{	B35 à B80
		Dilatation thermique $K = 8 \text{ à } 12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
		$E_b$ de 35000 à 45000 MPa
		$F_t$ : de 3 à 5 MPa
		$\nu = 0.2$
		PH $\approx 13$

## **CONTRIBUTION A L'ETUDE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DE STRUCTURES MIXTE ACIER-BETON ASSEMBLEES PAR COLLAGE**

Cette étude porte sur l'analyse expérimentale et théorique du comportement mécanique des poutres mixtes acier béton assemblées par un joint d'adhésif. Dans un premier temps, nous avons étudié l'influence des principaux paramètres tels que le mode de construction de la dalle de compression, l'état de surface des substrats, la nature de l'adhésif et l'épaisseur irrégulière du joint d'adhésif sur les performances mécaniques des poutres mixtes collées de 3.3 m de portée entre appuis. L'instrumentation de ces poutres par des jauges électriques et des capteurs inductifs nous a permis de déterminer la répartition des déformations dans les corps d'épreuve ainsi que de mesurer le glissement et le soulèvement relatifs de la dalle par rapport au profilé métallique. Dans un deuxième temps, nous avons réalisé un test expérimental en flexion trois points sur une poutre mixte collée (8.5 m de portée entre appuis) dans le but d'analyser le comportement mécanique de la structure collée en vraie grandeur.

Nous montrons dans cette étude, qu'en utilisant un adhésif époxyde au comportement rigide comme élément d'assemblage dans les poutres mixtes acier-béton et en appliquant un traitement de surface adéquat par sablage des surfaces des deux substrats l'acier et le béton, la liaison par collage peut assurer une connexion parfaite entre l'acier et le béton sans aucun mouvement relatif à l'interface. Nous montrons également que la dalle de compression peut être réalisée par plusieurs éléments, en béton préfabriqué, collés bout à bout. Et finalement, en comparant le comportement mécanique des poutres mixtes collées avec une épaisseur irrégulière du joint d'adhésif dans le sens transversal et longitudinal avec celui d'une poutre mixte collée avec une épaisseur de joint d'adhésif régulière, on peut tolérer une variation de l'épaisseur du joint d'adhésif d'une amplitude de 2 mm dans le sens transversal et de 4 mm dans le sens longitudinal de la poutre. En conclusion, le collage peut se substituer aux connecteurs métalliques et assurer la mixité recherchée

**Mots clés :** Structure mixte acier-béton, Collage, Analyse expérimentale, Modélisation, Comportement mécanique.

## **CONTRIBUTION TO THE EXPERIMENTAL AND THEORITICAL STUDY OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES ASSEMBLED BY BONDING**

This study concerns the experimental and theoretical analysis of the mechanical behaviour of the steel-concrete composite beams assembled with an adhesive joint. First, we studied the effect of the main parameters such as the construction method of the concrete slab, the surface state of the substrates, the adhesive nature and the irregular thickness of the adhesive joint on mechanical performances of the glued composite beams of 3.3 m of span between supports. The use of strain gauges and inductive sensors enabled us to characterize the strains distribution in these beams and to measure the relative displacements between concrete slab and steel girder. In the second time, we carried out a bending experimental test on a full-scale of glued composite beam, (8.5 m of span between supports) in order to analyze the mechanical behaviour of the full-scale glued structure.

Using an epoxy adhesive with the rigid behaviour to bond concrete slab to steel girder and sanding the surfaces of the two substrates steel and concrete, we showed that the connection by bonding with adhesive can ensure a perfect connexion between steel and concrete without any displacement at the interface. We also showed that the concrete slab can be carried out by several precasted concrete elements glued together. Finally, the comparison between the mechanical behavior of the composite beams glued with an irregular thickness of the adhesive joint, in the transverse and longitudinal direction, and that of a composite beam glued with a regular thickness of adhesive joint, allowed us to tolerate a variation in the thickness of the adhesive joint of 2 mm in the transverse direction of the beam and of 4 mm in the longitudinal one. In conclusion, bonding can replace the metal connectors and allows to concrete slab and steel girder to act as unit alone.

**Key words:** Steel-concrete composite structure, Experimental analysis, Adhesive bonding, Modeling, Mechanical behavior.

