



HAL
open science

Étude expérimentale des éléments structuraux multi-matériaux collés sollicités en flexion : effet du fluage, fatigue et durabilité

Firas Tout

► **To cite this version:**

Firas Tout. Étude expérimentale des éléments structuraux multi-matériaux collés sollicités en flexion : effet du fluage, fatigue et durabilité. Génie civil. Université Claude Bernard - Lyon I, 2014. Français. NNT : 2014LYO10093 . tel-01064338

HAL Id: tel-01064338

<https://theses.hal.science/tel-01064338>

Submitted on 16 Sep 2014

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ CLAUDE BERNARD LYON 1

ÉCOLE DOCTORALE MEGA

THÈSE

présentée pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE LYON

par

Firas TOUT

**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX MULTI-MATÉRIAUX COLLÉS
SOLLICITÉS EN FLEXION
EFFET DU FLUAGE, FATIGUE ET DURABILITÉ**

présentée publiquement le 18 juin 2014

devant le JURY composé de :

A. BOUCHAIR	Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand	Rapporteur
A. SI LARBI	Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne	Rapporteur
Y. DELMAS	Université de Reims Champagne-Ardenne	Examineur
A. SIMON	EIFFAGE TP	Examineur
E. FERRIER	Université Claude Bernard Lyon 1	Directeur de thèse
B. JURKIEWIEZ	Université Claude Bernard Lyon 1	Co-directeur de thèse

RESUME

Ce travail porte sur la compréhension du comportement en flexion, statique instantané, en fatigue et en fluage des structures multi matériaux du génie civil, constituées d'acier et de béton et assemblées par un adhésif de type époxy. L'analyse et la résolution du problème posé se feront à deux échelles : au niveau de l'interface et à l'échelle d'un élément de structure. De plus, l'attention sera tout particulièrement portée sur le comportement au cours du temps (fluage, relaxation, retrait...), la fatigue et la durabilité sous différents environnements.

La première étape consiste à mener une analyse expérimentale sur la caractérisation de la connexion acier-béton, à l'échelle de l'interface, en vue de repérer les principaux facteurs influençant leur comportement mécanique. Pour cela, L'essai push out, analogue à celui utilisé pour caractériser les connecteurs des ponts mixtes, a été plus particulièrement utilisé. Dans cet essai, deux dalles de béton sont connectées à un profilé métallique. Nous avons d'abord amélioré la méthodologie de confection des corps d'épreuve par rapport à ce qui a été fait dans les travaux antérieurs. Ces modifications, acceptables d'un point de vue coût et temps de réalisation, nous ont permis d'éviter les ruptures anormales parfois observées et de diminuer l'écart type des résultats. Dans ces conditions, nous avons alors montré que, dans le cas d'un béton ordinaire C25/30, la contrainte moyenne de cisaillement à rupture τ_u varie entre [5.5 et 7.9] MPa ce qui représente entre 1.9 et 3.0 fois la résistance en traction du béton. Ce résultat est indépendant de la longueur de collage.

A la même échelle, des essais de vieillissement accéléré par immersion dans un bain d'eau chaude ont été réalisés. Ils n'ont pas diminué la contrainte de cisaillement moyenne à rupture de façon significative mais ont en revanche modifié le mode de ruine qui devient mixte (adhésif et cohésif dans la colle). Cette modification est à la fois due au primaire et à l'adhésif lui-même dont les performances intrinsèques diminuent avec le vieillissement.

A l'échelle d'un élément de structure, nous avons enrichi les données expérimentales existantes sur le comportement instantané des poutres mixtes acier-béton collées avec la réalisation de 7 essais de flexion avec deux modes de sollicitation (flexion 3 et 4 points). Ces essais nous donnent une base solide pour nos essais en fatigue et sous fluage. On constate que le mode de ruine est mieux prédit en se basant sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement dans les poutres avec les contraintes de cisaillement limite déduites des essais push-out. Cette conclusion montre la pertinence des essais push-out dans l'objectif de les prendre comme critère de dimensionnement. Aussi, et contrairement aux travaux antérieurs, nous pouvons conclure que la contrainte moyenne de cisaillement à l'interface entre le béton et l'acier est supérieure à la résistance en traction du béton utilisé.

Pour le comportement à long terme, trois poutres ont été testées sous charge cyclique pour plus de 2 million de cycles et à plusieurs niveaux de charge. Une autre poutre a subi une charge constante pendant 7 mois pour étudier l'influence de fluage sur ce type de structure. Après les essais de fatigue et fluage, le comportement des poutres est analogue à celui des poutres de référence. Nous avons toujours une ruine par rotule plastique et non par cisaillement du joint de colle ce qui confirme sa bonne résistance vis-à-vis ces deux phénomènes.

Mots-Clés : poutre mixte, connexion par collage, essai Push-out, vieillissement, fatigue, fluage.

ABSTRACT

This PhD thesis focuses on understanding the static, fatigue and creep behavior of composite-flexural members made of steel and concrete and assembled by adhesive epoxy. The analysis and resolution of the problem will be carried out at two levels: the interface and the structural element. In addition, attention will be particularly focused on the time-dependent behavior (creep, relaxation, shrinkage ...), fatigue and durability in various environments.

The first step is to conduct an experimental analysis on the characterization of the steel-concrete connection in order to identify the main factors influencing their mechanical behavior. To do this, a Push-out test, similar to that used to characterize a steel-concrete element with studs, was especially used. In this test, two concrete blocks are connected to a steel member. Firstly, we improved the methodology of making the test's specimen relative to what has been done in previous works. These changes, acceptable from the point of cost and time of realization, allow us to avoid abnormal breaks (sometimes observed) and reduce the standard deviation of test results. With these conditions, we then showed that, in the case of ordinary concrete C25/30, the ultimate average shear stress τ_u varies between [5.5 and 7.9] MPa which is between 1.9 and 3.0 times the tensile strength of concrete. This result is quite independent of the length of bonding.

At the same scale, an accelerated aging test, by immersion in a hot water bath, has been made. They have not decreased significantly τ_u but changed the failure mode which becomes mixed (adhesive and cohesive in the adhesive). This change is due to a decrease of the intrinsic performance of the primary and the adhesive with aging.

From a structural point of view, we have improved the existing experimental data on the instantaneous behavior of steel-concrete bonded beams by performing seven beam tests with two modes of loading (3 and 4 point bending test). These tests give us a solid foundation for our fatigue and creep tests. It is found that the failure mode is better predicted based on a comparison between the shear stress in beams with shear limit provided by push-out tests. This finding indicates the relevance of the push-out tests as a design criterion. Also, unlike previous work, we can conclude that the average shear stress at the interface between the concrete and steel is greater than the tensile strength of the concrete used.

For the long-term behavior, three beams were tested under cyclic loading for over 2 million cycles with several load levels. Another beam has been test with a constant load for 7 months to investigate the influence of creep on this type of structure. After fatigue and creep tests, the behavior of the beam is similar to that of reference beams. We have always a failure with plastic hinge and not a shear failure which confirms the good resistance of the adhesive joint in case of creep or fatigue.

Title: Experimental study of composite bonded structures: effect of creep, fatigue and durability.

Keywords: composite beam, bonding, Push-out test, aging, fatigue, creep.

REMERCIEMENTS

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire a été effectué au sein du Laboratoire de Génie Civil d'Ingénierie Environnementale LGCIE - site BOHR.

Mes premiers mots de reconnaissances vont vers *Monsieur Bruno Jurkiewicz*, mon co-directeur de thèse. Sa disponibilité ses remarques pertinentes, son soutien tout au long de cette thèse m'ont permis d'acquérir la rigueur scientifique indispensable à la réalisation de ce travail. Sa gentillesse et sa patience ont instauré les meilleures conditions dont on puisse rêver pour travailler. Merci de m'avoir toujours encouragé et d'avoir toujours été optimiste. Je vous prie donc d'accepter mes très sincères remerciements pour toute l'aide que vous m'avez apporté.

Je voudrais également exprimer ma profonde gratitude à *Monsieur le professeur Emmanuel Ferrier*, mon directeur de thèse. Je le remercie de m'avoir accueilli dans le laboratoire, de me donner la chance de faire partie du monde de la recherche, de m'avoir encadré tout au long de ma recherche et de m'avoir fait part de ses conseils avisés.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à l'ensemble des membres du jury. Je remercie *MM. le professeur Yves Delmas* pour avoir été examinateur de ma thèse et aussi présidé le jury. De même, je remercie *MM. le professeur Abdelhamid Bouchair et le professeur Amir Si Larbi* pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de rapporter cette thèse. Je tiens à remercier *MM. Alain Simon* pour avoir accepté d'être examinateur de ma thèse.

Merci à tous les membres du laboratoire et en particulier à *Nadège Reboul et Laurant Michel* pour leur gentillesse et leur aide. Egalement, je remercie mes collègues, doctorants et doctorantes, pour leur ambiance agréable dans laquelle s'est déroulé ce travail.

Je tiens à remercier tous les membres de ma famille pour leur confiance en moi. Je souhaite aussi remercier tous mes amis qui m'ont permis d'échapper au stress induit par la thèse. Je cite *Z. Ahmad, Abdullah, Ammar, Zaher, Shedy, Mohamad, Mouhssin, Ibrahim,...*

Plus personnellement, je remercie ma sœur, *Sana*, et ma source de bonheur, *ma fiancée Linda*, de m'avoir prodigué des encouragements répétés.

Mes plus profonds remerciements vont à mon père, *Ahmad*, et ma mère, *Mayada*. Tout au long de mon cursus, ils m'ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Ils ont su me donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de ma plus affectueuse gratitude.

Table des matières

1 Introduction générale

1.1 Contexte	2
1.2 Association des deux matériaux	3
1.2.1 Connexion par goudjons	3
1.2.1.1 Technique traditionnelle : bétonnage sur site.....	4
1.2.1.2 Technique occasionnelle : préfabrication.....	4
1.2.2 Connexion par adhérence	5
1.2.3 Connexion par collage.....	6
1.2.3.1 Introduction	6
1.2.3.2 Les théories de l'adhésion.....	7
1.2.3.3 Les adhésifs	10
1.2.3.4 Température de transition vitreuse (Tg).....	12
1.2.3.5 Traitement de surface	12
1.2.3.6 Sollicitation et rupture d'un assemblage collé.....	14
1.2.4 Collage structural en génie civil.....	15
1.2.4.1 Le bois lamellé-collé	16
1.2.4.2 Utilisation pour la réparation et le renforcement.....	16
1.2.4.3 Utilisation pour la réalisation d'assemblages structuraux collés acier-béton.....	17
1.3 Problématique et objectifs de la thèse	19
1.4 Organisation de la thèse	20

2 Définition et caractérisation des matériaux utilisés

2.1 Introduction	22
2.2 Caractérisation expérimentale du comportement du béton	22
2.2.1 Béton utilisé	22
2.2.2 Réalisation des éprouvettes	23
2.2.3 Résistance du béton.....	23
2.2.3.1 Béton ordinaire (BO).....	23
2.2.3.2 Béton haute performance (BHP) :	24
2.2.4 Comportement différé du béton	25
2.2.4.1 Le retrait	25

2.2.4.2 Fluage du béton	26
2.2.5 Fatigue du béton.....	29
2.3 Caractérisation expérimentale du comportement des aciers utilisés.....	31
2.3.1 Les essais de traction sur l'acier du/des profilés métalliques.....	31
2.3.1.1 Définition des éprouvettes.....	31
2.3.1.2 Résultats et analyse des essais.....	32
2.3.2 Fluage de l'acier.....	33
2.3.3 Fatigue de l'acier.....	33
2.4 Caractérisation expérimentale de l'adhésif.....	34
2.4.1 Nature des adhésifs utilisés	34
2.4.2 Comportement instantané.....	35
2.4.2.1 Réalisations des éprouvettes.....	35
2.4.2.2 Géométrie des éprouvettes	35
2.4.2.3 Instrumentation.....	36
2.4.2.4 Description de l'essai	37
2.3.2.4 Résultats expérimentaux.....	37
2.4.3 Vieillissement.....	40
2.3.3.1 Colle Vieillie	41
2.3.3.2 Primaire Vieilli	42
2.4.3.3 Synthèse	43
2.5 Caractérisations des armatures longitudinales.....	44
2.5.1 Nature des aciers et essais	44
2.5.2 Résultats des essais de traction sur l'acier longitudinal	44
2.5.3 Fatigue de l'acier d'armature	45
2.5.4 Fatigue du béton armé.....	48
2.6 Synthèse.....	48

3 Les essais de caractérisation d'interface

3.1 Introduction	50
3.2 Choix des essais.....	50
3.2.1 Objectifs	50
3.2.2 Les essais de torsion.....	52
3.2.3 Les essais de traction/cisaillement	53
3.2.4 Les essais de cisaillement.....	54
3.2.5 Les essais de type simples et doubles recouvrements	55

3.2.6 Les essais de poussées dits « push-out »	56
3.2.7 Etude du fluage et de la fatigue du joint collé par caractérisation d'interface	57
3.2.8 Bilan	58
3.3 Caractérisation par des essais double recouvrements.....	59
3.3.1 Introduction	59
3.3.2 Définition de la campagne d'essais et instrumentation	59
3.3.3 Résultats et conclusions	61
3.4 Caractérisation par essais push out	63
3.4.1 Introduction	63
3.4.2 Présentation de la campagne d'essais réalisée	67
3.4.2.1 Matériaux et géométrie.....	67
3.4.2.2 Réalisation des corps d'épreuve et dispositif d'essai	69
3.4.3 Résultats expérimentaux et analyses	73
3.4.3.1 Contrainte moyenne de cisaillement à la rupture et mode de ruine.....	73
3.4.3.2 Corps d'épreuve en béton ordinaire, sans butées et non vieillis.....	74
3.4.3.3 Influence de la création des butées	77
3.4.3.4 Influence de la nature du béton	79
3.4.3.5 Influence du vieillissement.....	80
3.5 Synthèse.....	81
4 Comportement instantané des poutres acier-béton collées	
4.1 Travaux antérieurs.....	84
4.1.1 Premières poutres testées	84
4.1.2 Poutres testées par (Bouazaoui, 2005)	84
4.1.3 Poutres testées par (Jurkiewicz et al., 2008)	86
4.1.4 Poutres testées par (Jurkiewicz et al., 2011)	87
4.1.4 Poutre testée par (Meaud, 2012)	89
4.1.5 Bilan	89
4.2 Description de la campagne d'essai	90
4.2.1 Description des corps d'épreuve	90
4.2.1.1 Géométrie	90
4.2.1.2 Mise en œuvre	92
4.2.2 Dispositif expérimental	94
4.2.2.1 Instrumentation.....	94
4.2.2.2 Bâti et machine d'essai.....	95

4.3 Résultats expérimentaux.....	96
4.3.1 Comportement des poutres de référence AB4, AB6, AB8 et AB13	96
4.3.1.1 Flèche et déformations à mi portée	96
4.3.1.2 Modes et charges de ruine	98
4.3.2 Influence des butées d'adhésif	99
4.3.3 Influence du type de béton	100
4.4 Analyse théorique	103
4.4.1 Analyse élastique	103
4.4.1.1 Coefficient d'équivalence élastique	103
4.4.1.2 Caractéristiques des poutres mixtes.....	104
4.4.1.3 Position du centre de gravité de la section mixte	104
4.4.1.4 Inertie de la section mixte	105
4.4.1.5 Calcul des déformations, des contraintes et de la flèche	105
4.4.1.6 Calcul des contraintes de cisaillement à l'interface.....	105
4.4.2 Analyse plastique	106
4.4.2.1 Coefficient d'équivalence plastique	106
4.4.2.2 Hypothèses de calcul	106
4.4.2.3 Cas d'une section sous moment positif	107
4.4.2.4 Calcul des contraintes de cisaillement ultimes à l'interface.....	108
4.4.3 Analyse des résultats.....	109
4.4.3.1 Domaine élastique	109
4.4.3.2 Analyse à la ruine	111
4.5 Synthèse.....	112
5 Comportement en fatigue et fluage des poutres acier-béton collées	
5.1 Introduction	115
5.1.1 Généralités	115
5.1.2 Travaux antérieurs.....	117
5.1.3 Bilan.....	120
5.2 Description de la campagne d'essai	120
5.2.1 Description des corps d'épreuve	120
5.2.2 Dispositif expérimental	121
5.2.2.1 Instrumentation.....	121
5.2.2.2 Bâti et machine d'essai.....	122
5.3 Résultats expérimentaux.....	124

5.3.1 Essais de fatigue (AB9, AB16 et AB17).....	124
5.3.1.1 Comportement sous charges cycliques.....	124
5.3.1.2 Résistances résiduelles et comportement à rupture des poutres soumises à la fatigue.....	126
5.3.2 Essai de fluage/retrait (AB10 et AB11).....	129
5.3.2.1 Comportement lors charge constante	129
5.3.2.2 Résistances résiduelles et comportement à rupture	131
5.4 Conclusion.....	134
Conclusion Générale	135
Références	140
Annexes	146

Première partie
Introduction générale

1.1 Contexte

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. Il est bien connu que le béton a des caractéristiques limitées en traction. Pour cela, une dalle de compression en béton peut être connectée à une poutre en acier, capable d'assurer de bonnes résistances en traction et une bonne rigidité.

Depuis un demi-siècle, la construction des ouvrages d'art mixtes acier-béton s'est considérablement développée et le nombre de ponts mixtes sur les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires est en constante augmentation.

A titre d'exemples, les ponts mixtes acier/béton constituaient en 1995 environ 25 % de la surface de la construction de ponts en France (Brozzeti, 2000). Ce taux est en augmentation régulière en France et dans la majorité des pays européens. En 2005, en France toujours, environ 80 % de la surface totale des nouveaux ponts-routes dont les portées sont comprises entre 50 et 80 mètres sont réalisés en construction mixte acier/béton (Raoul et Davaine, 2005). La construction de ponts mixtes semble donc promise à un bel avenir en Europe.

Ce succès est dû aux nombreux avantages qu'offre ce type de structure, surtout le coût d'exécution. Par exemple, lorsque un pont en béton précontraint coûte de 1500 à 2300 euros/m², un ouvrage mixte revient à une fourchette de 900 à 1200 euros/m² (Bouzaoui, 2005). Or, un des facteurs influençant les coûts de manière significative est la vitesse de construction. En effet, un chantier de longue durée représente non seulement des charges salariales élevées, mais également une immobilisation prolongée du parc de machines des entreprises de construction. La vitesse de construction, est également un argument prépondérant lorsqu'il s'agit de rénover ou de reconstruire entièrement un ouvrage existant. En effet, les perturbations de trafic, voire la fermeture totale de l'ouvrage, engendrent des nuisances directes et indirectes considérables pour les usagers (perte de temps, allongement des distances à parcourir, ralentissement de l'activité économique d'une région, etc.), ainsi que des nuisances environnementales. Il est donc important de chercher à réduire le temps d'intervention sur les ouvrages existants pour limiter les nuisances. L'utilisation de la préfabrication permet de diminuer le temps de construction (Tadros et Baishya, 1998), en particulier pour les ponts de petite et moyenne portée (Lebet et Meystre, 2006). De plus, la préfabrication s'avère, dans ce contexte, intéressante car elle permet de construire des ouvrages de qualité. Une grande partie du travail (coffrage, bétonnage, cure, soudage, peinture) est alors réalisée en atelier, où les conditions atmosphériques sont contrôlées et dans des conditions de travail plus confortables que sur le chantier. Enfin, la préfabrication permet de limiter les effets du retrait au jeune âge du béton, donc de limiter une fissuration prématurée à la dalle. Une étude bibliographique, détaillée des différentes pratiques en matière de préfabrication dans la construction de ponts mixtes, a été effectuée par (Dauner et Antille, 2002). Elle démontre que la préfabrication des ponts mixtes acier/béton est bien adaptée. La dalle de béton peut être préfabriquée en éléments de 2 à 3 m de longueur et transportés sur chantier où l'assemblage a lieu.

D'autre part, les deux matériaux, l'acier et le béton, ont connu, depuis les années 80, des évolutions importantes telles que l'apparition du béton à hautes performances et celle des aciers à hautes limites élastiques. Donc, il a 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.

1.2 Association de deux matériaux

Une connexion efficace entre la dalle en béton et la structure en acier est un enjeu majeur. L'objectif d'une telle connexion est que les différents matériaux travaillent ensemble afin d'obtenir une structure monolithique. Donc, une dalle dans une structure mixte ne représente plus seulement un poids mort vis-à-vis de la flexion longitudinale, au contraire, elle participe activement au comportement de la poutre mixte, ce qui améliore la rigidité de flexion de la structure.

Il existe trois grandes familles de connexion : la connexion par goudjons métalliques, la connexion par adhérence et la connexion par collage. Jusqu'à présent, seule la connexion à l'aide des connecteurs métalliques est mise en œuvre et applicable conformément au règlement de l'Eurocode 4. Les structures mixtes acier/béton collées sont l'objet de notre travail.

1.2.1 Connexion par goudjons

Ce type de liaison entre la dalle en béton et le profilé métallique est classiquement assuré par des connecteurs fixés sur le profilé métallique par différentes méthodes comme le soudage, le vissage, le rivetage...

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.

Cette technique est relativement bien maîtrisée et réglementée aujourd'hui dans le domaine de la construction. L'Eurocode 4 propose deux classes de connecteurs : les connecteurs rigides et les connecteurs ductiles. Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement. Le connecteur est rigide (non ductile), si pour une sollicitation déterminée il présente un comportement idéalement élastique.

Généralement, on utilise des connecteurs relativement souples : connecteurs soudés réalisés avec des tronçons de cornières, de profils en U ou en T, goudjons avec ou sans tête. On utilise plus rarement les connecteurs véritablement rigides (de type buté) car ils sont moins pratiques à poser et peuvent introduire une rupture fragile. ((Hino et al., 2000), (Shim et al., 2001) et (Ersnt et al., 2009)).

Ces liaisons ponctuelles entre le béton et l'acier n'assurent pas une continuité de transmission des efforts entre les deux matériaux et la plupart du temps, ils sont soudés au profilé métallique ce qui peut dégrader les performances de l'acier et rendre la réalisation des poutres mixtes plus complexe.

Il existe aujourd'hui quelques améliorations telles que des connecteurs linéaires (Studnicka et al., 2000) mais les détails constructifs sont assez complexes. Quant à (Jurkiewicz et Buzon, 2003), la connexion est assurée 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, mais cette technique est limitée aux ponts de petites portées.

L'assemblage par les connecteurs métalliques utilisés actuellement ne convient pas ou peu à une mise en œuvre rapide.

Il existe deux techniques possibles pour la réalisation des ponts mixtes : technique traditionnelle avec bétonnage sur place et technique occasionnelle d'un béton préfabriqué

1.2.1.1 Technique traditionnelle : bétonnage sur site

La solution la plus souvent utilisée pour la construction de pont mixte est la dalle béton armée coulée sur chantier et connectée par des goujons. Le positionnement des entretoises à mi-hauteur de l'âme des poutres principales permet le passage d'un coffrage mobile. Toutefois, deux méthodes de coffrages sont généralement réalisées.

Le coffrage avec étayage, qui est réalisable pour des hauteurs libres peu importantes. Ce coffrage permet de prendre en compte le poids du béton sur les poutres principales que lorsque celui-ci est décoffré.

Le coffrage avec chariot de coffrage présente deux variantes. Ces chariots peuvent être à chemin de roulement supérieur ou à chemin de roulement inférieur.

Dans ces types de coffrage, les poutres principales reprennent pendant la phase de bétonnage le poids du coffrage et le poids du béton frais. Ainsi, ces sollicitations n'étant pas reprises par des poutres en comportement mixte, il faut réaliser un dimensionnement des poutres métalliques qui entraîne une augmentation de la quantité d'acier nécessaire. Pour cette méthode de mise en œuvre du béton, la poutre métallique doit être capable de supporter les sollicitations induites par le béton frais, mais aussi être contreventée afin d'éviter leur instabilité globale et leur déversement.

Cette technique traditionnelle est bien maîtrisée actuellement mais elle présente des inconvénients tels que la longue durée de la construction, la nécessité d'un équipage mobile très lourd et la présence des fissures de retrait gêné dans le béton.

1.2.1.2 Technique occasionnelle : préfabrication

La conception précédente peut être améliorée en utilisant des segments de dalle préfabriqués. Pour réaliser la connexion de cisaillement avec les poutres principales, des réservations (fenêtre de bétonnage) sont prévues dans les éléments préfabriqués pour des groupes de goujons. Ces dalles sont connectées à la structure en seconde phase, en coulant du béton dans les réservations rectangulaires et les joints transversaux de la dalle (**figure 1.1**).



Figure 1.1 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons

Il est également possible de construire des ponts mixtes avec des dalles entièrement préfabriquées. Ces tabliers entièrement préfabriqués proposent des joints transversaux avec un jeu de 400 mm pour le système de recouvrements. Les connecteurs de cisaillement type goujons sont généralement regroupés au niveau des joints avec un entraxe de 1.8 m. après le positionnement des éléments sur les poutres principales, les joints que les réservations pour les goujons sont bétonnés.

Cette technique présente comme avantage un gain de temps de mise en œuvre de la dalle sur chantier ainsi qu'un grand niveau de qualité de la dalle en limitant les effets du retrait d'où une augmentation de la durabilité de la structure mais aussi elle présente les principaux désavantages suivants : des fissures dues au bétonnage en deux étapes, une concentration des contraintes et une exécution relativement lente en particulier si le nombre de poches est élevé.

1.2.2 Connexion par adhérence

La connexion par adhérence désigne une connexion dont la résistance n'est pas due à la compression du béton contre un connecteur ponctuel mais est due au cisaillement le long d'une ou de plusieurs interfaces entre la dalle en béton et la poutre en acier. L'idée est attribuée à (Dauner et Antille, 2002). Ce type de connexion a été développé en recherchant la simplicité, tant pour le choix des matériaux que celui de la méthode de montage ou encore des détails de construction.

Un exemple de connexion par adhérence est illustré à la **figure 1.2** : une dalle préfabriquée pourvue d'une nervure longitudinale dans sa face inférieure est posée sur les poutres en acier. Ces poutres sont munies, sur l'aile supérieure, d'un connecteur linéaire dont la surface est bosselée ou rugueuse, par exemple une tôle striée. La surface supérieure de l'aile peut être couverte d'une couche d'accrochage, dite couche d'adhérence, pour augmenter la surface cisillée et par conséquent la résistance de la connexion. Les surfaces de la dalle en béton en contact avec le coulis de ciment sont rendues rugueuses par différentes techniques. Après précontrainte des dalles, un coulis de ciment est injecté depuis une extrémité de l'ouvrage dans l'espace entre la dalle en béton et la poutre en acier, pour réaliser la connexion.

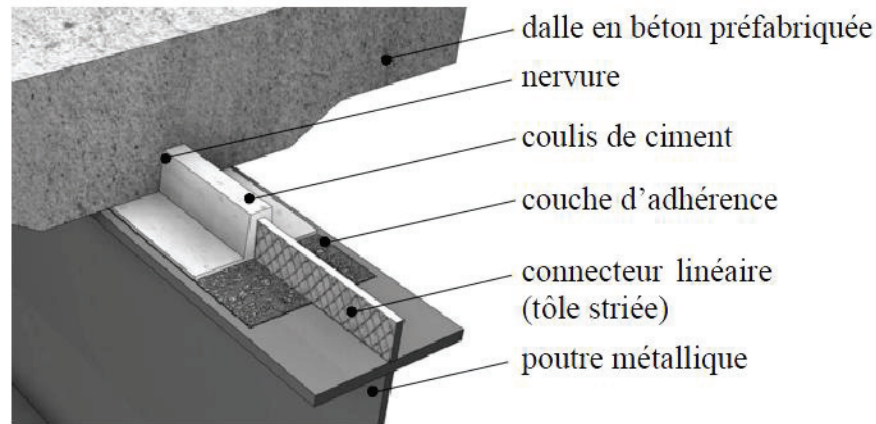


Figure 1.2 : Exemple de connexion par adhérence [Thomann, 2005]

Cette méthode possède de nombreux avantages comme un mode de construction rapide, l'absence de bétonnage sur chantier (uniquement des travaux d'injection). On peut aussi remarquer que l'absence de poches de goujons va permettre d'empêcher une fissuration prématurée due à une concentration de contraintes ou au retrait du béton. (Thomann, 2005) a montré (sur des poutres mixtes acier-béton) que la connexion par adhérence permet au système d'assurer une grande résistance statique à l'effort rasant et une très grande rigidité par rapport aux connecteurs type goujons, et possède une faible ductilité dans les conditions d'essais.

Néanmoins, la résistance à la fatigue, à la traction et certains aspects de la technique d'exécution n'ont pas encore été étudiés et nécessitent donc des règles conservatrices de dimensionnement pour assurer la sécurité des ouvrages.

1.2.3 Connexion par collage

1.2.3.1 Introduction

Le collage est l'une des premières techniques d'assemblage utilisée par l'homme (Barquins, 2001). La nature a mis à la disposition de l'homme un grand nombre de produits adhésifs naturels d'origine végétale, animale et minérale tels que la glu extraite de l'écorce de houx, la chair visqueuse du fruit du gui, le jus de gousse d'ail, le latex, la sève résineuse des conifères, le bitume et beaucoup d'autres. Les premières manifestations de l'utilisation par l'homme de matières adhésives remontent à environ 3500 ans avant notre ère avec l'utilisation du bitume pour assembler le bois et le silex.

On voit apparaître l'association de la notion de collage à celle d'étanchéité avec l'utilisation par les Olmèques, qui vivaient il y a près de 3000 ans dans le golf du Mexique, du latex pour imperméabiliser des tissus. Cette association se retrouve chez les Phéniciens, Grecs et Romains avec l'utilisation de compositions à base de térébenthine, cire d'abeille, goudron de charbon de bois et bitume, lesquels présentaient un excellent comportement à l'humidité pour imperméabiliser les coques des bateaux.

Après la Seconde guerre mondiale, le collage devient une science avec l'étude des mécanismes du collage, du vieillissement et de la durabilité des assemblages collés, et divers modèles et théories sont proposés.

Actuellement, il existe de nombreuses variétés de colles et adhésifs pour diverses utilisations dans l'industrie automobile, aéronautique (Higgins, 2000) ou dentaire (Schwartz et Fransman, 2005).

L'assemblage par collage présente de nombreux avantages :

- il permet d'assembler des matériaux de nature très différente.
- Respecter l'intégrité des matériaux, l'assemblage étant continu, les efforts sont répartis uniformément, évitant ainsi les concentrations de contraintes.
- La continuité de la liaison qui assure, aux assemblages collés, une meilleure tenue en fatigue.
- La préparation ne nécessite pas d'échauffement local important et ainsi ne modifie pas les propriétés des matériaux à assembler.
- Absorbe les vibrations et chocs.
- Améliore la résistance à la corrosion galvanique.
- Améliore l'étanchéité dans les joints.
- Permet de réduire la masse de l'assemblage tout en étant efficace.

Mais cette technique connaît aussi des désavantages :

- les surfaces doivent être parfaitement propres.
- Les traitements de surfaces mécaniques ou chimiques sont souvent nécessaires pour, respectivement, modifier la rugosité qui permet d'augmenter les surfaces de contact et augmenter les énergies libres de surface.
- Le manque de moyens fiables de contrôle non-destructif.

D'un point de vue économique, (Miklofsky et al., 1962) a montré en étudiant les coûts engendrés par la construction d'un pont mixte acier béton connecté, soit avec des goujons soit avec un adhésif, que l'on pouvait diminuer de 20% le coût global de ces structures (prise en compte du prix, de la quantité des matériaux, de la main d'œuvre et des temps de fabrication).

L'assemblage de structure par collage semble donc être une solution intéressante, tant d'un point de vue mécanique qu'économique et pratique. Donc c'est cette solution qui sera retenue dans cette étude. Pour cela, nous allons détailler quelques généralités sur cette solution, nommée collage structural.

1.2.3.2 Les théories de l'adhésion

Malgré une large variété d'adhésifs dans de nombreux domaines, on distingue quatre types de mécanismes dans la littérature ((Wake, 1978) (Shanahan, 1991) (Chawla, 1998) (Awajaa, 2009)):

(a) l'adhésion physique, (b) l'adhésion chimique, (c) l'adhésion mécanique et (d) la théorie de la diffusion.

- a) L'adhésion physique :
- i. La théorie de l'adsorption et du mouillage

Cette théorie repose sur le fait qu'une bonne adhésion implique un bon mouillage du substrat par l'adhésif et utilise les différentes équations de Young, Laplace ou Dupré. La détermination des énergies libres de surface peut permettre d'estimer le travail d'adhésion et donc la nature et l'intensité des interactions mises en jeu.

Lorsqu'une goutte de liquide est déposée sur une surface plane, celle-ci adopte une configuration minimisant l'énergie du système, rendant compte des interactions entre liquide et solide (**figure 1.3**). La goutte s'étale avec un angle sur la surface du solide. Les énergies libres inter faciales γ_{SV} , γ_{LV} et γ_{SL} (S, L et V représentent le solide, le liquide et la vapeur respectivement) interviennent dans les équations de Young et de Laplace qui décrivent l'équilibre thermodynamique de la goutte dans son environnement (Chow, 1998) :

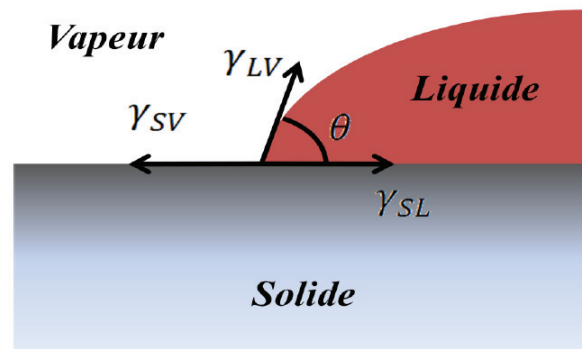


Figure 1.3 : Mouillage selon modèle de Young

Le travail thermodynamique réversible d'adhésion ou de Dupré, W_a , correspond au travail nécessaire pour séparer une unité de surface de deux phases constituant une interface. En l'absence d'adsorption, d'interdiffusion et d'interactions mécaniques, W_a en milieu inerte s'écrit comme la différence d'énergie libre entre les deux surfaces séparées ($\gamma_x + \gamma_y$) et les surfaces assemblées (γ_{xy}) :

$$W_a = \gamma_x + \gamma_y - \gamma_{xy}$$

Où γ_x et γ_y sont les énergies libres de surface de chaque phase et γ_{xy} l'énergie libre d'interface.

La condition d'obtention d'une bonne adhésion dépend du contact entre les deux solides à assembler, donc du mouillage lors de la formation de l'assemblage. La tension de surface de la colle doit être inférieure à celle du substrat. Dans le cas contraire, combinant une énergie de surface faible et une importante rugosité, on trouve des angles de contact élevés (**figure 1.4**).

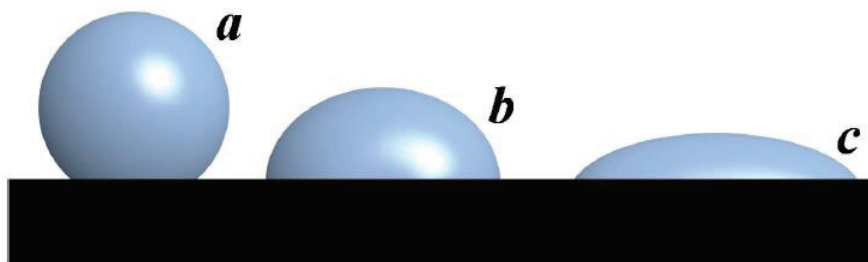


Figure 1.4 : Représentation schématique du mouillage. a : mauvais mouillage, b : mouillage partiel, c : bon mouillage.

ii. La théorie électrostatique

Ce modèle, proposé par (Deryagin et Krotova, 1948), assimile l'assemblage collé à un condensateur plan et suppose des dissipations de charges électriques entre les deux matériaux (**figure 1.5**).

La séparation des deux phases de ce condensateur à la rupture provoque une séparation de charges et une différence de potentiel qui augmente jusqu'à décharge. Dans cette théorie, l'adhésion est due à l'existence des forces attractives présentes à travers la double couche électrique. Cependant, la séparation mécanique d'assemblages dissipant de l'énergie à travers les comportements visqueux, viscoélastique ou plastique des matériaux, indique que les effets électrostatiques, lorsqu'ils sont observés, sont plus souvent des effets de l'adhésion constatée.

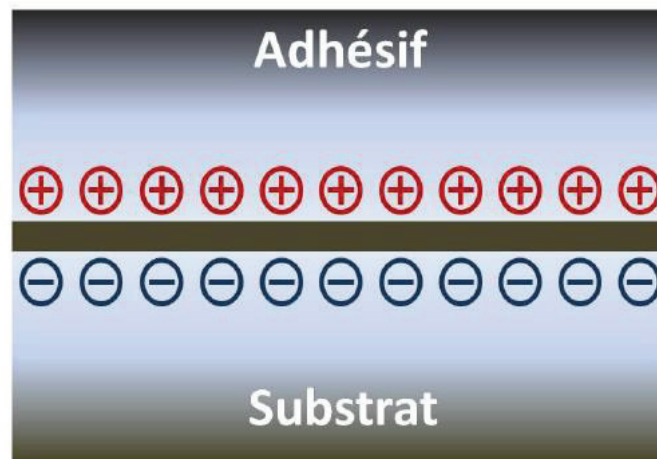


Figure 1.5 : Représentation schématique du modèle électrostatique.

b) L'adhésion chimique

L'interface peut être le siège de réactions chimiques créant des liaisons de type ioniques ou covalentes. Étant donnée l'importance de l'énergie des liaisons primaires ($\sim 200\text{-}400 \text{ kJ}\cdot\text{mol}^{-1}$) comparée aux énergies intervenant dans l'adhésion physique ($< 50 \text{ kJ}\cdot\text{mol}^{-1}$), la résistance à la rupture des assemblages doit être très forte. Mais ces liaisons sont difficilement observables à cause de la faible épaisseur des interfaces. On retrouve ce modèle chimique dans le domaine des pneumatiques, où il régit l'adhésion des fils d'acier laitonnés des couches métalliques au contact des élastomères des carcasses et bandes de roulement, par l'établissement de liaisons chimiques entre le laiton et le caoutchouc par l'intermédiaire de sulfure de cuivre suite à la vulcanisation du caoutchouc.

c) L'adhésion mécanique

Ce modèle résulte de la pénétration par capillarité de la colle liquide dans les pores et aspérités des surfaces rugueuses à assembler, suivi de la solidification de la colle. L'augmentation de la surface de contact réelle et l'accroissement du nombre de liaisons interfaciales expliquent l'accroissement de la résistance aux tests mécaniques. Pour obtenir une bonne surface de contact, la rugosité n'est pas le seul critère important. Le mouillage, vu précédemment, intervient comme phénomène complémentaire, puisqu'il va permettre de pénétrer au mieux dans les aspérités de la surface (**figure 1.6**). (Kim et al., 2010) montrent l'importance de la morphologie de surface sur la force d'adhésion en contrôlant la rugosité de surface.

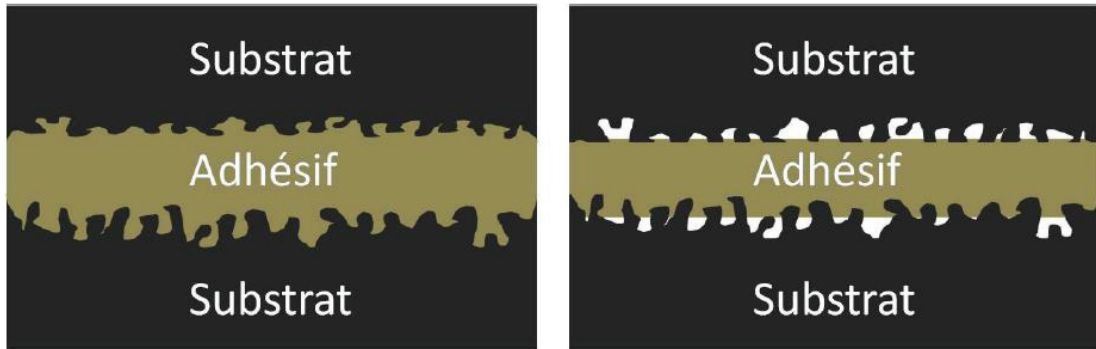


Figure 1.6 : *Modèle de l'ancrage mécanique. La colle doit mouiller parfaitement la surface du solide (image de gauche) afin d'éviter le piégeage (image de droite) de bulles d'air.*

d) La théorie de la diffusion

Cette théorie, proposée par Voyutskii (Voiutskii, 1963), explique l'adhésion intrinsèque des polymères entre eux et avec eux-mêmes, ou autohésion. Lorsque deux polymères chimiquement compatibles sont en contact intime, la mobilité moléculaire, thermiquement induite, est suffisante pour que les chaînes macromoléculaires interdiffusent produisant une interphase ainsi que des liaisons chimiques. Ce phénomène est développé plus tard par (De Gennes, 1980). La zone interfaciale est appelée interphase. Cette théorie ne peut s'appliquer que pour des matériaux ayant une mobilité et une intersolubilité suffisante.

Bilan : dépendant de l'adhésif et du support utilisé, chaque théorie à son importance. Chacune des théories joue plus ou moins un rôle pour la formation d'un assemblage correct. Ces mécanismes font encore l'objet d'un débat au sein de la communauté scientifique.

1.2.3.3 Les adhésifs

Les adhésifs structuraux peuvent être différenciés par leur mode de durcissement :

- les résines thermodurcissables possèdent une structure tridimensionnelle, une rigidité élevée et de bonnes propriétés mécaniques. Ce sont les adhésifs les plus utilisés pour des applications structurales.
- les résines thermoplastiques sont constituées de chaînes linéaires, elles présentent des propriétés mécaniques inférieures à celles des thermodurcissables. Elles adoptent un comportement plutôt ductile.
- les élastomères sont très souples et peu résistants mais ils présentent une très forte adhésivité.

Dans les deux premières catégories, on trouve les grandes familles de résine utilisées dans les industries de pointe et le génie civil : (a) les époxydes, (b) les polyuréthanes, (c) les résines acryliques et (d) les adhésifs anaérobies.

a) les époxydes

Les résines époxy constituent un large groupe de polymères comportant des groupes époxydes sur leur structure moléculaire. Il s'agit d'une fonction chimique comportant un atome d'oxygène ponté

sur une liaison carbone-carbone formant un cycle. Ce genre de molécule doit sa réactivité au phénomène de tension de cycle. Naturellement, les chaînes moléculaires présentent dans leur structure un angle de liaison d'équilibre d'environ 109° . Or, dans un cycle époxyde, les angles de liaisons (**figure 1.7**) sont de 60° , les atomes sont alors trop proches et les liaisons tendent à se rompre sous l'attaque d'une molécule électroniquement riche, présentée par un durcisseur, sur l'un des carbones du cycle plus pauvre en électrons. La polymérisation des résines époxy se fait grâce à cette réaction qui permet de créer des liaisons covalentes entre les monomères grâce à l'intervention de durcisseurs aminés réagissant avec les pré-polymères. Selon les proportions des deux composés, le polymère aura des propriétés différentes.

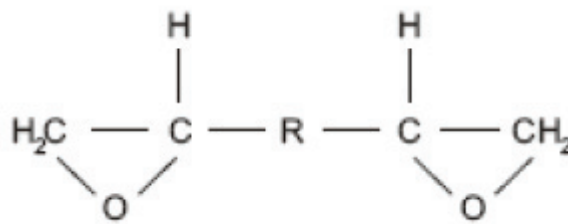


Figure 1.7 : Représentation d'une molécule comportant deux groupements époxy. La partie R correspond à un groupement fonctionnel.

Les adhésifs époxy se présentent sous deux formes : mono-composante ou bi-composante. La forme mono-composante est souvent présentée sous forme de film ou de pâte contenant une résine époxyde et un durcisseur, la réticulation se fait à chaud. En ce qui concerne la forme bi-composante, la résine époxyde et le durcisseur, tous deux liquides, sont mélangés entraînant la réticulation. Le temps de durcissement pour des performances optimales peut être de 2 à 7 jours. Tous les adhésifs sont sensibles à l'état de la surface des matériaux. Cependant, les époxydes sont particulièrement sensibles dans le cas de surfaces métalliques. Les avantages sont les suivants : (a) adhésif fort et polyvalent conçu pour offrir de bonnes performances d'adhésion, (b) performant en cisaillement, (c) forte rigidité, (d) bonne résistance aux produits chimiques, (e) bonne résistance au fluage, (f) traitement facile avec faible rétrécissement, (g) bonne tolérance aux températures élevées. Les désavantages sont les suivants : (a) peu de flexibilité et faible résistance au test de pelage, (b) la force de liaison est sensible à l'humidité et à la contamination des surfaces, (c) cassant à basse température, (d) la réticulation est généralement lente et (e) une résine relativement coûteuse.

b) les polyuréthanes

Les polyuréthanes constituent une large famille de polymères généralement appliqués à des températures inférieures à 65°C et présentent une importante capacité d'élongation. Les adhésifs polyuréthanes peuvent se présenter sous forme mono- ou bi-composants. Ils sont obtenus par polyaddition entre un isocyanate et des polyesters ou des polyéthers branchés comprenant plusieurs groupements hydroxyle. Ils polymérisent en 24 h à température ambiante, la réticulation est catalysée par l'humidité ambiante. Les polyuréthanes présentent une bonne adhésion à basse température, et, selon la composition, peuvent aussi bien être souples que rigides. Cependant, ils se montrent moins résistants à l'humidité et aux produits chimiques. Ils sont moins résistants que les époxydes (6 à 20 MPa en cisaillement). La synthèse nécessite des composés relativement toxiques.

c) les résines acryliques

Les acryliques sont des adhésifs à deux composants, généralement méthacrylate de méthyle et acide acrylique qui co-polymérisent. La plupart de ces colles acryliques nécessite l'utilisation de catalyseur. Dans certains cas, le catalyseur est appliqué sur l'un des substrats. Elles peuvent coller une grande variété de matériaux. Les joints obtenus ont une bonne résistance au vieillissement, au cisaillement et au pelage. Elles ont une résistance mécanique élevée mais une faible tenue aux températures.

d) Les adhésifs anaérobies

Les adhésifs anaérobies sont des adhésifs mono-composants sans solvant composés d'esters polyacryliques durcissant en l'absence d'air. Ils se présentent sous forme liquide, ce qui facilite l'application et le mouillage. Une fois pressés entre deux surfaces et en l'absence d'air ils deviennent instables. Le métal (fer ou cuivre) initie une réaction redox qui amorce une polymérisation radicalaire (George, 2000). Les joints offrent une bonne résistance aux vibrations et une bonne étanchéité. Les adhésifs acryliques anaérobies peuvent coller une grande variété de surfaces métalliques, y compris certaines surfaces huileuses.

1.2.3.4 Température de transition vitreuse (T_g)

Pour une température croissante, au passage de la température de transition vitreuse, T_g , la viscosité du matériau augmente fortement, ce qui correspond à l'état caoutchoutique. L'évolution de la configuration du réseau macromoléculaire étant ainsi ralentie, le système n'a pas le temps d'atteindre l'équilibre thermodynamique, il se retrouve alors hors équilibre, figé dans un état métastable. Le système conserve une mobilité résiduelle qui permet un processus lent de relaxation structurale, ou de volume, tendant vers une conformation stable des réseaux moléculaires. L'importance de ce phénomène dépend essentiellement de la mobilité moléculaire, il peut avoir pour effet d'augmenter le module de relaxation et de fragiliser le matériau (Lunak et al., 1978).

Le phénomène de transition vitreuse caractérise la frontière entre deux états fondamentaux du matériau :

- l'état vitreux, aux basses températures, où le matériau est dur et cassant,
- l'état caoutchoutique, à hautes températures, où le polymère est souple et extensible.

La transition vitreuse correspond à une absorption d'énergie qui permet de passer d'une mobilité moléculaire locale de faible amplitude à une mobilité à grande distance des chaînes. Les relations entre la structure chimique et la température de transition vitreuse (T_g) ont été abordées au moyen d'approches cinétiques, la plus connue étant la théorie WLF (WILLIAMS, LANDEL et FERRY) ou théorie du volume libre (Williams et al., 1955).

1.2.3.5 Traitement de surface

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 :

a) 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 :

Graisse + Base Glycérine + Savon.

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.

b) 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.

c) 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 électro chimiquement 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.

1.2.3.6 Sollicitation et rupture d'un assemblage collé

La **figure 1.8** présente successivement les quatre grandes classes de sollicitation pour un assemblage collé : traction/compression, cisaillement, pelage et clivage.

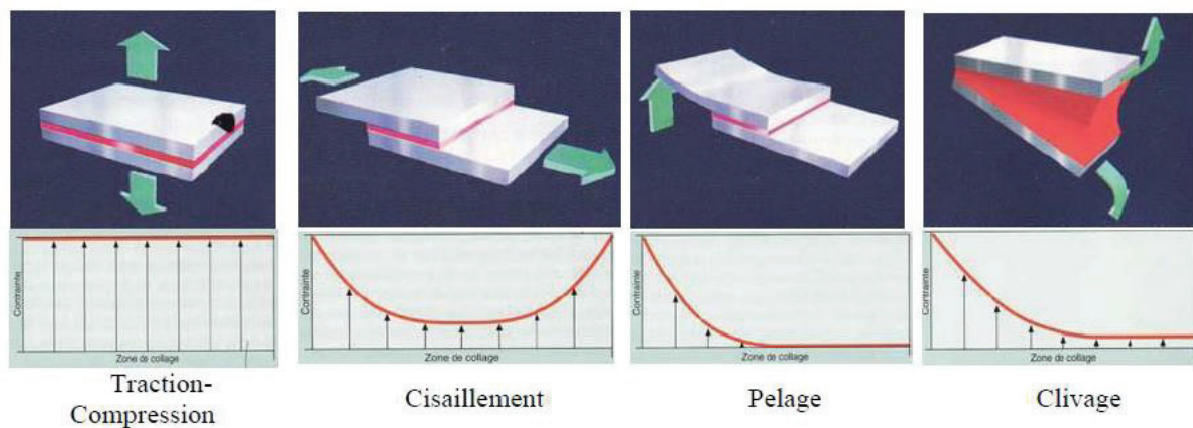


Figure 1.8 : Modes de sollicitation d'un assemblage collé [Creac hcadec, 2008]

La rupture d'un joint collé se fait par l'application d'une force sur l'adhésif par l'intermédiaire des substrats mettant en jeu une énergie de rupture (Cognard, 2000). La vitesse de propagation dépend des propriétés des matériaux, des contraintes internes et de la géométrie des solides. La figure 1.9 présente les différents types de rupture que l'on peut observer dans un joint de colle :

- rupture cohésive dans l'adhésif (cohesive fracture) : est obtenue si une fissure se propage dans la masse du polymère qui constitue la colle.
- Rupture cohésive dans le substrat (fracture in adherent) : la rupture peut également survenir dans le substrat si l'adhésif est plus résistant que lui.
- Rupture adhésive (interface fracture) : se produit lorsque le décollement a lieu entre l'adhésif et la surface.
- Rupture mixte cohésive/adhésive (mixed type) : qui se produit si la fissure se propage à certains endroits avec les deux types précédents.

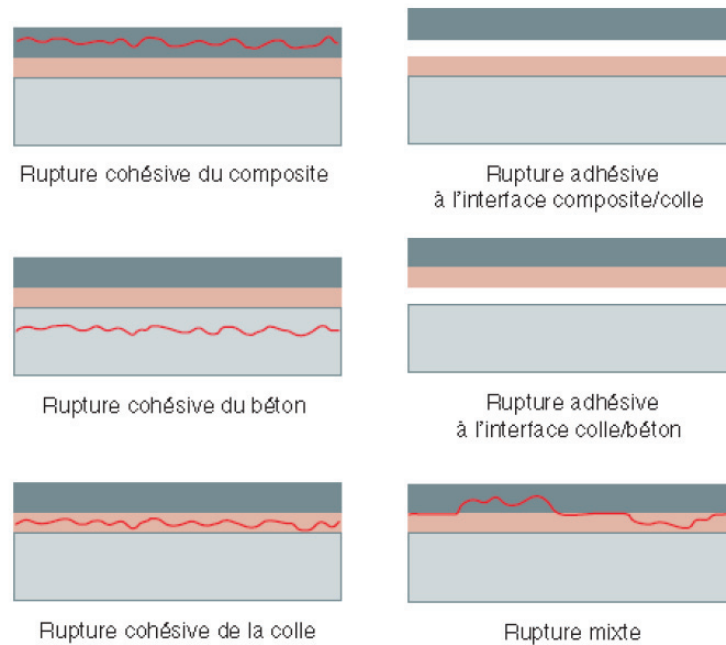


Figure 1.9 : Modes de rupture d'un joint de colle, composite et béton [Chataigner 2010]

1.2.4 Collage structural en génie civil

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.

1.2.4.1 Le bois lamellé-collé

La généralisation des produits à base de bois en construction provient d'une volonté de valorisation de ce matériau dont les avantages peuvent être déclinés comme suit : un aspect esthétique, un usinage et une transformation aisée, il constitue un matériau de construction renouvelable et ne contribue pas à l'effet de serre. Cependant, afin d'éviter les désavantages du bois massif (grande dispersion des propriétés mécaniques, résistance plus ou moins élevée en fonction de l'orientation du fil, taille limitée), des produits reconstitués par collage ont été développés, permettant d'accroître leur homogénéité par rapport au bois massif, limiter leur variabilité mécanique et d'augmenter les dimensions. Aujourd'hui, avec le développement des techniques de collage, les bois massifs, assemblés par collage, présentent des avantages notables pour les industriels : répartition régulière des contraintes, économie de poids, pas d'affaiblissement des substrats occasionnés par les trous de rivetage ou de vissage, surfaces lisses, amortissement des vibrations.

Pour des éléments constructifs à base de bois soumis à de fortes sollicitations mécaniques (poutres, poteaux, ...), des produits bois reconstitués par collage existent tel que les poutres lamellées-collées. Cette technique, apparue en 1908, consiste à coller entre elles, sous presse, des lamelles de plusieurs mètres de longueur, de 30 à 50 mm d'épaisseur environ, de largeur pouvant atteindre 210 mm (et même, mais plus rarement, 240 mm). Théoriquement, avec cette technique, on peut fabriquer des éléments en bois de dimensions illimitées, cependant la hauteur de 2 m des sections est la limite supérieure qu'on a optimisée. Outre l'extension de la portée, la technique du lamellé collé permet de supprimer les défauts observés sur les lamelles, ce qui autorise l'obtention de poutres constituées d'un matériau à défauts limités, donc plus performant.

1.2.4.2 Utilisation pour la réparation et le renforcement

Actuellement, l'utilisation du collage en Génie civil se limite essentiellement à la réparation et au renforcement des ouvrages d'art montrant des signes de déficience ou du fait de la modification de la fonction de l'ouvrage.

Les chantiers de renforcement d'ouvrages par collage externe de polymère renforcés de fibres (PRF) se sont fortement multipliés à travers le monde au cours de la dernière décennie. En effet, cette technique de renforcement est maintenant considérée comme une solution efficace et financièrement compétitive pour prolonger la durée de vie des infrastructures en béton armé.

Dans les années 1990, les progrès effectués dans le secteur des matériaux composites ont permis de remplacer cette dernière technique. Ce sont essentiellement des plaques de matériaux composites à fibres de carbone qui sont maintenant connectées au moyen d'un adhésif époxy à la dalle de béton ((Krieg and Enderbrock, 1963), (Meier, 1997), (Triantafillou, 1998), (Varasthepour and Hamelin, 1997), (Ferrier et al., 2010)). Plusieurs guides de recommandations ont été publiés dans divers pays, en vue de recenser les bonnes pratiques en matière de conception, dimensionnement et mise en œuvre des renforcements par composites collés. Parmi lesquels et en France, on trouve l'ouvrage de

l'AFGC (2011) : Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, Bulletin Scientifique et Technique de l'AFGC.

Le recours à un renforcement structurel peut être nécessaire pour plusieurs raisons :

- au cours de son cycle de vie, une structure en béton armé peut être atteinte de pathologies diverses entraînant une diminution progressive de sa capacité structurelle. La corrosion des armatures en acier est la cause la plus fréquente de détérioration des ouvrages. Initiée dans les zones carbonatées du béton armé où la diminution de pH engendre une dépassement des aciers, la dégradation des aciers (et les phénomènes de fissuration du béton associés) peut réduire considérablement la résistance en traction d'un élément de structure, menaçant alors potentiellement la stabilité de l'ouvrage. Le renforcement de l'élément endommagé par collage de matériaux composites peut alors permettre de restaurer, voire d'améliorer les capacités structurelles initiales, tout en bloquant la propagation des fissures et en constituant une barrière physique contre la pénétration d'agent délétères (eau, chlorures,...).
- des causes accidentelles (collision de véhicules, incendies) ou des actes de vandalisme peuvent également affecter l'intégrité d'un ouvrage et justifier une réhabilitation par collage de renforts composites.
- la capacité structurelle définie à la conception de l'ouvrage peut devenir insuffisante en cas d'évolution de l'affectation de l'ouvrage. Dans le cas des ponts routiers, les travaux de modification de l'ouvrage (par exemple son élargissement en vue d'augmenter le nombre de voies) visent bien souvent à accroître sa capacité à assumer un trafic routier plus important. Le renforcement de certains éléments de structure peut alors permettre de remettre à niveau l'ouvrage et de maintenir un niveau de sécurité satisfaisant pour les usagers.
- le renforcement préventif des infrastructures peut être indiqué dans les zones à fort risque sismique (particulièrement pour les piles de ponts), ou lorsqu'il s'agit d'ouvrages présentant un risque élevé pour la population (barrages, infrastructures situées en zone classée Seveso,...) et/ou un intérêt sociétal important (hôpitaux, ponts à fort trafic,...).

1.2.4.3 Utilisation pour la réalisation d'assemblage structuraux collés acier-béton

La première tentative expérimentale de l'utilisation du procédé de collage pour assembler un profilé d'acier avec une dalle béton a été mise en œuvre aux Etats Unis au début des années soixante par (Miklofsky et al., 1962). Deux poutres mixtes ont été testées en flexion trois points : une poutre assemblée par goujons et la seconde par l'adhésif. La poutre collée a été réalisée par coulage direct du béton frais sur la couche d'époxy non durcie déposée sur la semelle supérieure du profilé sablée et dégraissée. La ruine est alors survenue soudainement par rupture de la liaison à une charge inférieure à celle assemblée par connecteurs mécaniques.

En même temps, (Krieg et Endebrock, 1963) ont étudié les caractéristiques technologiques des résines époxy et leurs validité pour les utiliser dans des poutres mixtes. Les travaux de recherche de (Burkhardt et al., 1975) et (Carpati et al., 1981) ont également montré que le procédé de collage peut limiter le risque de fissuration et d'augmenter ainsi la durabilité des structures. Pour assurer une meilleure connexion, (Hick et Baar, 1972) ont effectué dix essais push-out pour choisir le type de gravier et la quantité de colle. Les résultats montrent qu'il faut sabler et dégraisser la semelle

supérieure du profilé métallique avant l'application de la colle et qu'il faut bétonner après 24 heures d'application de la colle. Si ces conditions ont été respectées, la rupture sera cohésive dans le béton proche de l'interface.

Dans les années 2000, 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. Cette proposition a pu voir le jour du fait des récentes évolutions des matériaux béton et adhésif et par la simplicité des techniques de connexion. Les principaux points traités dans ce projet ont été :

- la recherche d'un ferrailage optimisé pour les dalles de pont mixte
- la mise au point de techniques nouvelles de réalisation des dalles : poussage et préfabrication, dalles gaufrées (Toulemonde et al., 2011)
- l'étude de nouveaux modes de connexion entre la dalle et le profilé métallique dont le collage

Dans ce cadre, (Bouazaoui 2005) a étudié le comportement instantané en flexion trois points de 3 configurations de poutre constituées de béton haute performance. Les essais expérimentaux ont montré que la connexion entre la poutre en acier et la dalle en béton assurée par un adhésif époxy est parfaite. Les résultats ont également montré que les traitements de surface étaient nécessaires. Un adhésif époxy plus rigide permet d'améliorer le comportement de la poutre mixte en terme de charge de ruine et des irrégularités dans le joint de colle n'ont pas d'influence significative (ce qui est plutôt encourageant étant donné que cela semble être délicat de contrôler parfaitement les dimensions du joint de colle).

Dans sa thèse, (Si Larbi, 2005) a tenté, par le biais d'études expérimentale et numérique, de montrer, à l'échelle de l'interface, le comportement d'une connexion mixte acier-béton collée sous différentes sollicitations comme la fatigue et le fluage. C'est surtout l'influence de la rigidité et de l'épaisseur du plan de collage qui sont largement étudiées. De plus, il a analysé le comportement du joint collé sous chargement bi axial en trouvant que la contrainte de cisaillement maximum dans le joint est fortement réduite par la présence de contrainte en traction.

Ainsi, on trouve les travaux de (Berthet et al., 2011) qui ont étudié expérimentalement le comportement instantané d'essais push out constitués d'un béton haute performance en faisant varier le type de la couche adhésive.

(Nordin et Täljsten, 2004) ont comparé les poutres mixtes avec goujons et les poutres collées. Les poutres sont constituées d'un profilé FRP avec du béton haute performance. Les résultats des essais de flexion quatre points ont montré que la connexion de collage a mieux fonctionné que la connexion de cisaillement avec goujons. Cependant, ils ont également souligné que cette technique serait plus compliquée à mettre en œuvre car il y a encore un manque de recommandation disponible pour la conception et le dimensionnement selon cette technique.

(Jurkiewicz et al., 2008) ont étudié le comportement d'une poutre mixte collée avec un béton fibré ultra hautes performances. La ruine est apparue avec un développement significatif de ductilité par rotule plastique en section centrale par écrasement du béton.

Plus récemment, on trouve les essais de (Jurkiewicz et al., 2011) et (Meaud, 2012). Ces essais sont différents des précédents car le béton utilisé pour la dalle est un béton ordinaire de type C25/30. Les résultats confirment qu'une poutre fabriquée soit avec un béton ordinaire soit avec un BHP admet le même comportement : l'intérêt du BHP semble limité. Comme conclusion, les résultats montrent que, même avec un béton de classe modeste, le collage induit un comportement de poutre mixte satisfaisant sous réserve que le joint de colle soit correctement dimensionné. Numériquement, (Li et al., 2012) ont effectué une analyse paramétrique par éléments finis (avec prise en compte du non linéarité du béton, de l'acier et de l'adhésif en cisaillement) sur une poutre mixte collée. La poutre analysée est issue de la thèse de (Bouazaoui, 2005). Elle constituée d'un béton hautes performances. Ils ont montré que l'épaisseur du joint de colle avait une influence sur la rigidité initiale de la courbe charge flèche.

1.3 Problématique et objectifs de la thèse

L'étude bibliographique ci-dessus a montré que l'utilisation du collage comme connexion dans les poutres mixtes acier-béton est assez efficace. La technique de collage peut être considérée comme une méthode alternative à la liaison mécanique traditionnelle. En conclusion, les avantages de la connexion par collage sur les connecteurs de cisaillements métalliques traditionnels sont répertoriés comme suit :

- une poutre mixte acier/béton collée donne un transfert continu de l'effort et diminue ainsi l'apparition de concentration de contrainte de cisaillement.
- Réduction du poids total de la structure composite.
- La méthode de collage permet d'éliminer les effets négatifs de soudage des goujons qui peut détériorer les performances mécaniques de la poutre en acier.
- La couche d'adhésif collé est imperméable et protège ainsi l'articulation de la poutre en acier contre la corrosion.
- La méthode traditionnelle de connexion entre la dalle de béton et la poutre en acier ne sont pas ou peu appropriée pour la mise en œuvre rapide.

Le thème central de ce travail 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.

Les principaux verrous à lever sont les suivants :

- Pour un assemblage par connecteur mécanique, des essais de caractérisation de la connexion sont établis afin de vérifier justement sa résistance. Lorsqu'il s'agit du renforcement par collage, cette même démarche est utilisée et a fait l'objet de nombreuses études ((Chajes et al., 1996), (Taljsten, 1997)) et recommandations ((Afgc, 2002), (JCI, 1998)). En revanche, dans le cas du collage en vue de la réalisation de structures mixtes, aucun essai n'est normalisé. La première question posée par ce travail portera donc sur la définition de l'essai le mieux adapté pour déterminer le comportement de la connexion par collage acier/béton
- Lorsque celui-ci sera défini, nous devons comprendre et définir quels sont les principaux paramètres influents.

- La compréhension du comportement instantané de structures mixtes acier/béton doit être approfondie pour mieux analyser la mode de ruine et l'influence des propriétés du béton.
- Une autre question porte sur la possibilité d'optimiser la connexion par collage en modifiant l'état de contrainte entre la dalle et l'interface
- Seul le comportement instantané a été étudié. En effet, on trouve les travaux de (Si Larbi et al., 2009) dont une partie concerne le comportement en fluage et à la fatigue de la connexion mais avec des essais double recouvrement et non pas des essais sur une structure complète. Une grande partie de ce travail porte alors sur le comportement à long terme des structures collées (fluage, fatigue) afin de montrer l'intérêt réel de cette technique.
- L'effet de vieillissement sur la connexion collée est également une question clef de la durabilité.

1.4 Organisation de la thèse

Les travaux réalisés dans la thèse visent à compléter les résultats disponibles.

Ce travail est principalement expérimental. Nous travaillons à trois échelles différentes (matériau, interface et élément structure).

La caractérisation des matériaux utilisés pour les essais d'interface et de structures est présentée dans la première partie.

La seconde partie porte sur le choix de l'essai d'interface le plus convenable pour caractériser la connexion collée acier/béton. Dans cette partie, nous avons étudié l'effet de vieillissement sur la connexion ainsi l'influence d'une modification de la géométrie de l'interface.

La troisième partie concerne l'analyse du comportement instantané de poutres mixtes acier/béton collées fléchies et leurs modes de ruptures en faisant varier le mode de sollicitation, le type du béton et la configuration géométrique de l'interface. Dans cette partie, le comportement instantané de sept poutres a été étudié.

Le comportement sous chargement de fatigue et sous effets de fluage/retrait est étudié dans la dernière partie de ce mémoire. Nous cherchons principalement à prouver le bon comportement dans le temps de telle structure et d'évaluer la perte éventuelle de capacité portante.

Deuxième partie
Définition et caractérisation des
matériaux utilisés

2.1 Introduction

L'objectif de cette partie est de caractériser les matériaux qui constituent les structures et composants étudiés. Nous étudions essentiellement des structures qui associent béton, acier et adhésif époxyde. Afin de comprendre et simuler le comportement d'assemblage et de structures mixtes, nous devons connaître précisément les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs. De là, nous pourrions déterminer quelles sont les lois de comportement des substrats et adhésifs les mieux adaptées.

La colle et les aciers seront caractérisés en traction.

Concernant le béton, des essais de compression et de fendage ont été effectués pour déterminer la contrainte maximale de rupture en compression et en traction.

Les essais sur acier, béton et adhésif qui sont présentés ont été effectués au laboratoire.

Cette partie est articulée de la sorte : chaque paragraphe est consacré à un matériau pour lequel on définira les principales caractéristiques mécaniques issues des essais.

2.2 Caractérisation expérimentale du comportement du béton

2.2.1 Béton utilisé

Dans nos travaux, nous avons utilisé deux types de béton, un béton courant en bâtiment appelé dans ce document béton ordinaire (BO) déjà utilisé par (Meaud, 2012) et un béton de haute performance (BHP) utilisé dans les travaux de (Si Larbi, 2005) et (Bouazaoui, 2005).

Le béton ordinaire retenu est de type prêt à l'emploi, il s'agit d'un C25/30 « Béton Standard » de Weber. Il présente un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et l'ensemble sable et gravier présente une granulométrie de 0 à 8 mm. Le dosage en eau, basé sur les recommandations du fabricant, est de 2,5 litres par sac de 25 kg de béton.

Pour le BHP retenu, on a 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^3 . Nous avons utilisé des granulats roulés, de la fumée de silice Elkem microsilica-Grade 971-U, un super plastifiant haut réducteur d'eau « CHRYSOPLAST V.70 » 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 2.1**.

Tableau 2.1 : Composition du béton BHP

Composition	Proportions kg/m^3
Gravier secs $4 < D < 12 \text{ mm}$	1050
Sable sec $1 < D < 4 \text{ mm}$	681
Ciment CEM I 52.5	400
Fumée de silice Elkem microsilica Grade 971-U	30
Eau	150.5
Adjuvant super plastifiant CHRYSOPLAST V.70	3.2

2.2.2 Réalisation des éprouvettes

Toutes les éprouvettes sont cylindriques de type $\Phi 16 \times 32 \text{ mm}^2$. Elles ont été bétonnées en même temps que les corps d'épreuve pour la caractérisation de l'interface (push-out ou double cisaillement) ou les poutres. Le stockage des éprouvettes a eu lieu à l'air ambiant.

Pour toutes les éprouvettes réalisées avec le béton ordinaire (BO), pour chaque gâchée, nous avons bétonné 6 éprouvettes cylindriques pour des essais de caractérisation le jour des essais sur les structures mixtes (3 éprouvettes testées en compression et 3 en traction).

Concernant le BHP, pour chaque gâchée, nous avons bétonné 9 éprouvettes cylindriques, 4 cylindres pour les essais de caractérisation à 28 jours et 5 cylindres le jour des essais sur les structures mixtes.

Les séries sont nommées de cette façon : série (PO_) pour les essais de caractérisation de l'interface avec l'essai push-out, série (DC_) pour les essais de caractérisation de l'interface avec un essai double recouvrement, série (AB_) pour les essais de flexion sur les poutres.

La mise en charge est effectuée à une vitesse constante dans la plage 0.1 à 0.2 MPa/s. Quelle que soit la gâchée utilisée, les essais de compression sur éprouvettes cylindriques suivent la norme *NF-P18-406*. Elles sont soumises à un chargement croissant jusqu'à la rupture. La contrainte à rupture de l'éprouvette correspond donc au rapport entre la charge de ruine et la section transversale de l'éprouvette.

Pour les essais par fendage, les essais ont été effectués conformément à la norme NFP 18-408. Les observations des éprouvettes fendues sont comparables d'une gâchée à une autre : elles montrent une très bonne homogénéité et un très léger bullage.

2.2.3 Résistance du béton

2.2.3.1 Béton ordinaire (BO)

Les résistances en compression et en traction du béton ordinaire utilisé sont résumées dans le **tableau 2.2**.

Tableau 2.2 : Caractéristiques du béton ordinaire utilisé

Béton ordinaire	Age du béton [jours]	Résistance en compression [MPa]	Résistance en traction [MPa]
DC1	103	41.3 ± 0.6	3.1 ± 0.0
PO4	43	30.6 ± 0.8	2.6 ± 0.1
PO5	44	30.4 ± 1.2	2.4 ± 0.1
PO6	45	28.8 ± 1.8	2.5 ± 0.1
PO7	44	34.9 ± 0.3	2.4 ± 0.1
PO8	52	36.1 ± 2.6	2.6 ± 0.1
PO9	72	31.8 ± 0.9	3.0 ± 0.1
PO10	67	36.4 ± 1.1	3.4 ± 0.1
PO11	65	31.6 ± 0.8	3.1 ± 0.2
PO12	31	28.0 ± 1.1	2.6 ± 0.2
PO13	28	28.1 ± 0.5	2.3 ± 0.0
PO14	223	31.6 ± 1.3	3.1 ± 0.1
PO15	217	36.0 ± 0.8	3.1 ± 0.1
PO17	93	21.4 ± 1.9	1.5 ± 0.0
PO18 & AB13	87	35.6 ± 1.3	2.8 ± 0.3
AB4 & AB5	42	34.8 ± 0.8	2.8 ± 0.0
AB6 & AB7	50	31.6 ± 0.5	2.4 ± 0.1
AB8 & AB9	46	31.3 ± 0.8	2.4 ± 0.1
AB10 & AB11	300	34.6 ± 0.4	2.9 ± 0.1
AB16 & AB17	158	40.1 ± 0.2	3.6 ± 0.1

Il faut noter que pour le béton de la série PO17, malgré qu'on ait utilisé le même mélange, on a obtenu un béton plus faible, de contrainte moyenne de 21.4 MPa en compression et 1.52 en traction. En examinant les cylindres après les essais de caractérisation, on a remarqué qu'il n'y avait pas une quantité suffisante de granulats, provenant donc probablement d'un défaut de composition du sac.

Pour les autres résultats, malgré une composition strictement identique, une méthodologie de bétonnage et un processus d'essai inchangés pour toutes les gâchées, on constate que les résistances varient : de 28.0 à 41.3 MPa en compression et de 2.3 à 3.6 MPa. Ces variations s'expliquent par la différence d'âge du béton (ces essais ayant été faits le jour des essais sur la structure mixte et qui diffère d'une gâchée à l'autre) mais également par une variation probable du contenu des sacs. Il est à noter que l'écart type pour une même gâchée reste inférieure à 2.6 MPa en compression et 0.2 MPa en traction, les résultats restent donc satisfaisants.

Le béton ordinaire qu'on a utilisé est le même que celui utilisé par (Meaud, 2012) puisqu'elle a trouvé que la résistance en compression variait entre 30 et 39 MPa selon l'âge du béton.

2.2.3.2 Béton haute performance (BHP) :

Deux gâchées ont été réalisées avec un béton (BHP). Pour la série PO16, nous avons testé le béton à 35 jours après le bétonnage et le jour des essais push out, soit 109 jours après bétonnage. Concernant la série PO19 + AB15, les essais de caractérisation ont été réalisés le jour des essais sur les structures collées, 88 jours après bétonnage. Les résultats sont résumés par le **tableau 2.3**.

Tableau 2.3 : Caractéristiques du béton BHP utilisé

BHP	Age du béton [jours]	Résistance en compression [MPa]	Résistance en traction [MPa]
PO16	35	63.1 ± 2.6	4.5*
PO16	108	63.3 ± 1.1	4.5 ± 0.2
PO19&AB15	88	60.6 ± 2.2	4.1 ± 0.8

*une seule valeur a été mesurée

On constate que pour les deux gâchées, nous avons obtenu un béton quasi identique, la contrainte moyenne varie très légèrement de 60.6 à 63.3 MPa en compression et de 4.1 à 4.5 MPa en traction avec des écarts types minimales.

Notons ici que le béton utilisé par (Si Larbi, 2005) a une résistance en compression de 67 ± 2 MPa et le béton utilisé par (Bouazaoui, 2005) a une résistance de 68 ± 5 MPa en compression et 5 ± 0.5 MPa en traction, ces deux ayant la même composition que celle que nous avons utilisée.

Remarque :

Nous n'avons pas mesuré les déformations sur notre béton mais on retiendra les valeurs trouvées par (Bouazaoui, 2005) et (Meaud, 2012) comme nous avons utilisé le même béton.

Pour le béton ordinaire, (Meaud) a trouvé que le module d'élasticité moyen est égale à 28 ± 3 GPa : il a été déterminé en considérant le rapport entre la contrainte à 40 % de la contrainte maximale et la déformation élastique.

Pour le BHP, selon (Bouazaoui), le module d'élasticité du béton est déterminé à l'aide du logiciel Pbéton sur des éprouvettes cylindriques en fixant trois capteurs faisant un angle de 120 degrés entre eux. Elle a obtenu la valeur du module d'élasticité à 30% de la charge de rupture du béton en compression. Il est égal à 36.6 GPa.

2.2.4 Comportement différé du béton

Nous n'avons pas étudié le comportement différé des bétons que nous avons utilisés. Toutefois, une étude bibliographique présentée ci-dessous, a été menée.

Le comportement différé du béton est défini par trois phénomènes : le fluage, le retrait et le vieillissement. Les propriétés mécaniques et physiques du béton ainsi que son hétérogénéité pilotent en grande partie ces phénomènes qui sont essentiellement dus à la présence d'eau dans le matériau.

La déformation totale à chaque instant est par définition la somme de la déformation élastique et des différentes déformations différées (retrait endogène, retrait de dessiccation, fluage propre et fluage de dessiccation).

2.2.4.1 Le retrait

Le retrait est par définition un phénomène de contraction volumique très développé dans le temps en l'absence de sollicitations externes. Le retrait est lié au départ à la consommation d'eau. Sa déformation finale varie entre 500 et 1000 $\mu\text{m/m}$ d'après Bissonnette et Pigeon (Berthollet, 2003), alors que la déformation élastique en traction n'excède pas 100 à 200 $\mu\text{m/m}$. Plusieurs types de retraits se succèdent dans le processus de formation du béton et ce, jusqu'à sa maturité :

a) Retrait endogène :

Il a lieu au cours de la réaction d'hydratation. Il correspond à une contraction de la pâte de ciment. Le rapport E/C a une influence sur ce retrait : typiquement si ce rapport diminue le retrait augmente.

b) Retrait thermique :

Lors de la réaction d'hydratation, un important dégagement de chaleur peut se produire. Plus l'épaisseur de la structure béton est importante, plus il est marqué. Le retrait thermique se produit à court terme.

c) Retrait de dessiccation :

Il est la première conséquence du séchage du béton. Il dépend de la porosité, du rapport G/C : si G/C augmente alors le retrait de dessiccation diminue, du volume de pâte de ciment, de la finesse des composants, de l'environnement et de la durée du séchage.

2.2.4.2 Fluage du béton

Cette propriété du matériau béton de se déformer en fonction du temps sous chargement constant a été longtemps ignorée au début de son utilisation. Pourtant, la déformation de fluage est deux à trois fois plus importante que la déformation instantanée du matériau. Elle est environ 500 à 600 $\mu\text{m/m}$.

Au début du vingtième siècle, Freyssinet a été le premier à rendre compte de ce phénomène. Pourtant, la durabilité des ouvrages dépend en grande partie de ce phénomène. Le fluage du béton dépend forcément de l'état hydrique du béton qui n'est pas uniforme. On observe que les bétons fortement dosés en eau fluent plus car ils deviennent plus poreux à maturité.

La déformation de fluage est divisée en deux composantes distinctes : le fluage propre et le fluage de dessiccation.

2.2.4.2.1 Fluage propre

Bazant (rapporté par (Bou Said, 2003)) l'a défini comme étant la déformation mesurée dans le temps d'une éprouvette chargée à t_0 avec un état hydrique et thermique uniforme pendant la durée de l'essai. La déformation est proportionnelle à la contrainte appliquée pour des chargements inférieurs à 50% de la charge à rupture du béton. L'analyse de sa cinétique permet de décrire deux régimes cinétiques distincts : ils sont donc dus à deux mécanismes différents :

a) Le fluage à court terme :

Plusieurs modèles sont supposés, nous retenons celui repris par (Reynouard, 2009) et (Bou Said, 2003). Il est associé à un processus de micro diffusion de l'eau capillaire sous l'action des efforts extérieurs appliqués ; sa cinétique est influencée par le rapport E/C. Ce mécanisme a pour conséquences de modifier le squelette solide.

b) Le fluage propre à long terme :

Il est indépendant du type de béton (E/C) et aurait des origines mécaniques. Ses origines restent hypothétiques, Bazant explique ce phénomène par un mécanisme de glissement des feuillettes C-S-H.

2.2.4.2.2 Fluage de dessiccation

Il a lieu lors du séchage du béton. En effet, on devrait s'attendre en phase de séchage (sachant que l'humidité relative diminue) à observer une diminution du fluage, or la déformation de fluage peut parfois atteindre quatre fois la déformation de fluage propre. Diverses approches existent pour

expliquer ce phénomène. Une première basée sur un effet de structure, mais Basant critique en montrant que même sur des éprouvettes de faibles épaisseurs, le fluage de dessiccation existe. D'autres théories basées sur une approche intrinsèque ont été développées, mais aucune n'est satisfaisante.

2.2.4.2.3 Modélisation du fluage

La description précise des mécanismes liés au fluage réside dans la complexité des modèles. Il paraît en effet, difficile de reproduire parfaitement le comportement d'un matériau avec très peu de variables d'observation. Néanmoins, il n'est pas toujours nécessaire d'obtenir une reproduction fine du comportement et des modèles simples peuvent être suffisants. Pour les ouvrages en situation de service, il est admis de pouvoir modéliser le fluage et ses effets par la théorie de la viscoélasticité linéaire. C'est le cas des modèles réglementaires pour les cas classiques de structures en béton (Eurocode 2, ACI 209, etc.). Lorsque les bâtiments sont particulièrement sensibles aux processus différés (barrages, ouvrages de grande portée, ou structures massives), une modélisation plus accrue des phénomènes est requise.

Parmi les multiples modèles réglementaires de prédiction du fluage, les plus pertinents et les plus couramment employés sont présentés en précisant leur possibilité de représentation de la phénoménologie. Ils s'accompagnent généralement d'une définition de la déformation de retrait $\varepsilon_{sh}(t)$ compte tenu de la simultanéité des processus de fluage et de retrait.

La déformation sous charge $\varepsilon_c(t)$ (y compris de fluage) ($\varepsilon_c(t) = J(t, t_0) \sigma(t)$) se limite généralement à une description globale de la cinétique de déformation primaire, voire secondaire par une limitation des contraintes au domaine linéaire de comportement. Par conséquent, ces modèles réglementaires ne sont pas adaptés à la modélisation de la cinétique ultime de fluage tertiaire (Wang et al., 1994). Ils ne permettent pas la considération des mécanismes micro structurels dépendant des contraintes internes, de l'état d'humidité relative ou de la microfissuration localisée.

Dans le modèle de fluage Eurocode 2 (2001), la déformation sous charge $\varepsilon_c(t)$ (y compris de fluage) est définie à partir de la fonction de fluage $J(t, t_0)$:

$\varepsilon_c(t) = J(t, t_0) * \sigma(t)$ tel que $\sigma(t)$ est la contrainte appliquée au temps t .

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_i(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{i28}}$$

La déformation sous charge $\varepsilon_c(t)$ est obtenue en ajoutant la déformation élastique instantanée à l'âge t_0 du béton $\varepsilon_e(t)$ et la déformation différée de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ où $\varepsilon_e(t) = \sigma(t)/E_i(t_0)$ et $\varepsilon_{fl}(t) = \varphi(t, t_0) * E_{i28} / \sigma(t)$.

Le coefficient de fluage est évolutif dans le temps. Ainsi, à partir de la connaissance du coefficient de fluage total (φ_0), l'Eurocode indique une méthode fiable menant à la valeur du coefficient de fluage du béton dans le temps ($\varphi(t, t_0)$).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_t(t, t_0)$$

Où :

- φ_0 est le coefficient de fluage conventionnel estimé par : $\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm})\beta(t_0)$
- φ_{RH} est un facteur tenant compte de l'influence de l'humidité relative sur le coefficient de fluage conventionnel. Plus le milieu sera saturé en eau, plus le fluage sera limité. A l'inverse, le fluage augmentera avec la surface d'échange en contact avec le milieu extérieur.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \text{ si } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

- RH, est l'humidité relative de l'environnement ambiant (généralement 80%).
- h_0 , est le rayon moyen de l'élément en mm. Il est égal à 2 fois le rapport de l'aire droite de béton (A_c), sur son périmètre en contact avec l'atmosphère (u). Plus le rayon est grand, moins il y aura d'évaporation au niveau du béton, donc le fluage sera moins important.

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u}$$

- f_{cm} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours donnée sur cylindre.
- α_1 et α_2 sont des coefficients tenant compte de l'influence de la résistance du béton :
 $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}$ et $\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}$
- $\beta(t_0)$ est un facteur tenant compte de l'influence de l'âge du béton au moment du chargement. Plus le béton est chargé prématurément, plus il aura tendance à se déformer sur l'action des sollicitations.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

- t_0 est l'âge du béton au moment du chargement, en jours.
- $\beta_t(t, t_0)$ est un coefficient qui rend compte du développement du fluage avec le temps après chargement et peut être estimé par l'expression suivante :

$$\beta_t(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t + t_0} \right)^{0.3}$$

- t , est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours.
- β_H est un coefficient dépendant de l'humidité relative (RH en %) et du rayon moyen de l'élément (h_0 en mm). Il peut être estimé par :

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \text{ si } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \text{ si } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

- α_3 est un coefficient tenant compte de l'influence de la résistance du béton :

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}$$

2.2.5 Fatigue du béton

Le comportement en fatigue des bétons utilisés n'a pas été étudié. Les éléments fournis ci-après relèvent d'une étude bibliographique.

La première courbe S-N concernant le béton date de 1903 (Mallet, 1991). Depuis, de nombreuses études ont concerné ce phénomène. La fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif : dans un premier temps des micro-fissures apparaissent et se propagent. Puis, ce premier phénomène provoque des macro-fissures. La diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant la rupture brutale du béton. Généralement, trois étapes se distinguent dans le développement des déformations au cours du processus de fatigue: une première étape de croissance rapide jusqu'à 10% de l'endurance totale, une deuxième étape de croissance uniforme de 10% à 80% de l'endurance totale, et enfin une troisième étape de croissance rapide jusqu'à rupture (**figure 2.10**)

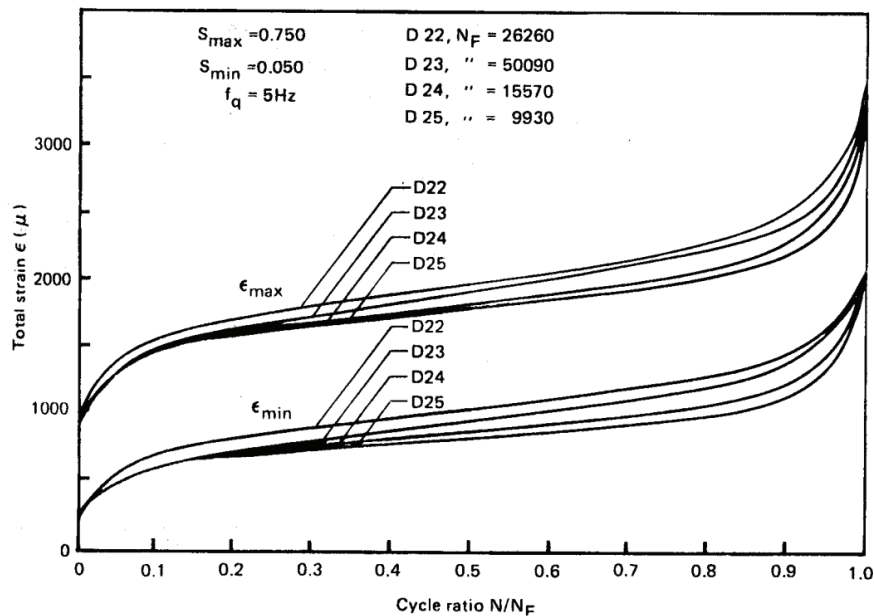


Figure 2.10 : Développement des déformations [Holmen, 1979 – d'après Mallet, 1991]

Le comportement en fatigue du béton diffère selon le type de chargement. Le comportement sera différent selon qu'il s'agisse d'un chargement en traction ou en compression. De plus, la variation de la déformation volumique est influencée par le niveau de chargement en compression cyclique (Hamelin et Ferrier, 2002) :

- si l'éprouvette est soumise à un chargement faible (inférieur à 30% de la charge de rupture), l'éprouvette se compacte davantage à chaque cycle. Il y a consolidation du béton.
- sous un chargement moyen (entre 30 et 80% de la charge de rupture), l'éprouvette se consolide dans un premier temps, puis une expansion se crée pour aboutir rapidement à une rupture.

- sous un chargement élevé (au-delà de 80% de la charge de rupture), il n'y a plus de consolidation, la phase d'expansion commence dès le début et la rupture survient rapidement.

Gao (d'après Hamelin et Ferrier, 2001) décrit l'endommagement du béton sous sollicitation de fatigue. Il distingue trois types de déformations qui en s'accumulant provoquent l'endommagement du béton : les déformations dues au fluage cyclique sous les actions des contraintes moyennes, les déformations irréversibles dues à l'endommagement du béton, les déformations dues à la variation du module d'élasticité.

(Papakonstantinou et al., 2001) rapportent que la résistance à la fatigue de pièces en béton, correspondant à 10 millions de cycles, est supposée équivalente à 55 % de la résistance statique initiale. (Hordijk, 1992) a étudié le comportement en fatigue du béton non armé, il a conclu que sous chargement cyclique, la propagation des fissures engendre la ruine. En effet, la fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif. Dans un premier temps, des microfissures apparaissent et se propagent. Ce premier phénomène provoque des macro-fissures; la diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant une rupture brutale (Wu, 2004).

La résistance à la fatigue du béton sous chargement en compression et en traction est définie par Aas-Jackobsen, Tepfers et Kutti (Mallet, 1991 et Wang, 2001) ci-après:

Fatigue du béton en compression: $\frac{\sigma_{max}}{f_{cm}} = 1 - \beta(1 - R) \text{Log} N$

Fatigue du béton en traction : $\frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{f_t} = 1 - \beta \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{f_t} \right) \text{Log} N$

Avec $R = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$, β un coefficient de matériau ($0,064 < \beta < 0,08$), f_{cm} la résistance statique du béton en compression, f_t la résistance statique du béton en traction et N le nombre de cycles à la rupture.

Généralement, pour les bétons courants, il y a peu de risque de rupture due à la répétition de variation de contraintes. Lors d'absence de données sûres, la résistance à la fatigue du béton à 10 millions de cycles peut être prise égale à environ 55% de la résistance statique en compression (Mallet, 1991). Dans le règlement français BPEL91, le phénomène de la fatigue du béton ne se pose pas lorsque les contraintes sont inférieures à 60% de la contrainte ultime du béton en compression.

2.3 Caractérisation expérimentale du comportement des aciers utilisés

Pour les essais de caractérisation de la connexion collée acier-béton, un HEB S275 a été utilisé pour les essais push out (PO) et des tronçons d'une tôle métallique d'épaisseur 20 mm pour les essais doubles recouvrements (DC). En ce qui concerne les essais de flexion sur poutre mixte, une dalle de béton renforcée par des barres à haute adhérence de diamètre 8 mm est assemblée à un IPE 120 S275. Nous présentons dans ce chapitre, les résultats d'essais effectués au laboratoire sur une éprouvette prélevée sur un IPE de même nuance que ces derniers.

2.3.1 Les essais de traction sur l'acier du/des profilés métalliques

Les essais de traction, conduits en suivant la norme NF EN ISO 527-2 (2002), ont été réalisés dans la thèse de C.Meaud. Nous présentons ci-après les principaux résultats.

2.3.1.1 Définition des éprouvettes

Trois éprouvettes ont été découpées dans la semelle d'un IPE S275. Trois autres éprouvettes ont été réalisées dans l'âme dans les mêmes conditions. La géométrie des éprouvettes testées est donnée par le **tableau 2.4** et la **figure 2.11**.

Tableau 2.4 : Dimensions en mm des éprouvettes haltères utilisées pour la caractérisation en traction des éprouvettes IPE 220 S275, (R correspond au rayon de la courbure de l'haltère). [Meaud 2012].

Eprouvette	h	b1	b2	L1	L2	L3	R
Ame 1	6.2	15.3	40	105	171	290	60
Ame 2	6.2	15.1	40	80	145	277	40
Ame 3	6.3	15.0	40	80	145	277	40
Semelle 1	9.4	10.2	40	90	160	279	60
Semelle 2	8.3	15.1	40	80	145	279	40
Semelle 3	9.0	15.1	40	80	145	279	40

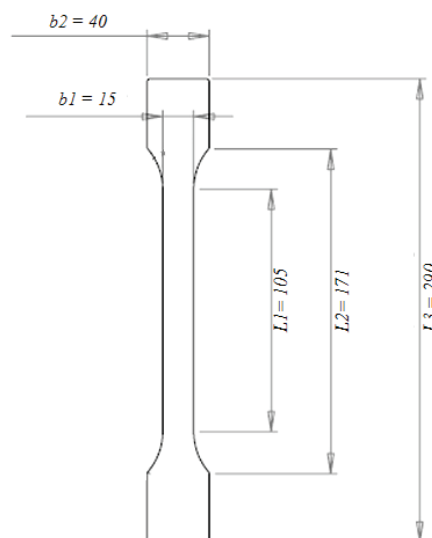


Figure 2.11 : Géométrie des éprouvettes de traction du profilé IPE 220 S275 (épaisseur h), dimension en mm

2.3.1.2 Résultats et analyse des essais

Les courbes (a) et (b) (figure 2.12) représentent respectivement pour l'âme et la semelle, l'évolution des contraintes en fonction des déformations des éprouvettes IPE testés. Le comportement des 6 éprouvettes est de type élasto-plastique écrouissant et globalement très similaire.

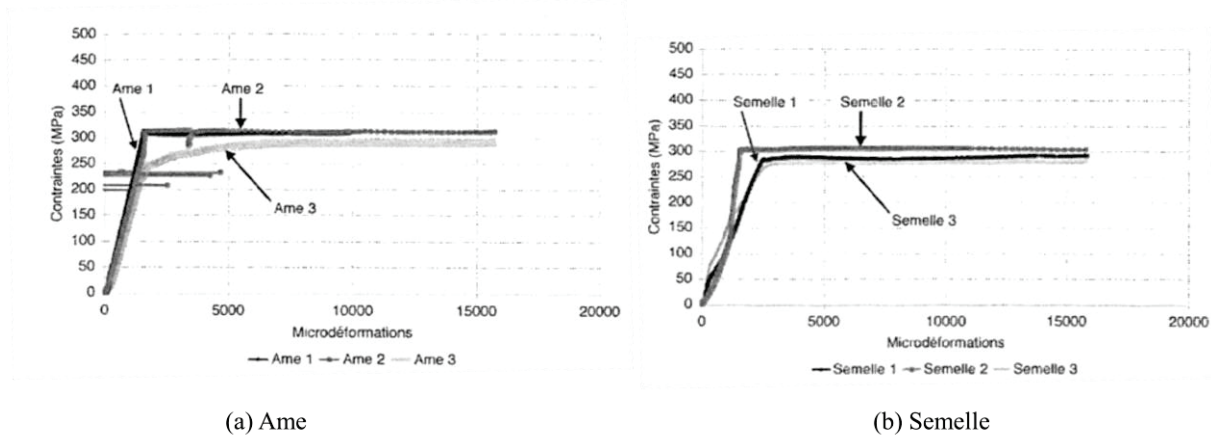


Figure 2.12 : Résultats des essais de traction (norme ISO 572-2 (2002)). Courbe contraintes déformations pour un IPE 220 S 275 [Meaud 2012].

La synthèse des résultats est donnée dans le **tableau 2.5**. La limite d'élasticité correspond au palier avant écrouissage et la déformation limite élastique est définie lors de la première apparition de non linéarité. La contrainte maximale est calculée à partir de la force maximale supportée par l'éprouvette et sa section initiale.

Tableau 2.5 : Valeurs caractéristiques en traction de l'IPE testé [Meaud 2012]

Éprouvettes		Géométrie		Limite d'élasticité (MPa)			Déformations élastique limite (%)			Contrainte maximale (MPa)		
		Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Par éprouvette	Moyenne	Écart type	Par éprouvette	Moyenne	Écart type	Par éprouvette	Moyenne	Écart type
Ame	Éprouvette 1	15.3	6.2	307	304	12	1,6	1.6	0.1	450	443	12
	Éprouvette 2	15.1	6.1	314			1,7			450		
	Éprouvette 3	15.0	6.3	291			1,6			430		
Semelle	Éprouvette 1	9.4	10.2	284	289	13	2.6	2.4	0.7	435	438	7
	Éprouvette 2	15.1	8.3	304			1,7			446		
	Éprouvette 3	15.1	9.0	279			3.0			433		

Nous constatons que les caractéristiques mécaniques de l'acier de la semelle sont sensiblement différentes de celles de l'âme. La contrainte maximale est dans tous les cas à peu près égale à 440 MPa. Par contre, les limites d'élasticité correspondant à l'asymptote horizontale sur le diagramme contraintes-déformations (**figure 2.12**) sont différentes entre la semelle et l'âme pour chaque éprouvette testée. Pour l'âme celle-ci est en moyenne de 304 MPa et pour la semelle de 289 MPa. La déformation limite élastique est en moyenne de 1.6 ‰ dans l'âme alors qu'elle est de 2.4 ‰ pour la semelle. Ce résultat est assez étonnant et peut être dû en partie à la méthodologie de confection des éprouvettes et au relâchement des contraintes internes de laminage. Nous tiendrons compte de cette information pour l'exploitation des mesures de déformations sur les essais de poutre.

Enfin, notons que la déformation limite élastique théorique qui est calculée à partir de la nuance de l'acier est plus faible (1.3 ‰) que celle mesurée dans les deux cas.

2.3.2 Fluage de l'acier

Le comportement à long terme des aciers est souvent étudié à hautes températures ($>1/3T_f$). Le fluage est alors présent. Ainsi, mis à part lors de l'étude au feu des constructions, les aciers qui les constituent sont soumis à des températures ambiante et à des charges dites de service.

Les aciers de construction sont, dans cette configuration, faiblement soumis au fluage: l'augmentation au cours du temps des déformations sous charge constante et à température ambiante reste négligeable. Donc, la déformation de fluage est alors considérée comme égale à la déformation initiale.

2.3.3 Fatigue de l'acier

Parmi les causes de rupture des pièces ou des structures métalliques en service l'endommagement par fatigue est de loin le plus répandu.

Les courbes de Wöhler d'un acier comprennent trois domaines. L'endurance illimitée correspond au domaine des grands nombres de cycles ($N > 10^6$ cycles). Le domaine d'endurance limitée est le domaine pour lequel la rupture du matériau se produit systématiquement. Le domaine de faibles durées de vie ($N < 10^4 - 10^5$ cycles) c'est le domaine de la fatigue oligocyclique (fatigue par déformation plastique excessive) ; ces deux derniers domaines (endurance limitée et oligocyclique) sont les plus importants où les propriétés de l'acier évoluent le plus (**figure 2.13**).

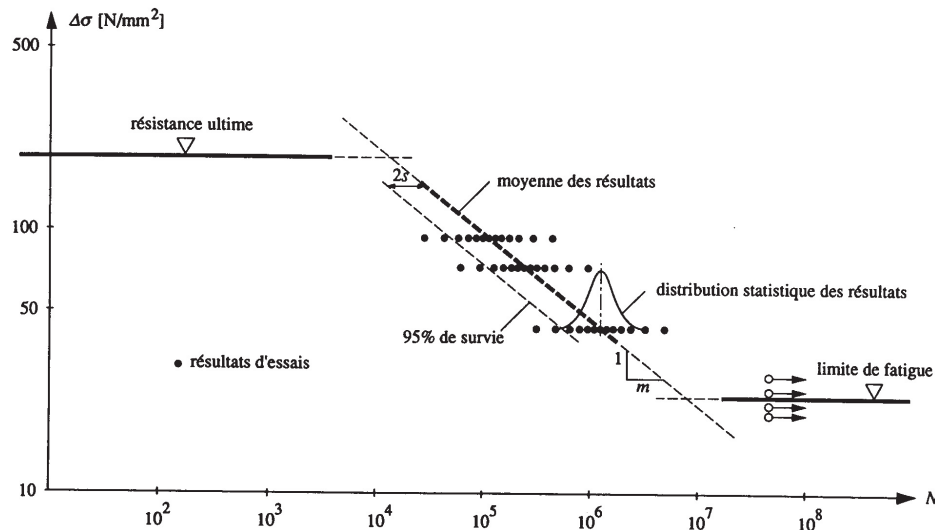


Figure 2.13 : Essai de fatigue sur l'acier

Pour les éléments soudés, l'initiation de la fissure est très rapide à cause de la présence d'anomalies. La durée de vie peut-être obtenue par l'équation suivante :

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D \Delta K^n} da$$

N_{ij} : nombre de cycles nécessaire pour agrandir la fissure de a_i à a_j
 a : dimension de fissure, avec $a_j > a_i$.

Pour des armatures de béton armé de nuance S500, l'évolution des propriétés mécaniques a été particulièrement étudiée par (Kashani, 1989). Cette étude a mis en évidence une baisse de l'ordre de 3 à 5 % du module d'élasticité au bout de 20 000 cycles pour un niveau de $0.95 f_c$. Le module d'élasticité suit une loi de type : $E = a - b \cdot \log(N)$ avec a et b constantes égales à 200 000 et 3 500 d'après Kashani.

La contrainte ultime provoquant la rupture au bout d'un nombre de cycles (N_R) est établie en conduisant des essais de fatigue en sollicitant l'acier à un niveau de contrainte supérieur à la limite d'élasticité de l'acier. La détermination du nombre de cycles à rupture est alors établie en limitant la déformation au bout de chaque cycle à la déformation ultime de l'acier.

Pour les structures métalliques, la fissuration par fatigue se produit rarement dans le matériau de base éloigné de tout détail d'usinage, de soudure ou d'assemblage.

2.4 Caractérisation expérimentale de l'adhésif

L'adhésif a été caractérisé, à l'état massif, en traction sur des éprouvettes haltères. Ce type d'essais permet de déterminer les capacités du matériau et non des interfaces dans le cas du collage. Il est important de noter qu'il peut exister une controverse quant à la pertinence des essais sur matériau à l'état massif, qui fonctionnent pourtant sous forme de joints minces. Dans le cas du collage en génie civil, nous considérons que les épaisseurs de l'adhésif sont suffisamment importantes (supérieures à un demi millimètre) afin de pouvoir corrélérer les propriétés des matériaux à l'état massif à celles des joints de colle.

2.4.1 Nature des adhésifs utilisés

Pour nos corps d'épreuve, nous avons utilisé trois adhésifs nommés SIKADUR 30, SIKADUR 31-DW et SIKADUR 31-CF. En fait, depuis 2005, les essais de caractérisation de l'interface ou des poutres effectués dans notre laboratoire ont tous été réalisés avec l'adhésif SIKADUR 30 car c'est celui qui respecte le mieux de cahier des charges défini lors du projet National MIKTI. Ce produit a déjà fait l'objet de deux campagnes de caractérisation en traction (Meaud et al., 2011).

Pendant les travaux de cette thèse, il est devenu très difficile de se procurer cet adhésif car la société SIKA l'a remplacé par un nouvel adhésif dénommé SIKADUR 31-DW puis par SIKADUR 31-CF. Nous avons donc été contraints d'abandonner progressivement la SIKADUR 30 au profit de la SIKADUR 31.

Même si ce nouveau produit est annoncé comme complètement équivalent à l'adhésif SIKADUR 30, nous avons décidé de réaliser une petite campagne d'essais de caractérisation pour s'en assurer. Un paragraphe ci après présente les résultats expérimentaux.

Pour les deux produits, il s'agit d'une colle époxydique thixotrope à deux composantes. Conformément à la norme *NF P 18-870*, elles peuvent être utilisées comme produit de collage structural en classe 1. Ce sont des colles bi-composants : le premier (noté A) est la résine, le second (B) correspond au durcisseur. Le dosage est de un pour trois pour les deux colles SIKADUR 30 et SIKADUR 31-DW et de un pour deux pour SIKADUR 31-CF.

Cette résine possède de nombreux avantages. Tout d'abord, elle possède une très forte adhérence sur la plupart des supports (béton, mortier, pierres, acier ...), supérieur à 4 MPa. Elle est imperméable aux liquides et à la vapeur d'eau. Son durcissement est rapide : au bout de 48 heures, à 20°C, ses caractéristiques mécaniques sont proches de leur maximum. Sa mise en œuvre et le mélange sont faciles.

Avant d'appliquer la colle SIKADUR, il est recommandé de mettre un primaire sur l'acier à coller. Le primaire utilisé pour tous les corps d'épreuve est la Sikafloor-156 de la marque Sika. C'est une résine époxydique à deux composants, polyvalente et à basse viscosité. Le support recevant le primaire doit être propre, sec et avoir subi une préparation mécanique par grainage ou rabotage afin d'obtenir un état de surface rugueux et débarrassé de toute partie non ou peu adhérente, de trace d'huile ou toute substance susceptible de nuire à l'adhérence. Enfin, lors de la pose du produit, la température ambiante du support doit être comprise entre 10 et 30 °C, avec une humidité relative inférieure à 80%.

2.4.2 Comportement instantané

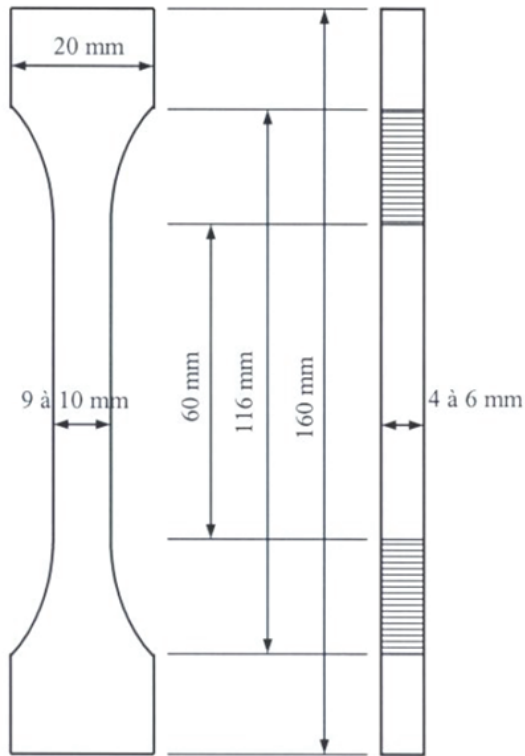
2.4.2.1 Réalisations des éprouvettes

Nous avons réalisé 4 jeux de 6 éprouvettes haltères avec les adhésifs SIKADUR 31-DW et SIKADUR 31-CF, deux jeux pour chacun. Ces éprouvettes sont identifiées de la façon suivante : 1.1 à 1.6 pour le premier jeu, 2.1 à 2.6 pour le deuxième jeu, 3.1 à 3.6 pour le troisième jeu et 4.1 à 4.6 pour le quatrième jeu.

La résine est mélangée au durcisseur, à la main et à une température ambiante (environ 25°C) jusqu'à obtenir un mélange totalement homogène. Puis le mélange est mis en place dans un moule en silicone et le démoulage a eu lieu après deux jours.

2.4.2.2 Géométrie des éprouvettes

Afin de réaliser des essais de traction simple sur l'adhésif, nous utilisons des éprouvettes haltères, dont les dimensions sont données sur la **figure 2.14**.



Géométrie des Haltères (norme NF EN ISO 527-2, épaisseur 4 mm)

Eprouvette	Epaisseur mm	Largeur mm	Aire mm ²
SIKADUR 31-DW			
1.1	4.3	9.7	41.7
1.2	4.7	10.3	48.4
1.3	5.0	10.2	51.0
1.4	4.3	9.7	41.7
1.5	4.8	10.0	48.0
1.6	4.8	10.1	48.5
2.1	4.3	9.8	42.1
2.2	4.1	9.6	39.4
2.3	4.9	10	49.0
2.4	4.6	10.1	46.5
2.5	4.7	10.2	47.9
2.6	5.0	10.0	50.0
SIKADUR 31-CF			
3.1	4.6	9.7	44.6
3.2	4.9	9.9	48.5
3.3	4.9	10	49.0
3.4	5	10.1	50.5
3.5	5.5	10.3	56.7
3.6	5.1	10.1	51.5
4.1	4.3	9.9	42.6
4.2	4.1	10.6	43.5
4.3	4.6	10.1	46.5
4.4	4.8	10.5	50.4
4.5	5	10.2	51.0
4.6	4.8	10.1	48.5

Les dimensions ont été mesurées dans la zone centrale

Figure 2.14 : Géométrie des éprouvettes de colle

2.4.2.3 Instrumentation

Durant l'essai, outre la force, on mesure la déformation longitudinale dans les éprouvettes 1.4, 1.5, 2.4 à 2.6 et 3.4 à 3.6 qui ont été munies d'une jauge de 10 mm de longueur de grille dans la zone centrale (**figure 2.15**). Il est à noter que, suite à une mauvaise manipulation, l'éprouvette 1.6 s'est prématurément brisée et n'a donc pu être testée.

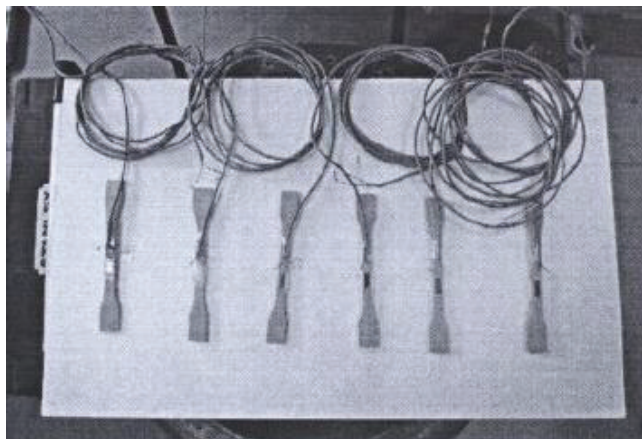


Figure 2.15 : Eprouvettes instrumentées

2.4.2.4 Description de l'essai

Les essais de traction ont été réalisés avec une machine de traction pilotée en déplacement imposé.

Lors de chaque essai, après une phase d'accroche de l'éprouvette n'excédant pas 100 N, la course du vérin est augmentée jusqu'à la ruine avec une vitesse de 1 mm / minute. Pendant l'essai, le déplacement de la travée du vérin, la force du vérin et la déformation ont été enregistrés avec une fréquence d'acquisition de 2 hertz.

Le montage est présenté sur la **figure 2.16**. Les essais de traction sont conduits en suivant la norme *ISO 527-2*.

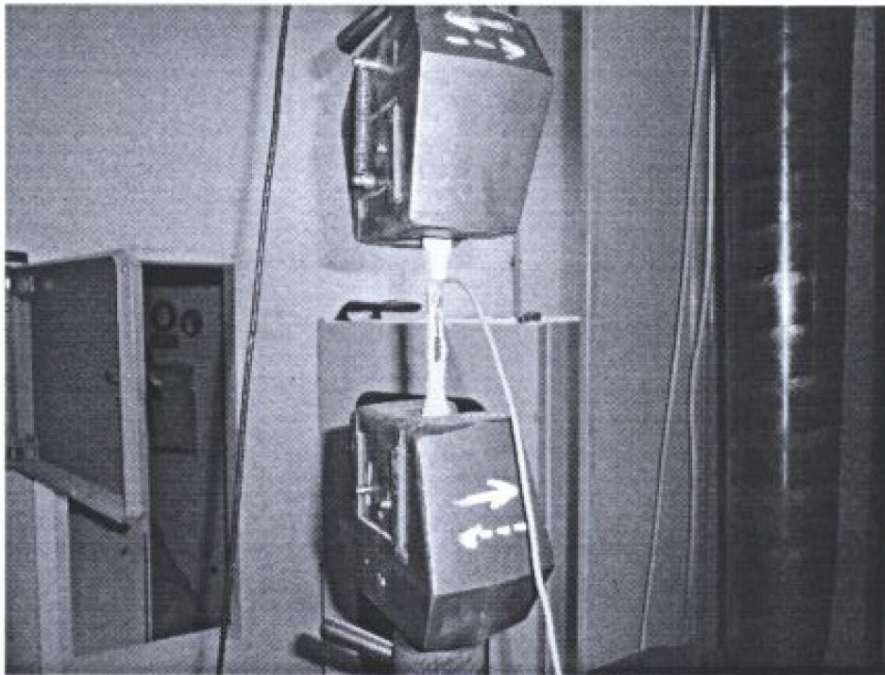


Figure 2.16 : Montage de l'essai de traction réalisé sur éprouvettes haltère

2.3.2.4 Résultats expérimentaux

Pour chacune des éprouvettes, la rupture a été fragile, à différentes valeurs de charge qui sont présentées dans le **tableau 2.6**.

Tableau 2.6 : Résultats des essais de traction sur l'adhésif SIKADUR 31-DW et SIKADUR 31-CF

Eprouvette	Section mm ²	Force à rupture N	Allongement à rupture				Contrainte à rupture					Module sécant					
			Par éprouvette	Moyenne par série	Moyenne totale	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne par série testée	Moyenne par gâchée	Moyenne totale	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type			
			$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa			
SIKADUR 31-DW	1.1	41.7	1023	-	-	-	24.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1.2	48.4	1475	-	-	-	30.5	27.1	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1.3	51.0	1335	-	-	-	26.2	-	24.6	-	-	-	-	-	-	-	
	1.4	41.7	850	1670	-	-	20.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1.5	48.0	1030	1950	1810	-	21.5	20.9	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1.6 ⁽¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2.1	42.1	850	-	-	1942	20.2	-	-	23.2	5.5	-	-	12386	2107	-	
	2.2	39.4	1016	-	-	-	25.8	19.1	-	-	-	-	-	-	-	-	
	2.3	49.0	556	-	-	-	11.3	-	22.0	-	-	-	-	-	-	-	
	2.4	46.5	1430	3020	-	-	30.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2.5	47.9	925	1500	2030	-	19.3	24.9	-	-	-	-	-	-	-	-		
2.6	50.0	1230	1570	-	-	24.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
SIKADUR 31-CF	3.1	54.5	1050	-	-	-	19.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3.2	48.5	459	-	-	-	9.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3.3	54.1	685	-	-	-	12.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3.4	50.5	561	1710	-	1957	11.1	-	13.9	13.9	4.1	-	6498	7100	524	-	
	3.5	51.0	958	2520	-	-	18.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	3.6	51.9	626	1640	-	-	12.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	4.1	44.6	680	-	-	-	15.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	4.2	48.5	726	-	-	-	15.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	4.3	49.0	857	-	-	-	17.5	-	14.8	14.8	3.6	-	-	-	-	-	
	4.4	50.5	716	-	-	-	14.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4.5	56.7	476	-	-	-	8.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
4.6	51.5	961	-	-	-	18.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

⁽¹⁾ Eprouvette endommagée

Les figures 2.17 et 2.18 présentent les contraintes déterminées à l'endroit de la rupture, en fonction des déformations mesurées par les jauges longitudinales. On peut observer que les courbes ne sont pas exactement superposées.

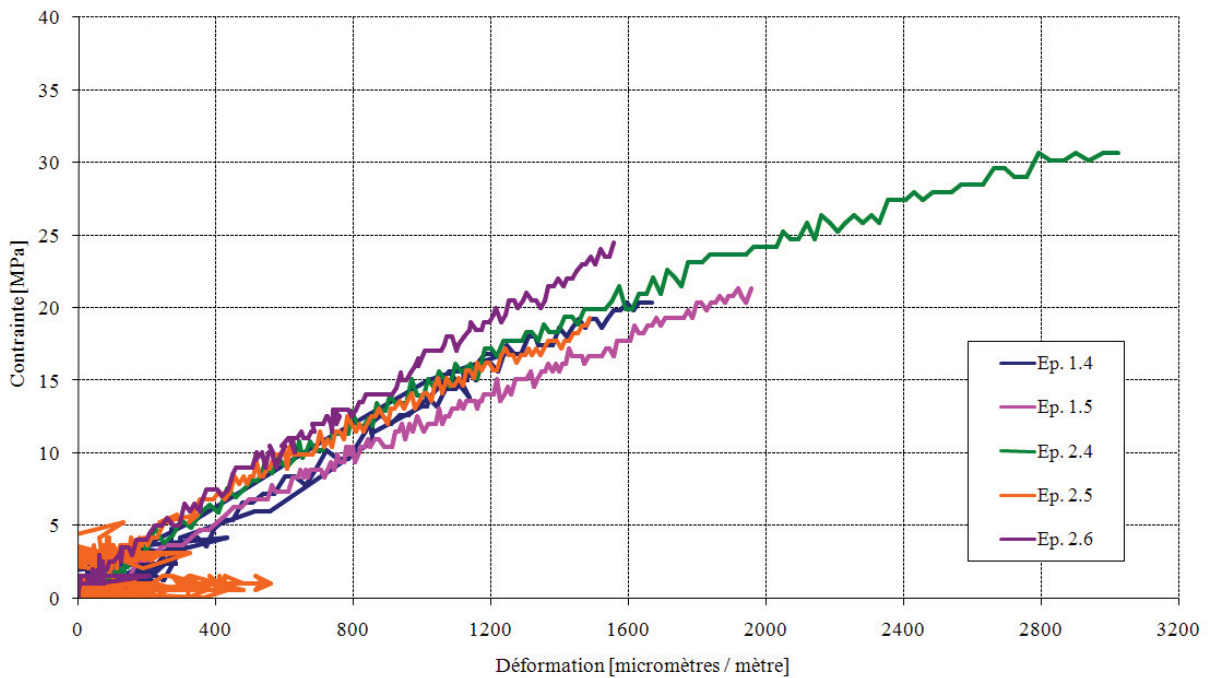


Figure 2.17 : Evolution des contraintes en fonction des déformations pour des éprouvettes de l'adhésif SIKADUR 31- DW

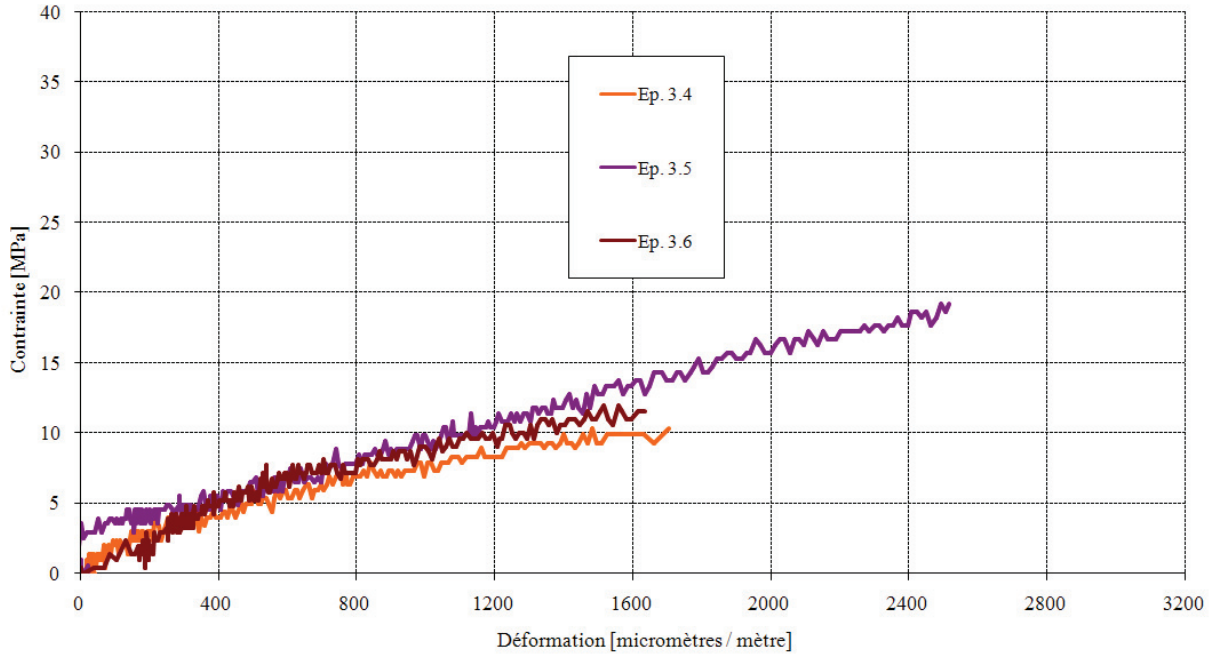


Figure 2.18 : Evolution des contraintes en fonction des déformations pour des éprouvettes de l'adhésif SIKADUR 31- CF

On constate que l'adhésif présente un comportement élastique, légèrement non linéaire, jusqu'à rupture fragile. En toute rigueur, le caractère élastique est admis car la réversibilité n'a pas été vérifiée. De plus le caractère non linéaire de la réponse élastique est également une interprétation car la non linéarité pourrait tout à fait correspondre à une composante viscoplastique discrète.

Concernant l'adhésif SIKDAUR 31-DW, la contrainte à rupture moyenne atteint 23.2 ± 5.5 MPa et la déformation élastique limite 1942 ± 626 $\mu\text{m}/\text{m}$. ces résultats sont proches de ceux obtenus en considérant les gâchés séparément et également proches des résultats obtenus lors des essais effectués sur l'adhésif SIKADUR 30 par (Meaud, 2012) (voir **tableau 2.7**).

Tableau 2.7 : Résultats des essais de traction sur l'adhésif SIKADUR 30 (Meaud, 2012)

Eprouvette	Allongement à rupture			Contrainte à rupture		
	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type
	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	MPa	MPa	MPa
1	2100	2160	688	30.0	25.4	7.4
2	3200			33.0		
3	2400			29.0		
4	1500			16.0		
5	1600			19.0		

Pour l'adhésif SIKADUR 31- CF, la contrainte à rupture moyenne atteint 14.4 ± 3.9 MPa et la déformation élastique limite 1957 ± 489 $\mu\text{m}/\text{m}$.

De plus, on constate que le module de Young mesuré pour l'adhésif SIKADUR 31-DW vaut 12386 MPa, il est très proche de celui de SIKADUR 30 qui vaut 12300 MPa. Quant à la SIKADUR 31-CF, le module de Young est beaucoup moins, il vaut 7100 MPa.

En conclusion, on peut en effet considérer sur le plan du comportement mécanique instantané, les adhésifs SIKADUR 30 et SIKADUR 31-DW sont équivalents et ne devraient pas introduire de différence de comportement sur les essais de caractérisation de l'interface ou les essais de structures. Pour l'adhésif SIKADUR 31-CF, on trouve qu'il diffère des deux autres adhésifs utilisés, il est moins résistant et moins rigide mais est ce qu'on retrouvera cette différence sur son comportement lors des essais sur des structures assemblées ?! Des essais de comparaison présentés dans cette thèse vont nous permettre de répondre à cette question.

2.4.3 Vieillessement

Afin d'étudier l'influence du vieillissement sur le comportement de la colle et du primaire, nous avons réalisé 2 autres jeux des éprouvettes haltères avec l'adhésif SIKADUR 31-CF et 2 jeux avec le primaire. Un jeu de l'adhésif et un jeu du primaire ont subi des conditions de vieillissement accéléré : ils sont mis dans une cuve remplie d'eau à température de 35°C pendant 2 mois. Les deux autres jeux sont conservés à l'air ambiant du laboratoire. Ces éprouvettes sont identifiées de la façon suivante : C.1 à C.6 pour la colle non vieillie, C.7 à C.11 pour la colle vieillie, P.1 à P.6 pour le primaire non vieilli et P.7 à P.11 pour le primaire vieilli.

Le même type d'essai, détaillé avant pour identifier le comportement instantané, a été réalisé sur l'ensemble des éprouvettes.

Les dimensions de la zone centrale des éprouvettes sont données sur le **tableau 2.8**.

Tableau 2.8 : Dimensions de la zone centrale pour la colle et le primaire

Colle (SIKADUR 31 CF)				Primaire (SIKAFLOOR-156)			
Epreuve	Epaisseur	Largeur	Aire	Epreuve	Epaisseur	Largeur	Aire
	mm				mm		
C.1	5.1	10.2	52.0	P.1	5.1	9.9	50.5
C.2	5.3	10.2	54.1	P.2	4.8	9.9	47.5
C.3	5.1	10.1	51.5	P.3	4.5	9.6	43.2
C.4	5.5	10.3	56.7	P.4	4.6	9.6	44.2
C.5	4.9	9.8	48.0	P.5	4.9	9.9	48.5
C.6	4.7	9.5	44.7	P.6	4.1	9.5	39.0
C.7	4.7	9.8	46.1	P.7	5.0	9.7	48.5
C.8	4.6	9.7	44.6	P.8	5.1	10.0	51.0
C.9	4.5	9.6	43.2	P.9	4.9	10.1	49.5
C.10	5.1	10.2	52.0	P.10	4.2	9.6	40.3
C.11	4.8	9.8	47.0	P.11	4.9	9.9	48.5

Les deux premières éprouvettes de chaque série sont munies de deux jauges de déformation décalées de 2 cm du centre, la troisième et la quatrième de chaque série sont munies d'une seule jauge.

2.3.3.1 Colle Vieillie

Les **figures 2.19 et 2.20** présentent les contraintes déterminées à l'endroit de la rupture, en fonction des déformations mesurées par les jauges longitudinales.

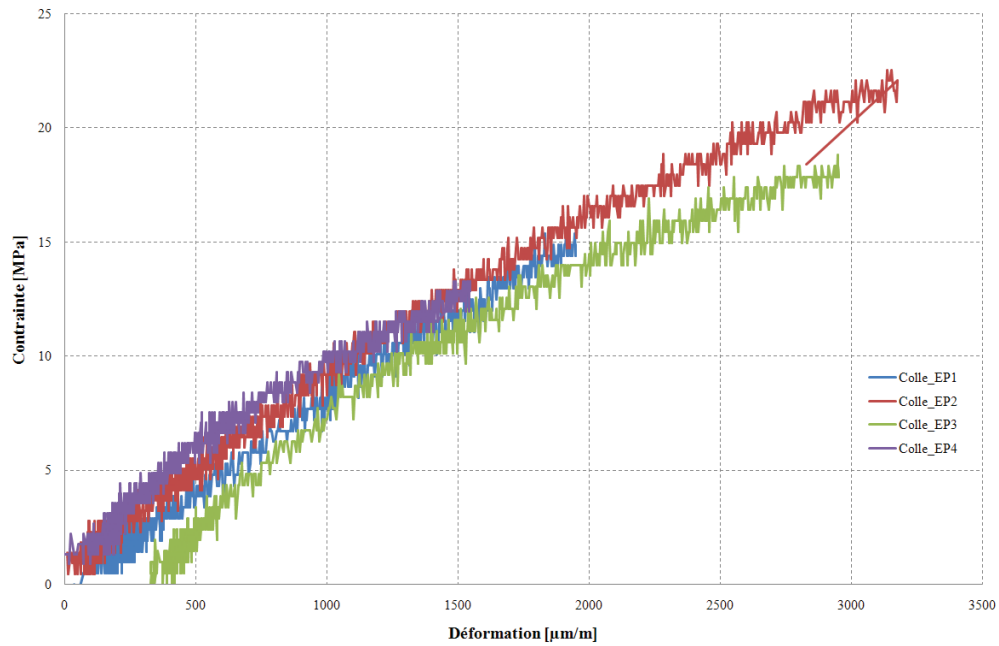


Figure 2.19 : Comportement de la colle non vieillie

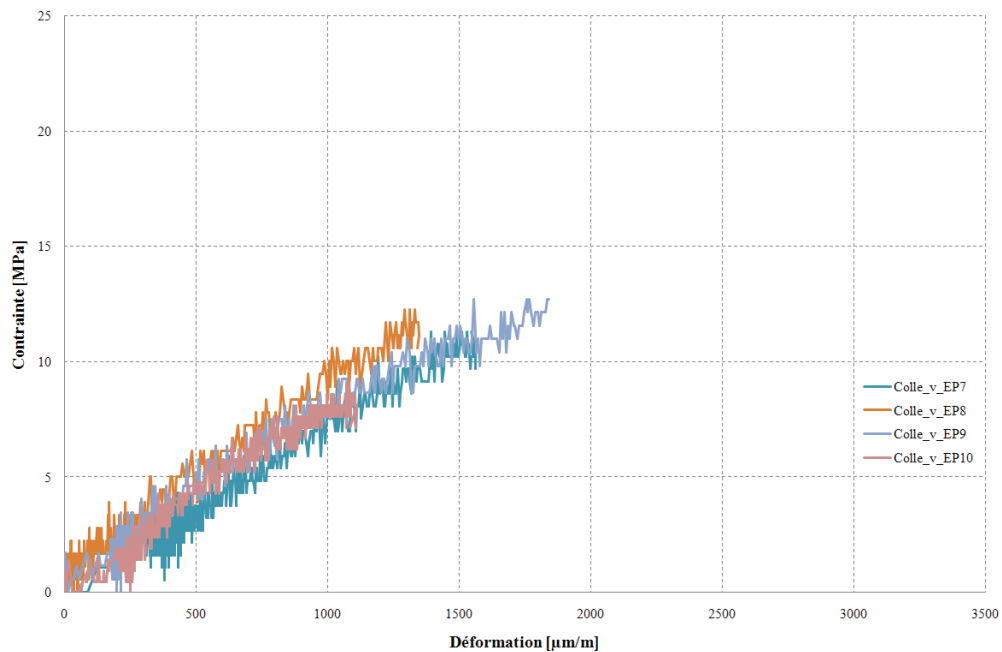


Figure 2.20 : Comportement de la colle vieillie

Le **tableau 2.9** récapitule les résultats des essais de traction sur la colle vieillie et non vieillie.

Tableau 2.9: Résultats des essais de la colle vieillie et non vieillie

Eprouvette	Section mm ²	Force à rupture N	Allongement à rupture					Contrainte à rupture			Module sécant			
			Jauge 1 μm/m	Jauge 2 μm/m	Moyenne des 2 jauges μm/m	Moyenne totale μm/m	Ecart type μm/m	Par éprouvette MPa	Moyenne par gâchée MPa	Ecart type MPa	Par éprouvette MPa	Moyenne MPa	Ecart type MPa	
Non vieillie	C.1	52.0	1934	1954	1944	2396	775	15.3	17.7	3.9	8044	8134	503	
	C.2	54.1	1210	2848	3453			3151			22.4			8615
	C.3	51.5	976	2946	-			-			18.9			7467
	C.4	56.7	705	1544	-			-			12.4			8409
	C.5	48.0	941	-	-			-			19.6			-
	C.6 ⁽¹⁾	44.7	536	-	-			-			12.0			-
vieillie	C.7	46.1	482	1286	1801	1544	1454	317	10.5	11.4	1.9	7082	7962	1112
	C.8	44.6	597	1228	1490	1359			13.4			9372		
	C.9	43.2	552	1834	-	-			12.8			7062		
	C.10	52.0	455	1081	-	-			8.7			8333		
	C.11	47.0	555	-	-	-			11.8			-		

⁽¹⁾ Eprouvette endommagée

Nous pouvons remarquer que le vieillissement proposé n’a pas changé le module d’élasticité de la colle, il vaut en moyenne 8000 MPa, proche de ce qui a été trouvé pour la même colle dans la partie du comportement instantané (7100 MPa). En revanche, le vieillissement accéléré induit une chute de résistance de l’ordre de 36%.

2.3.3.2 Primaire Vieilli

Les figures 2.21 et 2.22 présentent les contraintes déterminées à l’endroit de la rupture, en fonction des déformations mesurées par les jauges longitudinales.

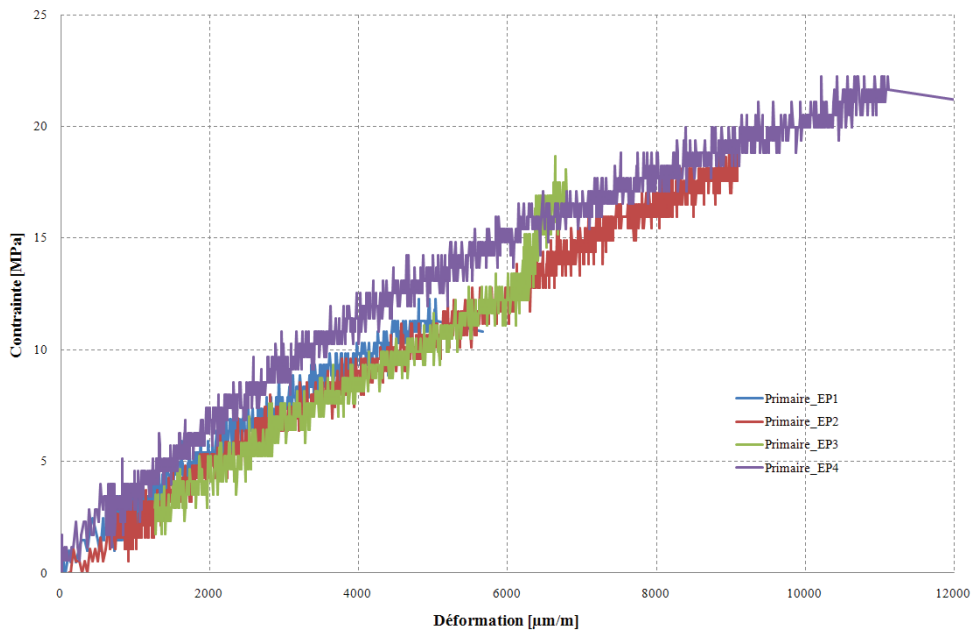


Figure 2.21 : Comportement du primaire non vieilli

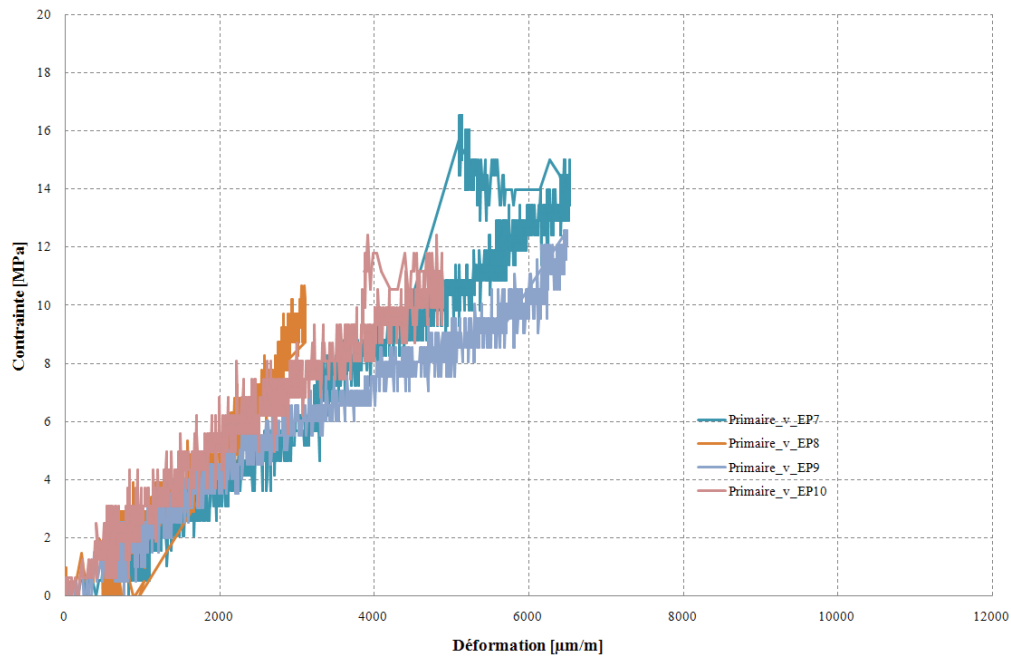


Figure 2.22 : Comportement du primaire vieilli

Le **tableau 2.10** récapitule les résultats des essais de traction sur le primaire vieilli et non vieilli.

Tableau 2.10 : Résultats des essais du primaire vieilli et non vieilli

Eprouvette	Section mm ²	Force à rupture N	Allongement à rupture					Contrainte à rupture			Module sécant			
			Jauge 1 µm/m	Jauge 2 µm/m	Moyenne de 2 jauges µm/m	Moyenne totale µm/m	Ecart type µm/m	Par éprouvette MPa	Moyenne par gâchée MPa	Ecart type MPa	Par éprouvette MPa	Moyenne MPa	Ecart type MPa	
Non Vieilli	P.1	50.5	561	4651	5457	5054	7948	2586	11.1	19.8	5.3	2505	2301	288
	P.2	47.5	916	16362	1087	8724.5			19.3			2245		
	P.3	43.2	1070	6904	-	-			24.8			2098		
	P.4	44.2	915	11109	-	-			20.7			3178		
	P.5	48.5	1120	-	-	-			23.1			-		
	P.6	39.0	911	-	-	-			23.4			-		
Vieilli	P.7	48.5	787	10667	1136	5901.5	5089	1480	16.2	12.6	2.4	2117	2254	414
	P.8	51.0	496	4897	1309	3103			9.7			2773		
	P.9	49.5	613	6475	-	-			12.4			1785		
	P.10	40.3	474	4877	-	-			11.8			2339		
	P.11	48.5	618	-	-	-			12.7			-		

On peut tirer la même conclusion de la colle sur le primaire puisque qu'on a à peu près le même module d'élasticité pour le primaire vieilli et non vieilli (2270 MPa) et le primaire vieilli a perdu 36 % de sa résistance par rapport au primaire non vieilli.

2.4.3.3 Synthèse

Le module d'élasticité de la colle SIKADUR 31-CF vaut 8000 MPa et 2270 MPa pour le primaire SIKAFLOOR-156.

Pour la colle et le primaire, le vieillissement proposé n'a pas influencé le module d'élasticité des deux matériaux, par contre il a une grande influence sur leur résistance. Ils ont perdu 36 % de leur résistance par rapport au cas non vieilli.

Le vieillissement proposé a diminué la performance de ces deux matériaux. Est-ce le cas pour des assemblages collés où la colle et le primaire ont des petites épaisseurs et sont protégés par les substrats ?

2.5 Caractérisations des armatures longitudinales

Ces armatures ont été caractérisées dans la thèse de C.Meaud, nous rappelons ci-après les principaux résultats.

2.5.1 Nature des aciers et essais

Il s'agit des barres HA de diamètre 8 mm. Trois éprouvettes ont été découpées dans le même treillis que ceux renforçant la dalle en béton armé. Les éprouvettes sont des éprouvettes cylindriques d'environ 300 mm de longueur. Leur diamètre initial est de 7.1 mm.

Le dispositif de mise en charge est le même que pour les éprouvettes haltères.

Outre la force et le déplacement relatif des mors de la machine, la déformation en zone centrale de l'éprouvette est mesurée grâce à une jauge de déformation de 5 mm de longueur de grille. Cette jauge est posée au centre du tronçon sur un petit méplat réalisé à la meuleuse.

2.5.2 Résultats des essais de traction sur l'acier longitudinal

La **figure 2.23** représente l'évolution des contraintes en fonction des déformations mesurées en zone centrale des éprouvettes cylindriques issues du treillis. On constate que le comportement entre les 3 éprouvettes est globalement très similaire.

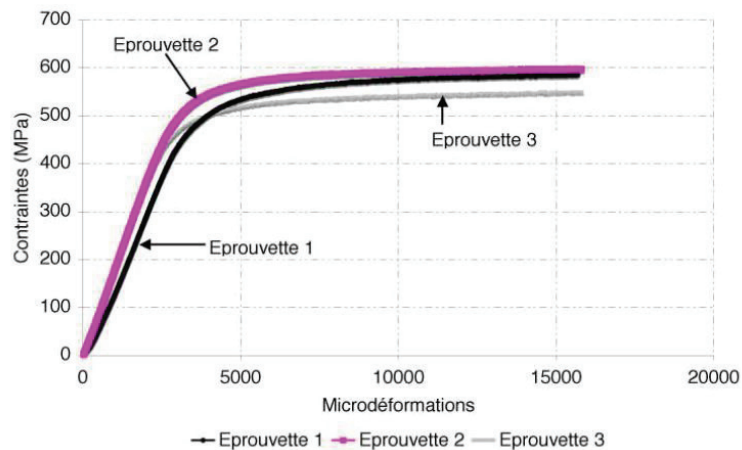


Figure 2.23 : Résultats des essais de traction (norme ISO 527-2(2002)) pour les treillis soudés ST35 [Meaud 2012]

Le **tableau 2.11** synthétise les différentes caractéristiques mécaniques du matériau testé. La limite d'élasticité est d'environ 545 MPa et la contrainte à rupture de l'ordre de 586 MPa. La déformation élastique limite est d'environ 2.6 %.

Tableau 2.11 : Valeurs caractéristiques en traction du ST 35 S500 testé [Meaud 2012]

Eprouvettes	Géométrie Diamètre (mm)	Limite d'élasticité (MPa)			Déformations élastique limite (‰)			Contrainte maximale (MPa)		
		Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type
Eprouvette 1	7.1	544	545	25	2.9	2.6	0.2	598	586	22
Eprouvette 2		544			2.9			598		
Eprouvette 3		521			2.5			599		

2.5.3 Fatigue de l'acier d'armature

Comme pour le béton, sous chargement de fatigue, les dommages induits dans les barres d'armature se manifestent par l'apparition de microfissures dites fissures de fatigue (Erki et al., 2002). Les microfissures sont initiées par une concentration de contraintes sur la surface des barres (Papakonstantinou et al., 2001), leur propagation continue avec les cycles de contrainte, la rupture soudaine survient lorsque les fissures atteignent une longueur critique où la propagation devient instable. Ainsi, la résistance en fatigue des aciers d'armature est égale au nombre de cycles à partir duquel les premières fissures apparaissent, plus la durée au cours de laquelle ces fissures se développent jusqu'à la rupture, La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'acier entraîne une sensibilité de leur résistance en fatigue à de nombreux paramètres : la classe de l'acier, la forme des barres, la corrosion, le type de chargement, etc., sont parmi ceux dont cette résistance est dépendante (Heffernan et Erki, 2004). Les différentes formes de façonnage induisent des concentrations de contraintes qui sont les principales causes de rupture prématurée.

L'endurance d'un élément métallique (en traction ou en flexion) est liée à deux phénomènes compétitifs:

- d'une part les concentrations de contraintes locales créent des déformations plastiques et engendrent des glissements irréversibles au cours des cycles successifs, ce qui provoque l'endommagement du métal. Ces phénomènes entraînent la formation de fissures et leur propagation.
- d'autre part, le métal a une capacité d'adaptation et d'accommodation. En effet, les contraintes internes sont relaxées suite à la création des déformations plastiques, ce qui entraîne la disparition des concentrations des contraintes. L'accommodation est la faculté du métal à modifier son aptitude à supporter les chargements cycliques par la consolidation liée à l'écroutissage et par le durcissement qu'entraîne le vieillissement du métal écroui.

Par ailleurs, on remarque que lors d'essais sur des barres de diamètre différents, la résistance en fatigue diminue lorsque le diamètre des barres augmente (**figure 2.24**). En effet, il existe une plus grande probabilité qu'il y ait un défaut sur une section plus importante. La soudure et la corrosion diminuent la tenue en fatigue des armatures. Et le crantage des armatures augmente l'adhérence entre les aciers et le béton, mais diminue leur résistance en fatigue.

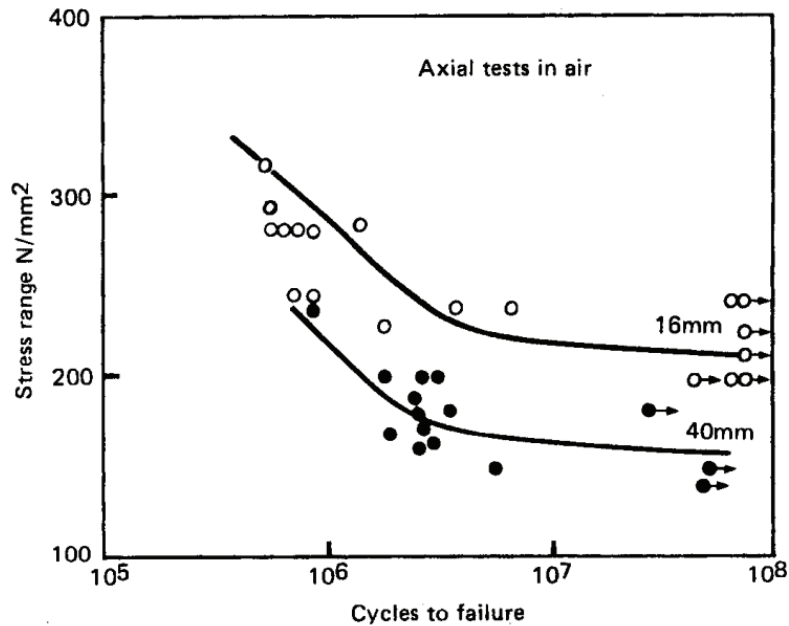


Figure 2.24 : Influence du diamètre d'armature sur la tenue à la fatigue [Tilly, 1979 - d'après Mallet, 1991]

Les courbes S-N d'un acier sont composées de trois domaines (**figure 2.25**). L'endurance illimitée correspond au domaine des grands nombres de cycles ($N > 10^6$ cycles). Le domaine d'endurance limitée est le domaine pour lequel la rupture du matériau se produit systématiquement. Le domaine de faible durée de vie ($N < 10^4 \sim 10^5$ cycles) est le domaine de fatigue oligocyclique.

Les risques de rupture en fatigue des armatures se situent dans les domaines oligocyclique et d'endurance limitée, donc pour des amplitudes de contraintes relativement élevées.

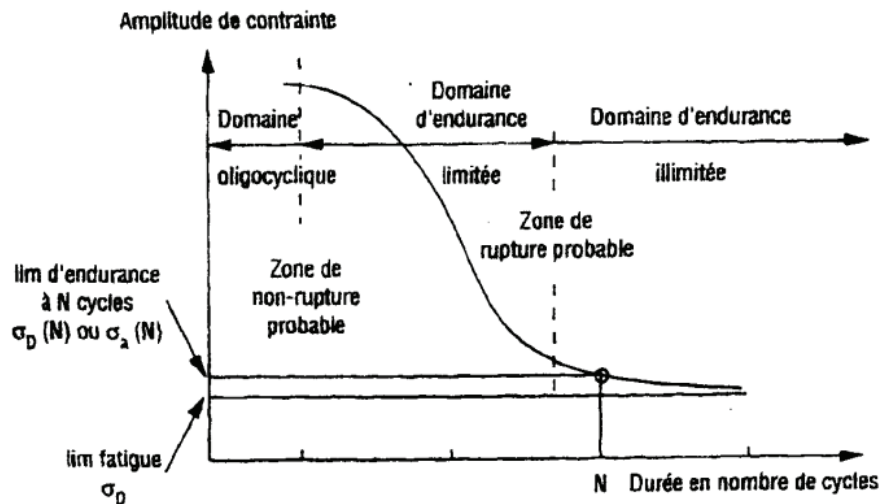


Figure 2.25 : Courbe de S-N pour aciers [Hamelin et Ferrier, 2001]

La résistance à la fatigue d'une armature noyée dans le béton est donc améliorée par rapport à celles testées seules en fatigue. Par ailleurs, les études de Tilly et Moss (Mallet, 1991) concernant des essais réalisés sur des armatures de diamètre 16 mm montrent que l'amplitude de contrainte d'une armature noyée dans le béton, sous une charge de flexion, est améliorée d'environ 20% par rapport à celle de la traction axiale, pour un même nombre de cycles.

Tilly et Moss (Mallet, 1991) proposent les formules ci-après pour estimer l'endurance à la fatigue des armatures de béton armé, en fonction de l'amplitude de contraintes $\bar{\sigma}_r$.

$$N \times (\sigma_r)^9 = K \times 10^{27}$$

Avec $K=0.75$ pour $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$

$K=0.07$ pour $\varnothing > 16 \text{ mm}$

Dans les textes réglementaires BPEL 91, on donne les courbes de type S-N concernant les aciers passifs, qui permettent d'estimer l'endurance d'éléments de béton armé (**figure 2.26**).

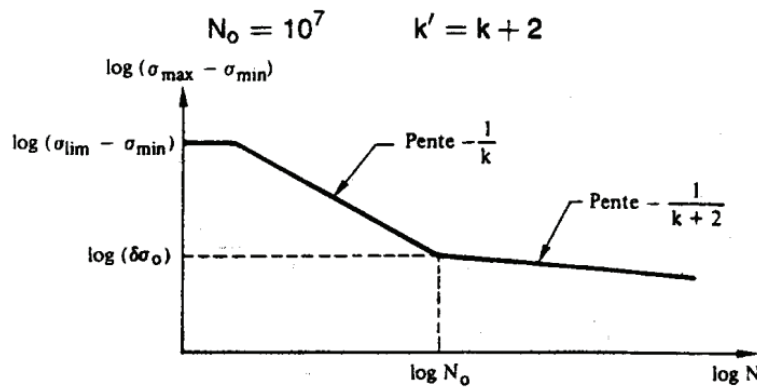


Figure 2.26 : Courbe de Wöhler [BPEL 91, 1992]

Avec la condition $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim} = f_e$, f_e limite d'élasticité de l'acier d'armature, on a :

$$N = N_0 \left(\frac{\delta\sigma_0}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right)^k \quad \text{si } \sigma_{max} - \sigma_{min} \geq \delta\sigma_0$$

$$N = N_0 \left(\frac{\delta\sigma_0}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right)^{k'} \quad \text{si } \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \delta\sigma_0$$

Où $K=9$, $K'=K+2=11$, $N_0=10^7$ et $\delta\sigma_0 = 0.3f_e$

Dans règles BPEL 91 (BPEL, 1992), on ne tient pas compte de l'influence des diamètres des barres à la résistance en fatigue.

Le "Department of Transport of United Kingdom (1973)" indique que si l'amplitude de contrainte dans les armatures est inférieure à 325 MPa, on peut éviter la vérification de la fatigue (Mallett., 1991).

Pour le comité 215 de l'ACI (Papakonstantinou, 2001), l'amplitude maximale de contrainte σ_r admissible pour les armatures de béton armé est donnée par:

$$\sigma_r = 161 - 0.33\sigma_{min}$$

Avec σ_{min} la contrainte minimale (positive en traction et négative en compression) en MPa. Pour des armatures tendues, l'amplitude maximale admissible est donc égale à 161 MPa. Cette valeur est

du même ordre de grandeur que celle de Helgason (Papakonstantinou et al., 2001) où l'amplitude minimale de contrainte qui provoque la rupture en fatigue des structures en BA est de 165 MPa.

Ainsi, Hambly a proposé les limites conservatives sur l'amplitude de contrainte pour éviter la vérification de la fatigue comme suit (Mallet, 1991) : 155 MPa pour les armatures avec $\emptyset \leq 16 \text{ mm}$ et 120 MPa pour les armatures avec $\emptyset > 16 \text{ mm}$.

2.5.4 Fatigue du béton armé

Il existe deux types de rupture en fatigue d'éléments en béton armé (Mallet, 1991): en flexion ou en effort tranchant. En flexion, la ruine provient soit de la rupture en fatigue du béton comprimé, soit de la rupture en traction des armatures tendues pour des poutres moyennement armées.

Dans le deuxième cas, qui concerne des poutres fortement armées (ce qui ne correspond pas à nos poutres) où des fissures d'effort tranchant se développent et interceptent des fissures de flexion, et il est quasiment impossible d'estimer le nombre de cycles à la rupture.

2.6 Synthèse

Dans cette partie, nous avons présenté les caractéristiques et le comportement des différents matériaux qui constituent les assemblages et structures étudiés dans les parties suivantes. Ces différents résultats seront utilisés pour l'analyse et l'interprétation des résultats d'essais sur les poutres mais également pour les essais de caractérisation d'interface.

Troisième partie

Les essais de caractérisation d'interface

3.1 Introduction

Nous étudions dans ce chapitre la connexion par collage du béton et de l'acier afin de déterminer précisément la résistance de l'adhésif utilisé en situation réelle. La présente étude se décompose en plusieurs étapes.

Dans un premier temps, nous définissons quel essai est le plus approprié pour la caractérisation de l'assemblage acier-béton par un adhésif époxy. Dans le cas de poutres sollicitées en flexion, nous savons que le joint de colle est sollicité essentiellement en cisaillement. Donc nous devons utiliser un essai de caractérisation qui se rapproche le mieux de cette application. Pour cela, nous présentons les différents types d'essais disponibles dans la littérature et choisissons celui qui se rapproche le mieux de notre objectif, tout en restant compatible avec les moyens disponibles au laboratoire.

Le deuxième volet de cette analyse porte sur l'amélioration de l'essai choisi d'une façon convenable au cas du collage et sur la caractérisation de la connexion selon plusieurs configurations géométriques de nos éprouvettes et en faisant varier plusieurs paramètres.

Le dernier volet de cette analyse porte sur la caractérisation du joint de colle à long terme, notamment les problèmes de vieillissement car ce type d'assemblage doit également assurer un comportement structural fiable et durable.

3.2 Choix des essais

3.2.1 Objectifs

Dans le cas de la connexion collée acier-béton notamment, il n'existe à ce jour pas de norme qui soit imposée. On peut donc se demander quels sont les essais qui existent afin de caractériser la connexion entre deux matériaux.

(Adams et al., 2012) ont présenté un bref résumé des différents essais de caractérisation qui existent. Nous citons les essais de traction sur les colles seules dits massiques c'est-à-dire de caractérisation directe. Il s'agit en fait de s'affranchir du rôle joué par les interfaces sur le comportement mécanique global de l'assemblage collé. L'inconvénient majeur de ce type de méthodes réside dans la difficulté de réalisation des éprouvettes en évitant des bullages microscopiques (défauts dus à une mise en œuvre délicate). La rupture est quasi constamment observée dans une bulle (Creac hcadec, 2008). Afin d'éliminer ces problèmes, on peut alors utiliser des moyens de débullage et d'injection sous pression mais cela apparait, dans notre cas, délicat et non approprié.

De plus, un des paramètres influant sur le comportement mécanique des joints collés est la nature des substrats ; les caractéristiques d'un assemblage collé dépendent de la nature, du module d'Young, de la limite d'élasticité et du taux d'allongement à la rupture des substrats. Pour cela, les essais massiques ne suffisent pas à caractériser le comportement d'un joint collé.

Dans le chapitre consacré au comportement des matériaux, nous avons effectué des essais sur des éprouvettes haltères de l'adhésif époxy utilisé dans les assemblages afin de déterminer le module de

Young et le coefficient de Poisson du matériau. Nous étudierons l'influence de ces paramètres sur le comportement global des assemblages et structures examinées.

L'objectif d'un assemblage collé est de tester les propriétés mécaniques de l'adhésif avec son substrat en situation réelle. Le choix qui est fait de la géométrie correspond à un compromis entre la simplicité d'élaboration, le type de sollicitation envisagé et la nature des résultats souhaités. Le choix de type d'assemblage peut aussi être dicté par l'utilisation d'une méthodologie plutôt industrielle ou plutôt standardisée. L'évolution de la performance d'un assemblage collé se fera ici par des tests dits destructifs pour lesquels il s'agit de mesurer un paramètre de type force, déplacement ou déformation jusqu'à la rupture. Le paramètre mesuré est donc représentatif de l'adhérence dans le cas d'une rupture adhésive ou des propriétés propres au matériau dans lequel a lieu la rupture dans le cas d'une rupture cohésive. Pour des applications de type poutre mixtes, les traitements de surface ont une importance capitale sur le comportement mécanique des assemblages collés.

Il y a plusieurs types d'essais traditionnels pour mesurer la résistance d'un assemblage collé (**figure 3.27**) :

- « Crack lap shear test » : consiste en deux plaques collées sur une longueur limitée et chargé de la traction sur les deux extrémités (**figure 3.27.a**).
- « Peel test » : cette sollicitation résulte en général d'une traction localisée à l'extrémité de l'assemblage, et se rencontre lorsqu'un au moins des supports est flexible ; les contraintes sont maximales aux lèvres du joint (**figure 3.27.b**).
- « Wedge test » : mesure le mode 1 des adhésifs utilisés pour les plaques minces. Ces tests consistent à insérer un coin entre deux plaques collées. Cet essai est en mode 1 mais certains composants de mode 2 peuvent être introduits (**figure 3.27.c**).
- « End notch flexure test » : consiste en deux faisceaux encastrés d'un côté et chargés par une force sur l'autre (**figure 3.27.d**).
- « Mixed mode delaminating beam » : consiste en une poutre bicouche collée avec deux fissures, chargée en flexion quatre points (**figure 3.27.e**).

Ces différents essais sont bien adaptés aux matériaux composites et au domaine de l'aéronautique par exemple mais ils sont plus difficile à mettre en œuvre dans le cas de la connexion acier/béton. Nous présentons ci-après d'autres essais plus adaptés.

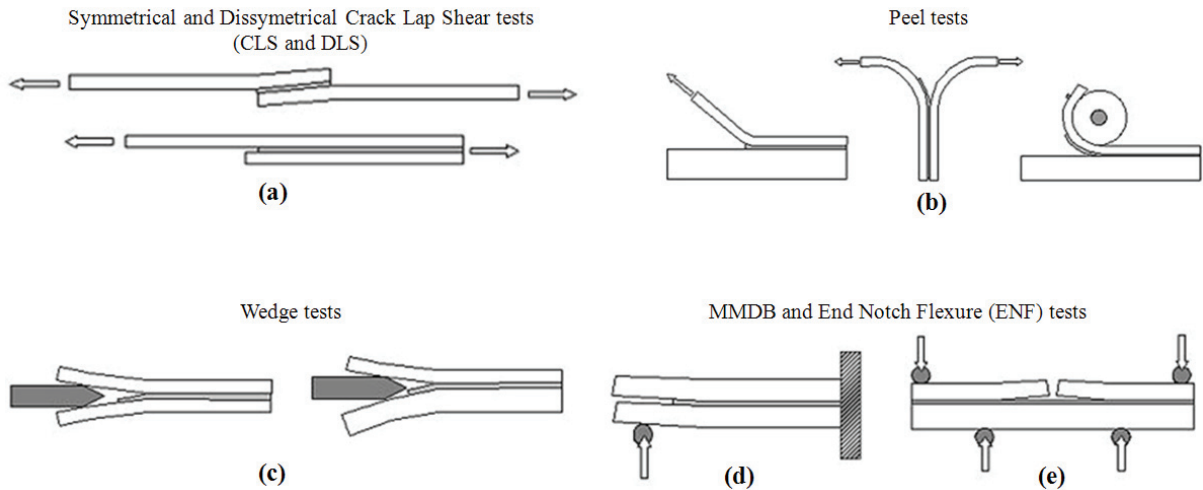
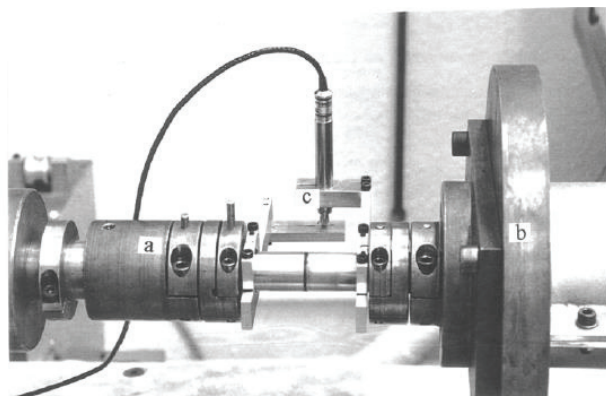


Figure 3.27 : Essais pour mesurer la résistance d'un assemblage collé

3.2.2 Les essais de torsion

Une autre solution qui permet de solliciter un joint de colle en cisaillement repose sur des essais de torsion. Plusieurs types d'éprouvettes à section circulaire ont été testés : les éprouvettes à section tubulaire ou les éprouvettes à section pleine. La **figure 3.28** représente une photo de l'essai de torsion utilisé par (Buch, 2004). Les substrats sont collés bout à bout entre la partie mobile (a) et le disque de la machine (b). Le couple de torsion est appliqué grâce à un bras de levier. Des jauges de déformation sont situées à l'intérieur du disque fixe (mesure du couple de torsion) alors que le capteur LVDT (c) donne le déplacement. Cet essai permet de déterminer au sein de l'assemblage collé le module de cisaillement de l'adhésif. Pour cela, la déformation angulaire de l'assemblage et le couple de torsion auquel il est soumis sont mesurés simultanément. Néanmoins, cet essai est assez délicat à mettre en œuvre. Une des principales difficultés mise en lumière par (Buch, 2004) concerne le nettoyage des bourrelets de colle qui doivent être enlevés pour obtenir des résultats qui soient les plus fiables possible.



(a) : partie mobile de la machine de torsion à l'extrémité de laquelle est appliqué le couple.
 (b) : disque fixe liée au bâti de la machine.
 (c) : capteur de déplacement LVDT.

Figure 3.28 : Dispositif de torsion [Buch, 2004]

3.2.3 Les essais de traction/cisaillement

Les essais qui ont été précédemment présentés ne permettent en outre que de solliciter la colle dans une seule direction : en cisaillement ou en traction.

(Keller et Vallée, 2005) ont développé un dispositif expérimental qui est détaillé sur la **figure 3.29**. La géométrie retenue est un collage composite de type double recouvrement valable pour des efforts de traction et de cisaillement non proportionnels. Les efforts verticaux et horizontaux sont appliqués par un déplacement imposé, contrôlé manuellement au moyen d'une clé. La rupture a été cohésive dans le substrat (composite GRFP ici) et a eu lieu à quelques millimètres du joint de colle.

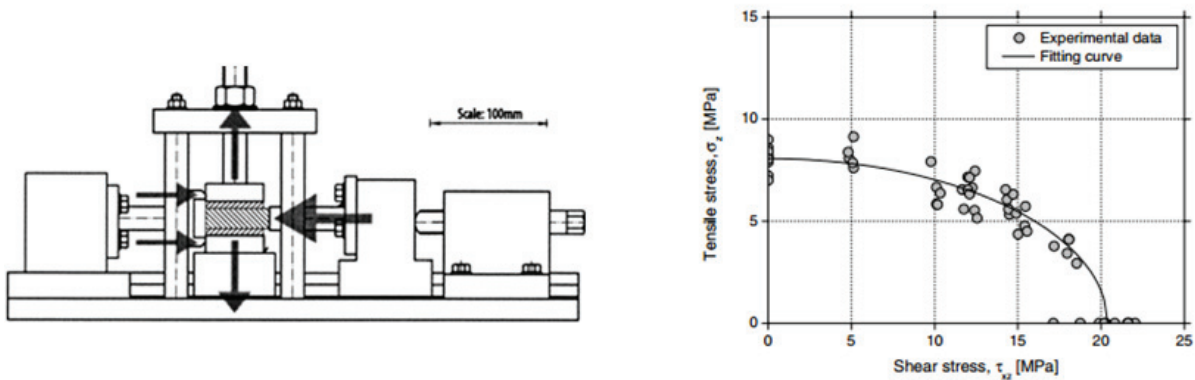


Figure 3.29 : Schéma de l'essai traction-cisaillement par (Keller et Vallée, 2005)

(Si Larbi et al., 2009) ont étudié expérimentalement et numériquement un essai de type traction-traction-cisaillement. Celui-ci est constitué de deux blocs de béton de $140 \times 140 \times 200 \text{ mm}^3$ assemblés par une colle époxy à deux profilés métalliques (voir la **figure 3.30**).

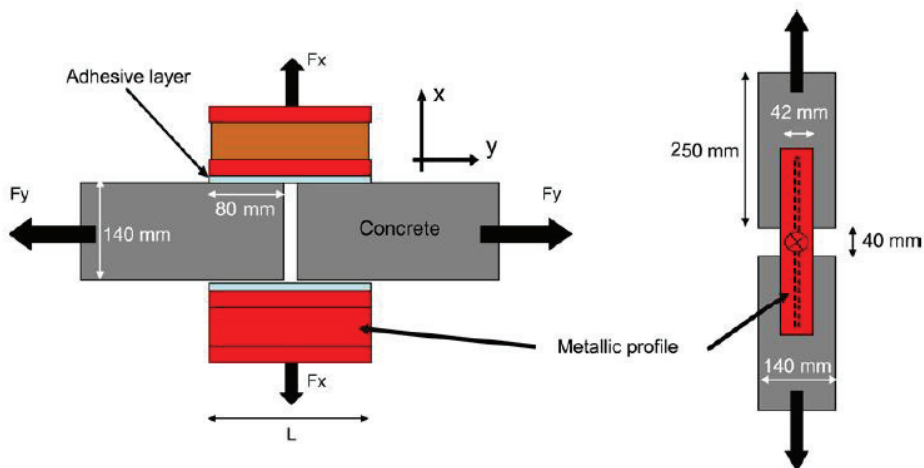


Figure 3.30 : Schéma de l'essai traction-traction-cisaillement [Si Larbi et al., 2009]

L'effort est appliqué : 1) par un effort de traction aux blocs de béton ce qui génère des contraintes de cisaillement au joint de colle et 2) par un effort de traction au profilé qui permet de créer un effet de traction hors plan. Il a fait varier le chargement de telle sorte à étudier l'effet hors plan caractéristique des chargements ayant lieu sur les ponts. Le glissement différentiel moyen entre les

deux blocs est évalué grâce à des capteurs LVDT positionnés au centre. Le déplacement lié à l'effort de traction, au centre de l'éprouvette est déterminé par un capteur LVDT fixé sur le profilé. A chaque fois, la rupture est cohésive et a lieu dans le béton dans une zone proche de l'interface.

Néanmoins, cet essai, adapté pour déterminer les effets hors plan, est assez long à réaliser.

3.2.4 Les essais de cisaillement

L'essai de cisaillement « pur » est le test de base pour la plupart des assemblages de supports rigides. En effet, les essais qui sollicitent le joint de colle en cisaillement sont les essais les plus représentatifs du mode de fonctionnement des assemblages surtout dans le cas qui nous intéresse, à savoir le cas des poutres mixtes acier-béton collées où le rôle principal de la colle est d'assurer une bonne adhérence entre les deux matériaux et d'empêcher le glissement. Nous avons trouvé dans la bibliographie un ancien essai réalisé par (Bresson, 1971). Cet essai a pour but de caractériser par cisaillement le joint de colle entre le béton et l'acier. Le corps d'épreuve de cet essai est composé de deux dallettes de béton connectées à deux profilés métalliques comme dans la **figure 3.31**. Une force a été appliquée sur le profilé supérieur. Le profilé inférieur a été ajouté à l'assemblage afin de réduire le frottement avec le plateau de la presse.

Cet essai nous paraît convenable pour caractériser le joint de colle par cisaillement mais il présente des inconvénients comme la difficulté pour réaliser les corps d'épreuve ou la stabilité pendant l'application de charge.

Dans la suite nous présentons des essais utilisés récemment et plus simple à réaliser que cet essai.

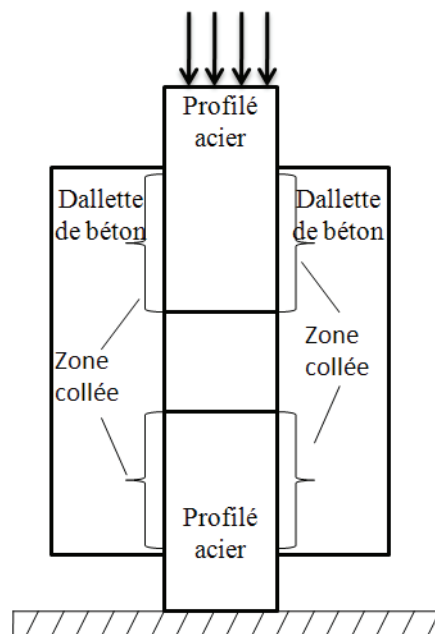


Figure 3.31 : Corps d'épreuve de l'essai réalisé par [Bresson, 1971]

3.2.5 Les essais de type simples et doubles recouvrements

L'essai par cisaillement à simple recouvrement est le plus répandu pour l'évaluation d'un adhésif structural. C'est un essai simple à réaliser mais difficile à interpréter. Le comportement de l'adhésif est défini au sens des contraintes et des déformations. Ces essais sont normalisés (*ASTM D1002*) et sont représentés sur la **figure 3.32**.

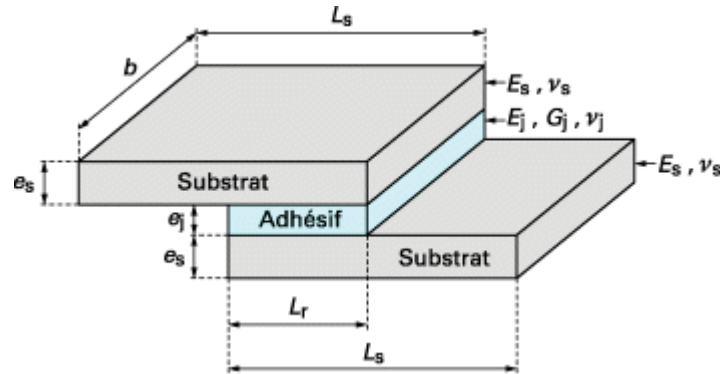


Figure 3.32 : Essai simple recouvrement

Il est à noter que la distribution des contraintes est fortement non homogène. De plus, à l'extrémité du joint de colle, c'est-à-dire près du bord libre, un fort gradient de contraintes est observé ((Taljsten, 1997), (Bizindavyi et Neale, 2006), (Chajes et al., 1996)). La distribution des contraintes dans ce type d'assemblage est fortement dépendante de la longueur de recouvrement, de la géométrie de l'extrémité du joint de colle (Cognard et al., 2008) et des raideurs spécifiques de chacun des composants.

Afin de palier aux problèmes dus à une possible flexion hors plan due à la non symétrie du système et à la flexion parasite due aux mors de traction, les essais doubles recouvrements, initialement proposés par le Japanese Concrete Institute (JCI, 1998), sont couramment utilisés dans le cadre de la réparation des structures en béton armé (**figure 3.33**).

Une charge de traction est appliquée aux blocs de béton et produit une distribution de cisaillement le long du joint de colle.

Cet essai a été plusieurs fois réalisé au laboratoire dans le cadre de la réparation et nous le mettrons en œuvre également.

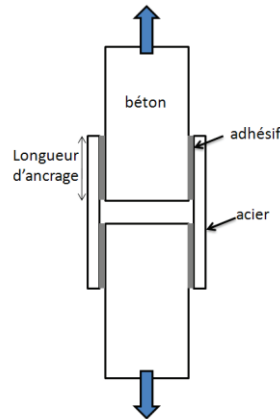


Figure 3.33 : Essai double recouvrement

3.2.6 Les essais de poussées dits « push-out »

Dans le cas des structures mixtes acier- béton assemblées par des connecteurs mécaniques, la caractérisation se fait généralement par des essais de poussée dits essais push-out. L'Eurocode 4 décrit précisément la méthodologie pour le dimensionnement réglementaire des structures mixtes acier-béton.

L'échantillon se compose de deux blocs de béton connectés à un IPE acier par le système de connexion (**figure 3.34**)

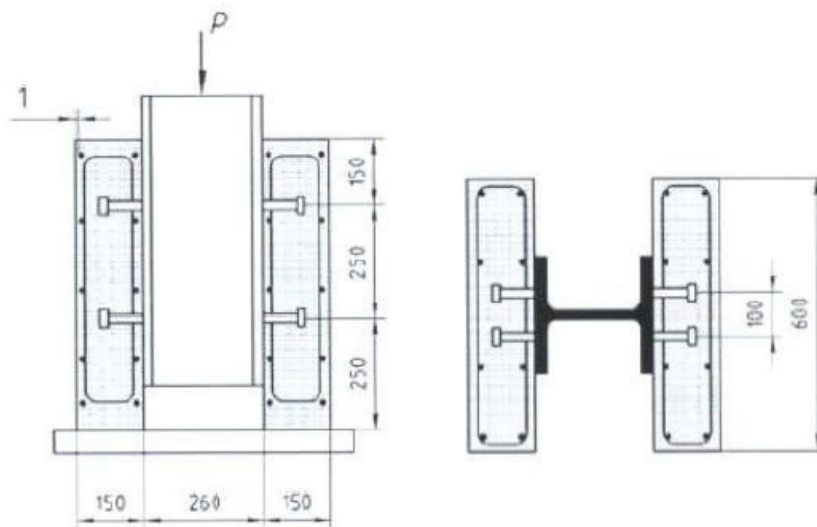


Figure 3.34 : Essai push out dans le cas des goujons [Eurocode 4]

Grâce à la symétrie de chargement l'effet d'une flexion à l'interface est diminué. Cependant huit connecteurs minimum sont testés en même temps dans ce type d'essais. Un comportement 'moyen' est donc déterminé. Certains phénomènes locaux au niveau d'un connecteur ne peuvent être observés. Enfin, (Gattesco, 2001) a montré qu'une asymétrie de cet échantillon peut avoir un effet néfaste à l'interface.

Dans le cas de la connexion par collage, aucune norme n'est encore imposée. Tous les essais réalisés jusque-là sur les structures mixtes collées en flexion ((Si Larbi et al., 2007), (Berthet et al.,

2011) et (Meaud, 2012)) se sont inspirés de ce qui est fait pour les connecteurs des structures mixtes acier-béton (goujons...). Nous mettrons en œuvre cet essai dans ce travail, notamment pour sa simplicité.

3.2.7 Etude du fluage et de la fatigue du joint collé par caractérisation d'interface

Le fluage des joints avec résine époxy, a été étudié par (Si Larbi et al., 2005) en considérant deux types d'approches : la première à partir d'essais de spectrométrie mécanique qui permet de proposer une modélisation du comportement massique de la résine et la seconde en conduisant des essais thermo stimulés permettant ainsi d'établir les lois de comportement rhéologiques du joint de colle à long terme.

La confrontation de deux approches (spectrométrie et essais thermo stimulé) a mis en évidence l'existence d'un écart important à long terme de l'ordre de 750 MPa qui s'explique en partie par la différence de niveau de sollicitation en déformation.

La rigidité globale d'un assemblage est la somme de deux composants, une partie liée au module de cisaillement de l'interface et l'autre liée au module de cisaillement propre de la résine.

Le comportement en fatigue du joint de colle a également été étudié par Si Larbi.A en utilisant l'essai double cisaillement sous différents niveaux de contrainte. Ces essais permettent la détermination de la courbe Wöhler qui précisera les contraintes de cisaillement à appliquer pour atteindre un taux de travail dans le joint de colle inférieur à la limite d'endurance de l'assemblage.

L'exploitation des essais a permis de proposer une contrainte de service sous laquelle la rupture n'est atteinte qu'au bout d'un minimum d'un million de cycles, indépendamment de l'épaisseur retenue. Cette valeur est de l'ordre de 3 MPa.

Dans ces recommandations, le Projet National MIKTI propose, en première approximation, de limiter les contraintes moyennes de cisaillement en traction comme expliqué ci-après :

Dans la mesure où la rupture du joint de colle se produit soit dans le béton, soit dans la colle, la contrainte de cisaillement à l'ELU de l'interface est égale à :

$$\tau_{adhu,d} = \min \left(\alpha_{adh} \cdot \frac{\tau_{adh,e}}{\gamma_{adh}} ; \frac{f_{tj}}{\gamma_{td}} \right)$$

f_{tj} est la résistance caractéristique du support béton en traction déterminé par pastillage ;

$\gamma_{td} = 1$; $\gamma_{adh} = 1,25$;

$\tau_{adh,e}$ est la contrainte de cisaillement moyenne à la limite de linéarité ;

α_{adh} est le coefficient prenant en compte le vieillissement par fluage ou fatigue à différentes température ;

$\alpha_{adh} = 0,8$ si $T_g > 50^\circ\text{C}$;

$\alpha_{adh} = 0,4$ si $T_g < 50^\circ\text{C}$.

Les caractéristiques en cisaillement de la colle à l'ELS :

$$\tau_{adh,d} = \min\left(\alpha_{adh,f} \cdot \frac{\tau_{adh,e}}{\gamma_{adh}}; \frac{f_{tj}}{\gamma_{td}}\right)$$

Avec :

Fluage	Fatigue
$\alpha_{adh,f} = 0,3$ à 20°C si Tg>50°C	$\alpha_{adh,f} = 0,5$ à 20°C si Tg>50°C
$\alpha_{adh,f} = 0,3$ à 40°C si Tg>80°C	$\alpha_{adh,f} = 0,3$ à 40°C si Tg>80°C
$\alpha_{adh,f} = 0,1$ à 40°C si Tg<80°C	$\alpha_{adh,f} = 0,3$ à 40°C si Tg<80°C

Ces différents coefficients partiels de sécurité, extrapolés à partir des résultats d'essais, nous paraissent très conservateurs et pourraient fortement pénaliser la connexion par collage. Il nous paraît utile d'en vérifier la justification sur des études expérimentales complémentaires, notamment sur des éléments fléchis.

3.2.8 Bilan

Différents essais de caractérisation d'assemblage collé ont ici été présentés. Pour les essais de type simple et double recouvrements et les essais de poussée, nous avons approché le comportement de l'interface par le calcul de la contrainte moyenne de cisaillement à rupture ainsi que par la mesure de déformation et de déplacements dans cette zone. Dans le premier cas, une flexion parasite due aux mors de traction peut entraîner une dissymétrie de comportement. Ce problème est en partie résolu par l'utilisation d'une géométrie symétrique (l'essai double recouvrement). Ce dernier est couramment employé dans le cas de la caractérisation à court ou long terme des assemblages collés de type béton/composite pour l'étude des structures renforcées ou réparées par plats composite. Par contre, nous avons vu que l'Eurocode 4 préconisait l'utilisation des essais de poussée (push-out) dans le cas de la caractérisation de la connexion mécanique acier-béton et que la majorité des chercheurs l'a adopté pour la comparaison. De plus, ces deux essais nous apparaissent comme étant a priori plus simples à réaliser et plus conformes à ce qui est fait dans le cas des structures mixtes acier-béton.

Bien qu'intéressant d'un point de vue mécanique (répartition uniforme des contraintes le long du plan de collage), l'essai de torsion ne sera pas utilisé du fait de la complexité de sa mise en œuvre.

Par la suite, nous décidons de compléter les études faites sur le joint collé par les différents chercheurs avec l'essai double recouvrements et l'essai push out et d'ajouter des améliorations sur les essais afin de les adopter pour la caractérisation d'un assemblage collé.

3.3 Caractérisation par des essais double recouvrements

3.3.1 Introduction

Le principe de l'essai à double recouvrements a été choisi du fait de sa symétrie de conception et de fonctionnement propice à limiter la génération d'efforts non désirés (flexion et/ou torsion du composite). De plus, cette géométrie des corps d'épreuves à double recouvrement a été utilisée dans nombreux travaux consacrés à l'étude du comportement instantané ((Dolan et al., 1998), (Ferrier et al., 2010)). Cet essai est utilisé dans le cadre des travaux de réparation des structures au moyen des matériaux composites.

Nous avons trouvé également les travaux de (Si Larbi et al., 2007) où il a remplacé les composites par un plat en acier afin d'étudier les caractéristiques d'un assemblage acier-béton collé. Dans ces travaux, les éprouvettes sont constituées de deux blocs de béton assemblés par deux plats en acier de 20 mm de largeur et 10 mm d'épaisseur avec une longueur d'ancrage de $L = 100$ mm (**figure 3.35**). L'effort est appliqué par l'intermédiaire d'une tige métallique noyée dans chaque bloc de béton. Le béton utilisé est un béton hautes performances dont la composition est identique à celle détaillée dans le chapitre matériaux. Deux épaisseurs de colle (1.2 et 3 mm) ont été testées. La rupture est cohésive dans le béton et la contrainte moyenne à la rupture vaut environ 6 MPa (pour une résistance en traction du béton constitutif de 5.5 MPa).

Dans le cadre de notre travail, nous avons décidé de reproduire ce même essai avec un béton ordinaire.

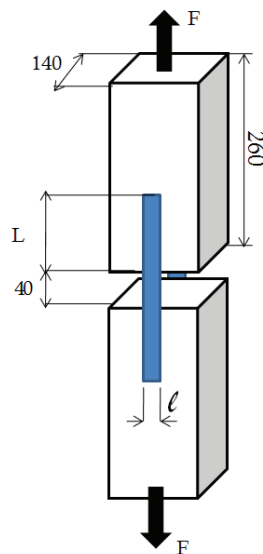


Figure 3.35 : Essai double recouvrements

3.3.2 Définition de la campagne d'essais et instrumentation

Les blocs de béton sont réalisés avec un béton ordinaire C25/30 (noté BO) deux par deux dans le même moule. La bonne planéité des surfaces de collage, obtenue grâce aux coffrages métalliques, permet de limiter les effets de flexion parasites. Les deux blocs de béton mesurent $260 * 140 * 140$ mm³. La longueur de collage sur chaque prisme de béton vaut 100 mm, l'épaisseur des plats

métalliques est égale à 20 mm. Nous avons réalisé deux séries d'essais (DC1) avec deux largeurs différentes (20 et 40 mm), la surface collée vaut au total respectivement 80 et 160 cm². Chaque série est composée de 3 corps d'épreuves identiques (**figure 3.36**).

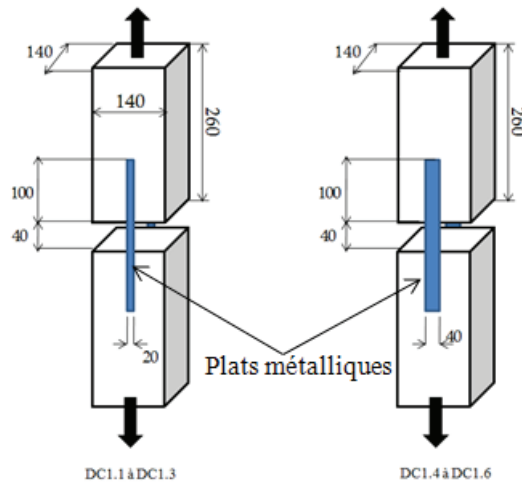


Figure 3.36 : Géométrie des éprouvettes réalisées

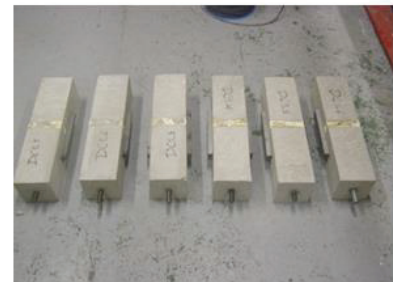
Le sablage des zones de collage des blocs a été ensuite réalisé. Pour le collage, le primaire SIKAFLOOR 156 a d'abord été appliqué sur l'acier. Environ 24 h plus tard, les deux composants de l'adhésif sont malaxés puis le mélange homogène appliqué sur les deux faces à coller (l'acier et la dalle), la position est ajustée et le serrage définitif est effectué au moyen de serre-joints de telle sorte à avoir l'épaisseur du joint la plus fine possible (**figure 3.37**).



Application de la colle



Serrage



Ensemble des éprouvettes

Figure 3.37 : Réalisation des corps d'épreuve DC1

L'instrumentation de l'essai permet de mesurer le déplacement total et le déplacement différentiel entre l'acier et le béton. L'objectif est de quantifier le déplacement se produisant entre les deux blocs de béton ($\Delta L1$) ; celui-ci est dû au glissement différentiel entre l'acier et le béton (ΔL) (correspondant à la déformation en cisaillement du joint de colle) et à l'allongement de l'acier non collé en partie centrale ($\Delta L2$). Il s'agit de réaliser une double instrumentation par deux capteurs de déplacement pour mesurer ces variations de déplacement. Le déplacement induit par l'allongement

de l'acier est soustrait à l'écartement des blocs ; le glissement des quatre faces du renfort est alors évalué ($\Delta L = \Delta L1 - \Delta L2$) (figure 3.38).

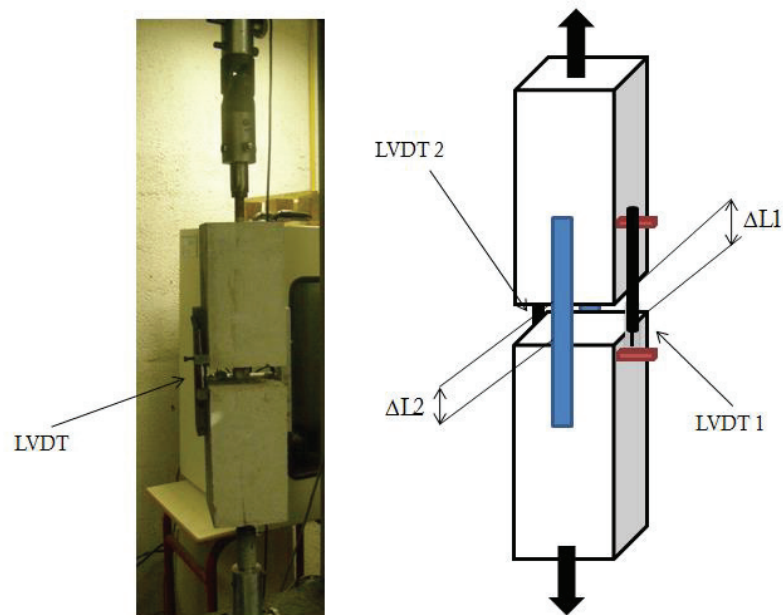


Figure 3.38 : Instrumentations et banc d'essai

3.3.3 Résultats et conclusions

Pour chacune des éprouvettes testées, la rupture s'est produite de façon brutale à proximité du substrat collé. Le comportement des éprouvettes est de type fragile. La figure 3.39 présente quelques éprouvettes rompues. L'éprouvette rompue présente toujours une zone cisailée à proximité de l'interface acier-béton et un petit coin de béton qui se détache. Toutefois, la rapidité des deux phénomènes est telle que l'on ne peut en donner la chronologie.

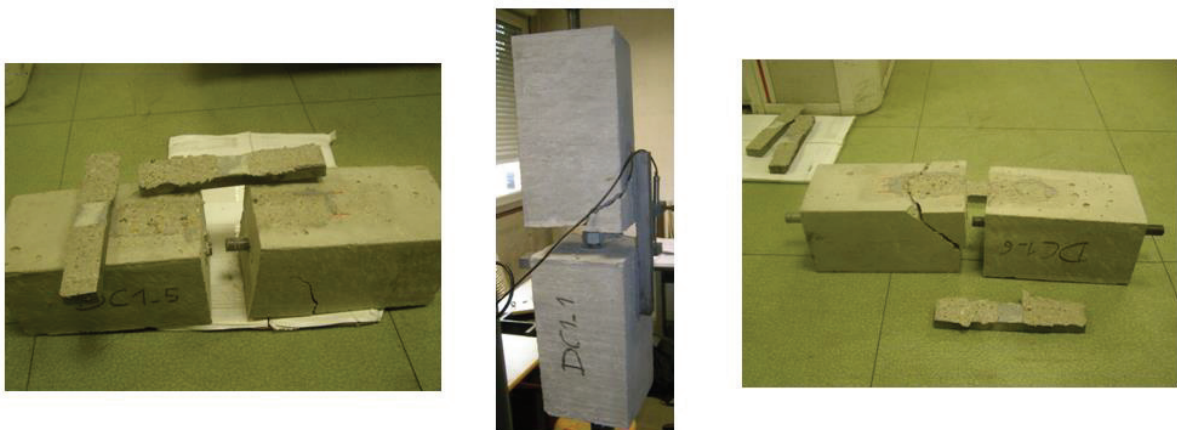


Figure 3.39 : Eprouvettes DC rompues

Tableau 3.12 : Récapitulatif des résultats de l'essai double recouvrement

éprouvette	Largeur [mm]	Résistance en traction du béton [MPa]	Charge maximale [kN]	τ_{moy} rupture [MPa]	Glissement max [mm]	Type de rupture
DC1-1	20	3.1	21.1	5.28	0.075	Cohésif béton + cisaillement du bloc
DC1-2			23.5	5.88	0.064	
DC1-3			20.6	5.15	0.032	
Moyenne \pm écart type			21.7 \pm 1.5	5.4 \pm 0.4	0.057 \pm 0.02	
DC1-4	40	3.1	26.2	3.28	0.018	Cohésif béton + cisaillement du bloc
DC1-5			29.2	3.65	0.031	
DC1-6			35.7	4.46	0.035	
Moyenne \pm écart type			30.4 \pm 4.8	3.8 \pm 0.6	0.028 \pm 0.01	

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le **tableau 3.12**.

La contrainte de cisaillement moyenne à rupture vaut 5.4 ± 0.4 MPa pour la surface de 40 cm^2 de collage et 3.8 ± 0.6 MPa pour la surface de 80 cm^2 . La **figure 3.40** montre un comportement élastique fragile pour le joint de colle pour l'ensemble des éprouvettes. La **figure 3.41** montre à titre d'exemple la contrainte moyenne de cisaillement de DC1-6 en fonction du déplacement donné par les LVDT.

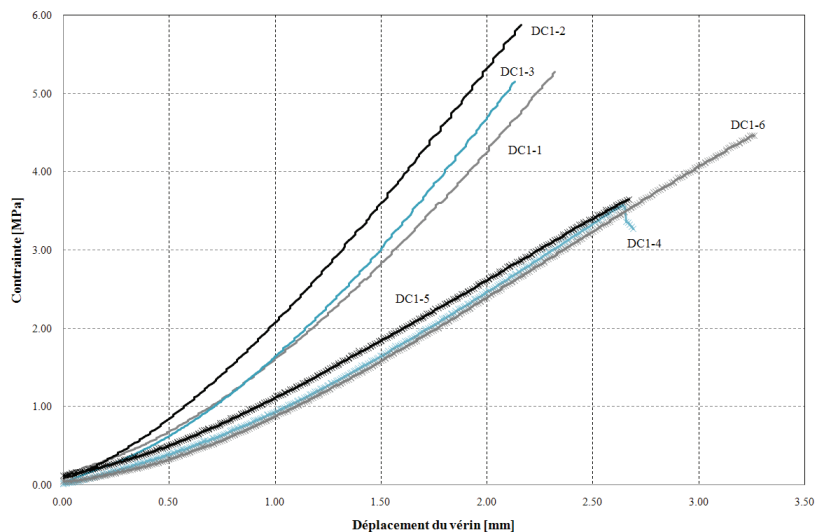


Figure 3.40 : Contrainte moyenne de cisaillement jusqu'à la rupture

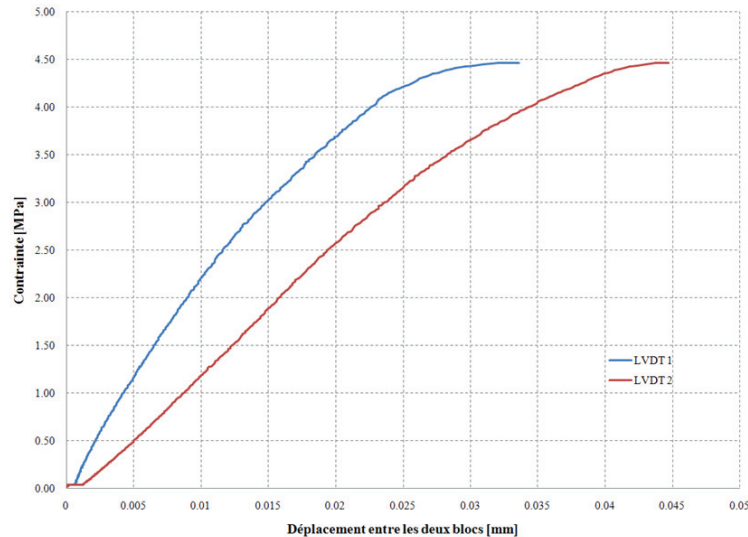


Figure 3.41 : *Contrainte en fonction du déplacement (DC1-6)*

Nous pouvons remarquer que, pour les deux séries, nous avons une contrainte moyenne à la rupture plus grande que la limite de traction du béton.

En comparant nos résultats avec ceux trouvés par (Si Larbi et al., 2007), surtout avec la première série de même surface de collage, nous pouvons remarquer que nous avons la même contrainte moyenne à la rupture malgré que nous avons utilisé un béton moins performant. Nous n'avons, à ce jour, pas d'explication claire de ce surprenant résultat.

En conclusion, sous réserve de garantir que la rupture parasite du coin des blocs se produit après la rupture en cisaillement, cet essai double recouvrements peut être utilisé pour caractériser la connexion acier-béton par collage.

Toutefois, nous souhaitons dans la suite de cette étude augmenter la surface de collage. Avec une surface de collage plus importante et en retenant comme ordre de grandeur de la contrainte à rupture en cisaillement les valeurs trouvées dans nos essais, nous obtiendrions des contraintes de traction longitudinale dans les blocs en béton supérieures à la résistance en traction du béton. C'est la raison pour laquelle nous avons décidé de ne pas pousser plus loin la caractérisation par essai double recouvrements et de concentrer nos travaux sur la caractérisation par essai push out.

3.4 Caractérisation par essais push out

3.4.1 Introduction

Dans la bibliographie, nous avons trouvé les essais de (Si Larbi et al., 2007) dans lesquels le béton utilisé était un béton à hautes performances (67 MPa de résistance en compression et 5.5 MPa de résistance en traction à 28 jours). Les dalles de béton utilisées ont des dimensions de 300*300*100 mm³ (figure 3.42).

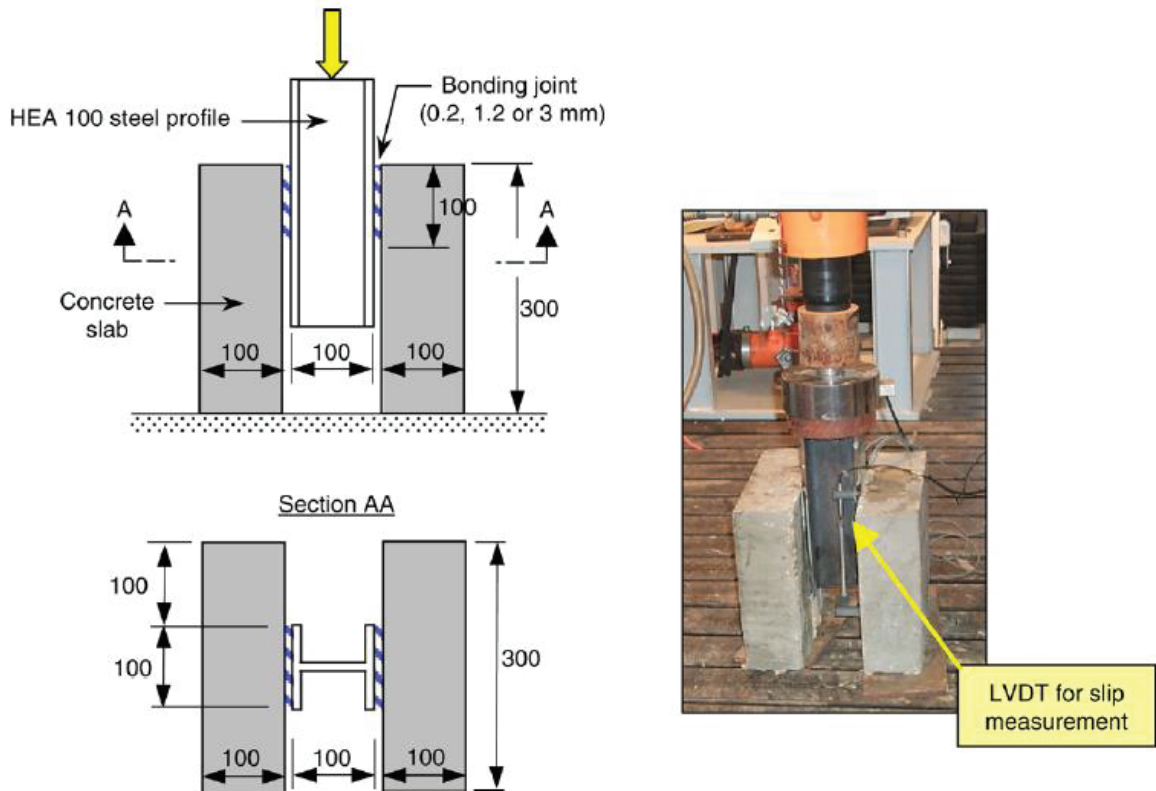


Figure 3.42 : Dimensions des essais Push Out effectués par (Si Larbi et al., 2007)

Elles sont connectées à un profilé métallique de type HEA par le biais d'un adhésif époxy. La surface de collage est égale à environ 100 mm^2 . Outre l'effort appliqué, deux capteurs LVDT ont été positionnés : un sur le bloc de béton et le second sur l'acier. Cette mesure permet de déterminer ce que l'on nomme le glissement à l'interface. La rupture observée était cohésive dans le béton pour une contrainte moyenne d'environ 6 MPa.

Nous avons trouvé également les travaux de (Berthet et al., 2011) qui ont étudié expérimentalement le comportement instantané d'essais push out constitués du même béton hautes performances. Le HEA est remplacé par une plaque simple de 0.5 mm d'épaisseur ce qui s'éloigne de la géométrie que l'on retrouvera dans le cas des poutres mixtes collées acier-béton. La rupture est cohésive et a lieu dans le béton pour une valeur moyenne de contrainte de cisaillement d'environ 5.1 MPa.

Plus récemment, une thèse a été faite dans notre laboratoire (Meaud, 2012) et qui porte sur l'analyse des connexions par collage. Dans cette thèse, des essais push out sont analogues à ceux réalisés par (Si Larbi et al., 2007) mais avec un béton ordinaire. De plus, ils ont été réalisés selon plusieurs dimensions des dalles béton et avec différentes longueurs de collage (voir **figure 3.43** et **tableau 3.13**).

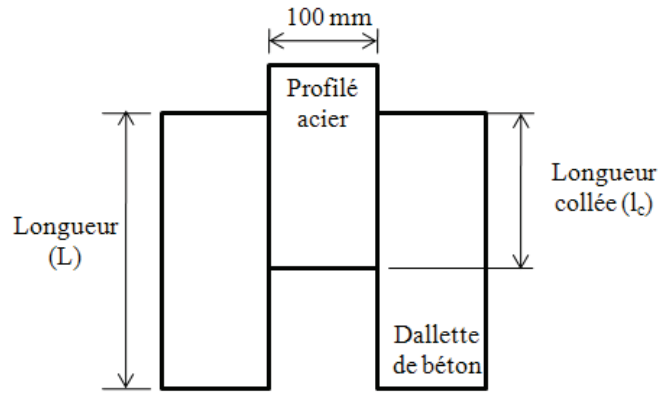


Figure 3.43 : Géométrie des push-out réalisée par (Meaud, 2012)

Tableau 3.13 : Dénomination des push-out selon les dimensions géométriques et la longueur du collage [Meaud, 2012]

Dimensions du bloc de béton [mm ³] $e \cdot l \cdot L$	Longueur de collage l_c	Série		
		100	130	180
100*150*100		PO1-100	PO2-100	PO3-100
100*200*200		PO1-200	PO2-200	PO3-200
100*300*300		PO1-300	PO2-300	PO3-300

Notre travail sur la caractérisation des interfaces par essais push-out fait suite, pour une large part, à la thèse de C.Meaud. C'est pourquoi il nous apparaît utile de rappeler brièvement les principaux résultats.

Les contraintes moyennes de cisaillement à rupture sont présentées dans le **tableau 3.14**. On constate qu'elles dépendent à la fois de la taille des dalles et de la longueur de collage. Dans le cas des dalles de 100 x 100 x 150 mm³, la contrainte moyenne est de l'ordre de grandeur de la résistance en traction du béton : elle ne varie presque pas avec la longueur de collage et semble diminuer quand la largeur de collage augmente. Dans le cas des dalles de 300 x 300 x 100 mm³, la contrainte de cisaillement est très supérieure à la résistance en traction du béton et augmente avec la longueur de collage. Dans le cas des dalles 200 x 200 x 100 mm³, les résultats sont assez irréguliers et il est difficile d'en tirer des conclusions. De plus, pour les dalles 100 x 100 x 150 mm³ et 200 x 200 x 100 mm³, on observe parfois des ruptures prématurées du coin inférieur des dalles. D'une façon générale, on remarque que les écarts types peuvent être importants (parfois supérieurs à ceux de la résistance en traction du béton).

Tableau 3.14 : Contraintes moyennes de cisaillement en MPa [Meaud, 2012]

	PO1 ($l_c=100$)	PO2 ($l_c=130$)	PO3 ($l_c=180$)
100*150*100	2.0±0.5	1.8±0.4	2.6±0.7*
100*200*200	7.1±1.3	2.2±1.2	3.1±0.8
100*300*300	6.8±0.2	7.6±0.1	9.1±0.9

*Largeur de profilé 50 mm et $l_c = 100$ mm

Parallèlement, l'une étude numérique qui a été faite par (Meaud, 2012), a montré que ni la longueur de collage ni les dimensions des dallettes ont une influence sur la contrainte maximale de cisaillement à rupture. Par contre, l'hypothèse de l'existence du frottement aux pieds des dallettes a donné des résultats différents du cas où il n'y a pas de frottement. De plus, il est effectivement apparu que les charges de ruine obtenues étaient très largement supérieures à la limite en traction du béton par suite une hypothèse de frottement aux pieds des dallettes a été proposée sans être vérifiée expérimentalement : ce frottement pourrait créer des composantes horizontales induisant non plus uniquement des composantes de cisaillement autour du joint de colle (comme ce qui était visé) mais des composantes de compression/cisaillement, ce qui devient plus favorable.

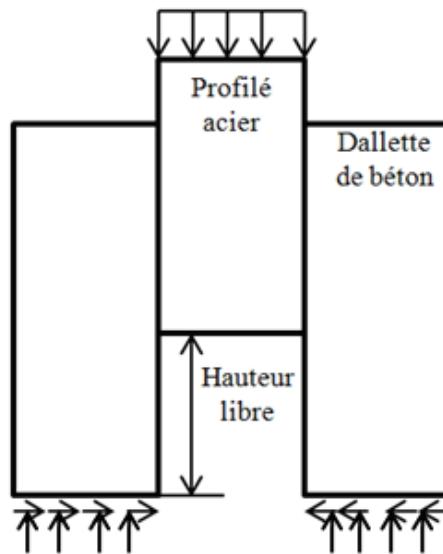


Figure 3.44 : Hauteur libre

Dans un dernier temps, l'influence d'un paramètre géométrique a été étudié, c'est la hauteur libre sous le profilé (**figure 3.44**).

Les résultats montrent que, dans le cas sans frottement (SF), moins la hauteur libre est importante, plus la contrainte moyenne à rupture est élevée et tend vers une asymptote et lorsque le frottement est pris en compte (F), les charges de ruine obtenues avec des hauteurs libres inférieures à 100 mm sont plus faibles que dans ce dernier cas (voir **tableau 3.15**).

Tableau 3.15 : Charge de ruine et contrainte moyenne à rupture obtenue pour PO1_200 en modifiant la hauteur libre [Meaud, 2012]

Hauteur libre	Cas SF		Cas F	
	Charge [kN]	τ_{moy} [MPa]	Charge [kN]	τ_{moy} [MPa]
100 mm	78	3.9	156	7.8
50 mm	101	5.1	111	5.6
25 mm	105	5.3	117	5.9
10 mm	106	5.3	121	6.1

Donc, dans notre étude, nous cherchons à trouver une méthodologie de réalisation des éprouvettes afin de diminuer la disparité des résultats. La faible qualité de certains résultats expérimentaux de

C.Meaud est très certainement due aux petits défauts géométriques comme la perpendicularité de l'interface et des surfaces d'appuis. Pour limiter ces effets et augmenter la fiabilité des résultats, nous avons décidé dans notre thèse de favoriser les corps d'épreuve avec des dalles d'au moins 200 mm de côté et d'augmenter le nombre de corps d'épreuve d'une série à 6. De plus, dans le but d'améliorer autant que possible le parallélisme des forces mises en jeu lors de l'essai, les surfaces d'appui des dalles seront rectifiées et la phase de collage de la deuxième dalle sera améliorée en utilisant un double maintien des dalles, entre elles et avec le support de collage.

Nous cherchons également à montrer avec ces modifications si la contrainte moyenne de cisaillement est indépendante de la longueur du joint de colle. Nous allons vérifier expérimentalement les résultats obtenus numériquement concernant l'influence du frottement et la hauteur libre.

D'autre part, avec plusieurs séries différentes, nous cherchons à optimiser l'interaction à l'interface acier-béton, analyser l'influence du mode de chargement et à vérifier les résultats obtenus sur un béton haute performance (BHP) utilisé par (Si Larbi et al., 2007) et (Berthet et al., 2011).

Dans un dernier temps, nous avons étudié la résistance du joint de colle sous effet de vieillissement pour estimer l'influence de vieillissement sous certaines conditions sur l'adhésion entre le béton et l'acier par la colle époxydique.

3.4.2 Présentation de la campagne d'essais réalisée

3.4.2.1 Matériaux et géométrie

Nous cherchons à mieux maîtriser l'essai push-out pour qu'il serve à caractériser la connexion par collage entre le béton et l'acier avec une certaine fiabilité. Nous avons réalisé pour cela 20 séries d'essais. Leurs dénominations et dimensions sont détaillées dans **l'annexe A** et résumées dans **le tableau 3.16 et les figures 3.45 et 3.46**. Les séries de PO4 à PO6 sont composées chacune de 3 éprouvettes mais à partir de PO7, 6 corps d'épreuve identiques pour chaque série sont réalisés. L'épaisseur du joint de colle, non mesurée ici, est inférieure ou égale à 1 mm. Précisons que les dalles sont non armées. La longueur de collage varie de 100 à 180 mm. Les dalles ont toutes une épaisseur de 100 mm et des longueurs et largeurs qui varient de 100 à 200 mm. La hauteur libre varie de 100 à 20 mm. Le largeur du collage est égal à 100 mm pour toutes les éprouvettes. Le profilé métallique de chaque éprouvette est un HEB 100 S275. Le béton utilisé est un béton ordinaire C25/30 (noté BO) ou un béton hautes performances C65/70 (noté BHP). L'adhésif est une époxy de la marque SIKADUR : l'adhésif SIKADUR 30 utilisé jusqu'à la série PO7, identique à celui utilisé dans les thèses de C. Meaud, L. Bouazaoui et A. Si Larbi, a été remplacé par la SIKADUR 31 en raison d'une rupture de son approvisionnement. Les matériaux ont tous été caractérisés et leurs propriétés sont détaillées dans le chapitre 2.

Tableau 3.16 : Caractéristiques des séries push-out testées

Série	Béton	Taille des dalles $e \times l \times L$	Longueur du collage (l_c)	Hauteur libre (h_f)	adhésif
PO4-100	BO	100*100*150	100	50	Sikadur 30
PO4-200	BO	100*200*200	100	100	Sikadur 30
PO5-100	BO	100*100*150	100	50	Sikadur 30
PO5-200	BO	100*200*200	100	100	Sikadur 30
PO6-100	BO	100*100*150	100	50	Sikadur 30
PO6-200	BO	100*200*200	100	100	Sikadur 30
PO7	BO	100*200*200	100	50	Sikadur 30
PO8-100	BO	100*100*150	100	50	Sikadur 31-DW
PO8-200	BO	100*200*200	100	100	Sikadur 31-DW
PO9	BO	100*200*200	100	20	Sikadur 31-DW
PO10	BO	100*200*200	130	20	Sikadur 31-DW
PO11	BO	100*200*200	180	20	Sikadur 31-DW
PO12	BO	100*200*200	100	20	Sikadur 31-CF
PO13	BO	100*200*200	100	20	Sikadur 31-CF
PO14	BO	100*200*200	100	50	Sikadur 31-CF
PO15	BO	100*200*200	100	50	Sikadur 31-CF (vieilli)
PO16	BHP	100*200*200	100	50	Sikadur 31-CF
PO17	BO	100*200*200	100	50	Sikadur 31-CF
PO18	BO	100*200*200	150	50	Sikadur 31-CF
PO19	BHP	100*200*200	150	50	Sikadur 31-CF

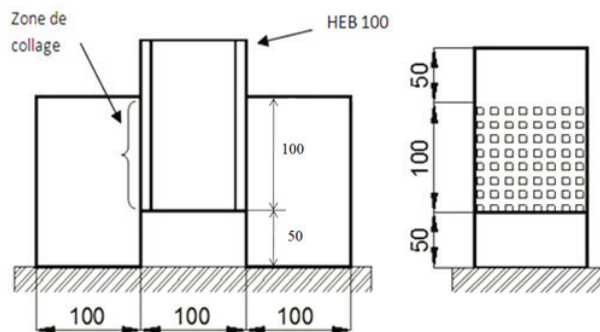
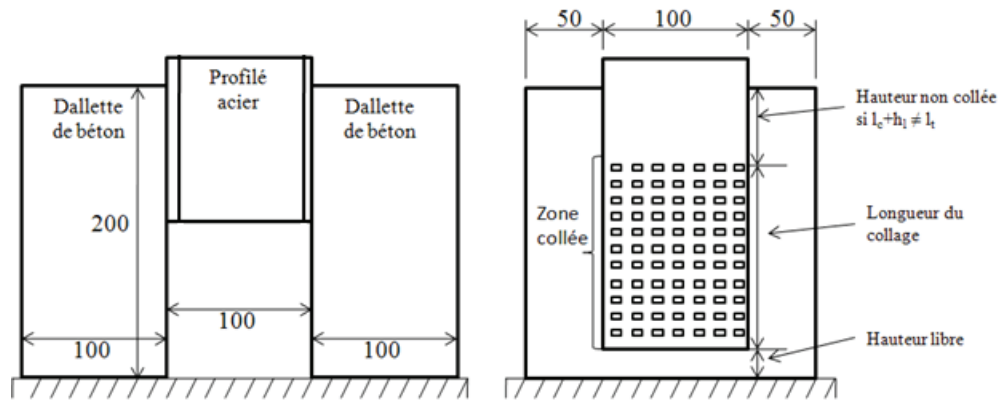


Figure 3.45 : Spécimen des séries PO_100

Figure 3.46 : *Spécimen des séries PO_200*

3.4.2.2 Réalisation des corps d'épreuve et dispositif d'essai

Tous les corps d'épreuve ont été réalisés au laboratoire en plusieurs gâchées. Pour chaque gâchée, le béton a été mis en place dans les moules, serré à l'aiguille vibrante et taloché à la truelle. Le décoffrage a été effectué environ 48 h après le bétonnage et les dallettes ont été stockées à l'air ambiant du laboratoire jusqu'au collage. De plus, pour toutes les dallettes à partir de PO7, on a rectifié les pieds des dallettes pour assurer un bon contact avec la presse et la perpendicularité entre le plan de collage et la surface d'appui, limitant ainsi les inclinaisons parasites. Le sablage des zones de collage des dallettes a été ensuite réalisé au KARCHER (**photo 3.47-a**).

Sur les tronçons de HEB, la zone de collage a été préalablement grenillée puis les surfaces à coller ont été dégraissées à l'acétone quelques heures avant le collage.

Pour tous les corps d'épreuves, la phase de collage a été réalisée en deux étapes : collage de la première dallette avec le profilé métallique puis collage de la seconde dallette 1 à 3 jours après.

Pour chaque étape, le primaire SIKAFLOOR 156 a d'abord été appliqué sur la zone à coller avec une température ambiante variant entre 24 et 27°C (**photo 3.47-b**). Environ 24 h plus tard, les deux composants de l'adhésif sont malaxés puis le mélange homogène appliqué sur les deux faces à coller (l'acier et la dallette), la position est ajustée et le serrage définitif est effectués au moyen de serre-joints de telle sorte à avoir l'épaisseur du joint la plus fine possible. Le tout est conservé à l'air ambiant dans le laboratoire pendant 24 h puis les serre-joints sont retirés. La deuxième dallette est collée à son tour selon le même procédé, mais en collant la deuxième dallette, on a fixé les deux dallettes sur un support horizontal afin d'avoir toujours un contact complet entre les deux dallettes et le support après leurs assemblage (**photo 3.47-c**). Une fois les deux dallettes collées, les corps d'épreuve sont conservés à l'air ambiant du laboratoire jusqu'aux essais push-out.

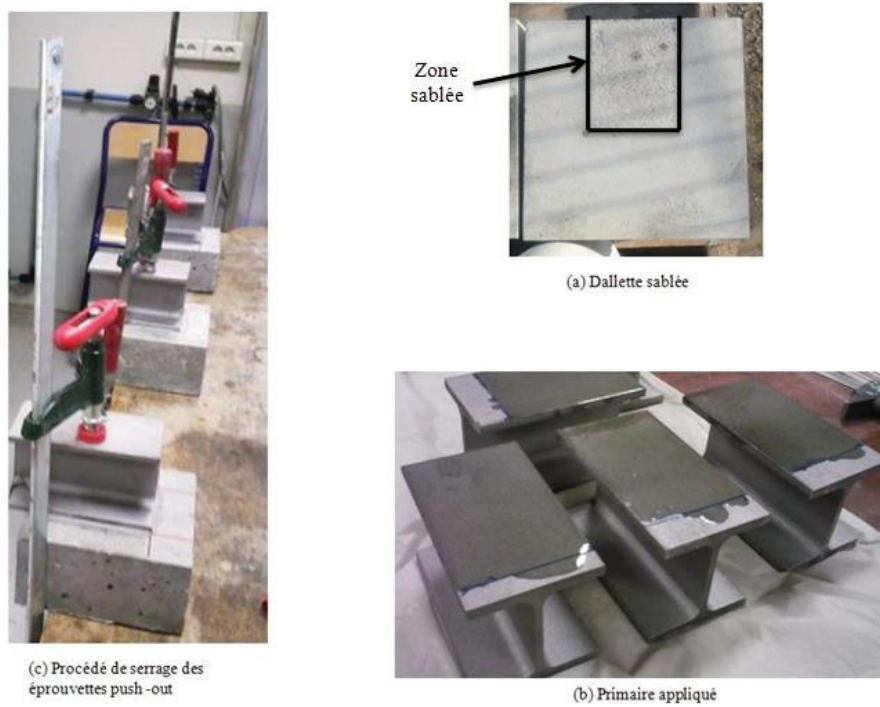


Figure 3.47 : Réalisation des corps d'éprouve push-out

Pour les séries de longueur 200 mm, d'après (Meaud, 2012), certaines éprouvettes ont donné des contraintes de cisaillement beaucoup plus élevées que la résistance en traction du béton utilisé et ensuite une hypothèse a été mise qu'un frottement favorable pourrait être mobilisé en sous face des dallettes entre le béton et le plateau de la presse. Ce dernier induirait alors une composante horizontale qui générerait non plus des contraintes de cisaillement pure comme ce qui est visé mais des contraintes de cisaillement/compression. Pour cela, nous avons réalisé la série PO5 avec laquelle nous avons graissé les pieds des dallettes afin de tenter de diminuer le frottement entre les dallettes et le plateau de la presse (voir **figure 3.48**).

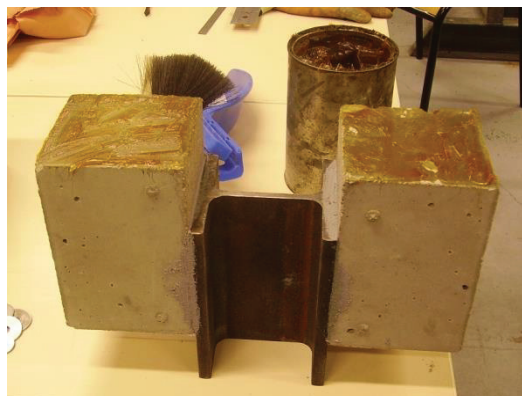


Figure 3.48 : Graissage de la série PO5

Concernant les trois séries PO6-100, PO6-200 et PO17, des baguettes de longueur 100 mm ont été mises dans le coffrage pour créer dans les dalles des rainures pour les remplir de la colle ensuite (**photo 3.49**). Cet aménagement a pour objectif d'optimiser la forme du joint en cherchant à mobiliser une zone de béton plus importante par l'inclinaison des arêtes des rainures.

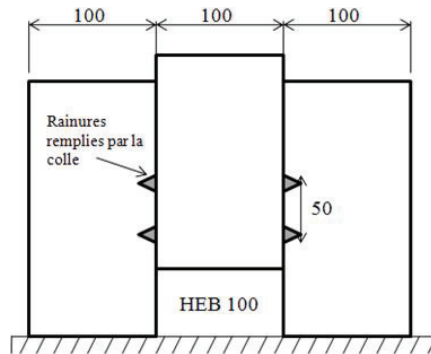


Figure 3.49 : Série avec butées de colle

Pour les deux séries PO14 et PO15, après le collage, les corps d'épreuve ont été mis dans l'étuve à une température variant entre 35°C et 45°C, pendant 48 heures, afin de garantir la polymérisation complète de la colle. Puis, on a mis la série PO15 avec ses 6 cylindres dans une cuve remplie d'eau à température de 35°C pendant 2 mois (**photo 3.50-b**) tandis que la série PO14 est conservée à l'air ambiant du laboratoire jusqu'aux essais push-out (**photo 3.50-c**). Les tronçons de HEB de la série PO15 ont été protégés avec une peinture antirouille (**photo 3.50-a**).



(a) peinture anti rouille



(b) PO15 en cuve de vieillissement



(c) PO14 et PO15 avant les essais

Figure 3.50 : Série vieillie

Les séries PO16 et PO19 ont été réalisées avec un béton BHP dont la caractérisation est détaillée dans la partie précédente.

Pour toutes les séries sauf PO12, les essais ont été effectués sur une presse contrôlée en force qui permet un chargement jusqu'à 1250 kN à une vitesse de 10 kN par seconde. Seule la force a été mesurée. **(Photo 3.51-a)**. Pour la série PO13, les essais ont été effectués sur une presse qui permet un chargement à déplacement imposé à une vitesse de 3 mm en 240 s. La force et le déplacement de la presse ont été mesurés **(photo 3.51-b)**.



(a) Presse utilisée pour toutes les séries sauf PO12



(b) Presse utilisée pour la série PO12

Figure 3.51 : Presses utilisées

3.4.3 Résultats expérimentaux et analyses

3.4.3.1 Contrainte moyenne de cisaillement à la rupture et mode de ruine

Le **tableau 3.17** récapitule les résultats obtenus pour chaque série testée (les détails des résultats sont dans l'**annexe B**). La contrainte moyenne à rupture τ_u a été calculée grâce à l'**équation** (dans laquelle F représente la force à rupture mesurée, b la largeur de collage et L la longueur).

$$\tau_u = \frac{F}{2 * L * b}$$

Pour chacune des éprouvettes testées, la rupture s'est produite de façon brutale. Le comportement des éprouvettes est de type fragile.

Concernant toutes les séries sauf PO15 (vieille), nous avons constaté que la rupture brutale avait constamment lieu dans le béton dans une zone proche de la zone de collage. La rupture est donc cohésive. Un examen visuel des dalles a montré qu'une partie des granulats s'est déchaussée et l'autre partie, en plus faible proportion s'est rompue. Nous pouvons faire l'analogie entre ce faciès de ruine et celui obtenu lors des essais de fendage.

Nous présentons ci-après l'analyse des résultats.

Tableau 3.17 : Résultats obtenus pour les essais push-out faits (série PO4 à PO19)

Série	Aire collée [mm ²]	Hauteur libre [mm]	Béton	Résistance en traction du béton [MPa]	Mode de ruine	Contrainte moyenne à rupture [MPa]	Rapport $\tau_{u \text{ moy}}/f_t$
PO4-100	100*100	50	BO	2.6 ± 0.2	Coh, b	2.0 ± 0.4	0.8
PO4-200	100*100	100	BO	2.6 ± 0.2	Coh, b	2.6 ± 0.4	1.0
PO5-100	100*100	50	BO	2.4 ± 0.1	Coh, b	2.4 ± 1.3	1.0
PO5-200	100*100	100	BO	2.4 ± 0.1	Coh, b	3.9 ± 2.2	1.6
PO6-100	100*100	50	BO	2.5 ± 0.1	Coh, b	6.0 ± 1.2	2.4
PO6-200	100*100	100	BO	2.5 ± 0.1	Coh, b	7.5 ± 0.3	3.0
PO7	100*100	50	BO	2.4 ± 0.1	Coh, b	6.1 ± 0.4	2.5
PO8-100	100*100	50	BO	2.6 ± 0.1	Coh, b	4.4 ± 2.3	1.7
PO8-200	100*100	100	BO	2.6 ± 0.1	Coh, b	5.5 ± 2.9	2.1
PO9	100*100	20	BO	3.0 ± 0.1	Coh, b	6.6 ± 0.7	2.2
PO10	100*130	20	BO	3.4 ± 0.1	Coh, b	6.4 ± 1.5	1.9
PO11	100*180	20	BO	3.1 ± 0.2	Coh, b	7.4 ± 1.5	2.4
PO12	100*100	20	BO	2.6 ± 0.2	Coh, b	7.9 ± 1.9	3.0
PO13	100*100	20	BO	2.3 ± 0.0	Coh, b	6.5 ± 2.5	2.9
PO14	100*100	50	BO	3.1 ± 0.1	Coh, b	6.0 ± 1.3	1.9
PO15	100*100	50	BO	3.1 ± 0.1	Mixte	5.6 ± 1.2	1.8
PO16	100*100	50	BHP	4.5 ± 0.2	Mixte	10.2 ± 2.1	2.3
PO17	100*100	50	BO	1.5 ± 0.0	Coh, b	6.9 ± 1.9	4.6
PO18	100*150	50	BO	2.8 ± 0.3	Coh, b	5.9 ± 1.5	2.1
PO19	100*150	50	BHP	4.1 ± 0.8	Mixte	8.1 ± 1.3	2.0

Coh, b = cohésif dans le béton

3.4.3.2 Corps d'épreuve en béton ordinaire, sans butées et non vieillis

L'analyse porte dans ce paragraphe sur toutes les éprouvettes sauf PO6 et PO17 (éprouvettes avec butées), PO16 et PO19 (éprouvettes en BHP), et PO15 (éprouvettes vieilles).

a) Influence du mode de fabrication des éprouvettes et de la hauteur libre

Pour les séries avec les petites dalles de 100*100*150 mm (PO4_100, PO5_100 et PO8_100), nous avons remarqué pendant les essais que le comportement est assez irrégulier et qu'il y a toujours un écart type assez élevé ce qui pose une question sur la fiabilité des résultats de ce type de série. Comme il est montré dans le tableau, l'écart type peut atteindre 54 % de la moyenne, le cas de PO5-100 et PO8-100. Notons qu'on a 6 éprouvettes pour la série PO8-100 et malgré ça nous avons obtenu cet écart type élevé. Ceci est probablement dû aux petits défauts de géométrie dont l'effet est, pour ce type de dalle, trop marqué. C'est la raison pour laquelle nous avons décidé de ne plus utiliser ce type de dalles pour les essais de caractérisation.

En comparant les résultats des séries PO5_100 et PO5_200 (éprouvettes graissées) avec les séries PO4_100 et PO4_200, nous pouvons conclure que le graissage n'a pas modifié de façon significative le comportement. Le graissage s'est donc avéré ici inefficace. Rappelons toutefois que pour cette série, il n'y a que 3 corps d'épreuve identiques.

Ensuite, nous avons remarqué que pour les série PO4 et PO5, il y a toujours une partie de béton de l'une des deux dallettes qui est écrasée et le type de rupture est cohésive proche de l'interface béton/acier tandis que l'autre dallette reste attachée à l'acier (voir **figure 3.52**).



Figure 3.52 : Epreuves des séries PO4 et PO5 rompues

En effet, les défauts géométriques dans les sous-faces des deux dallettes et la distance non collée de la dallette (100 mm) qui est relativement grande facilitent une petite inclinaison dans l'une des deux dallettes et créent une zone de contact sur la partie inférieure de cette dallette (**figure 3.53**); cette partie qu'on a trouvé écrasée après le chargement laisse à penser que la sollicitation de la surface de collage n'est pas en cisaillement pur comme ce qui était visé et la résistance de cisaillement varie d'un spécimen à l'autre dans la même série suivant le degré d'inclinaison de la dallette. Ce qui nous conduit, dans toutes les séries ci-après, à rectifier les pieds des dallettes afin d'assurer une planéité parfaite et un contact complet entre les dallettes et la machine de presse. Nous avons également augmenté le nombre d'éprouvette par série de 3 à 6.

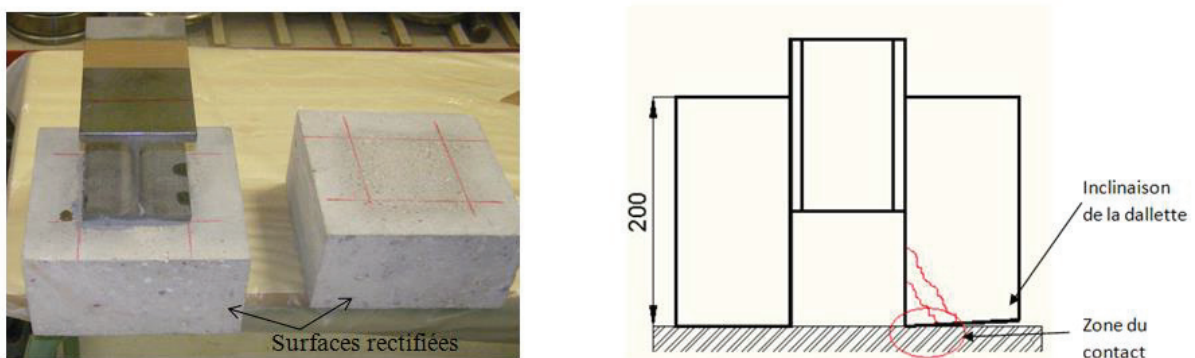


Figure 3.53 : Epreuves rectifiées et influence de non rectification

Par suite, la série PO7 a été réalisée en diminuant la hauteur libre et en rectifiant les pieds des dallettes. Les résultats obtenus sont dans le même sens des hypothèses émises, nous avons une rupture de cisaillement où nous n'avons observé aucune cassure dans les pieds des dallettes béton et l'écart type est très faible. La contrainte moyenne de cisaillement de cette série vaut 6.1 ± 0.4 MPa.

A partir de la série PO8, nous avons été contraints d'effectuer un petit changement d'adhésif. En effet, l'adhésif SIKADUR 30 n'était plus disponible et a été remplacé par l'adhésif 31. Les séries PO8-100 et PO8-200 sont destinées à vérifier que ce changement d'adhésif ne modifie de façon importante le comportement observé puisque là. La rupture est toujours cohésive, aucune rupture dans la colle n'a été détectée ce qui montre que nous avons toujours une colle structurale fiable à l'utiliser. En plus, des essais massiques de traction sur les deux colles, présentées dans la partie précédente (**voir paragraphe 2.4**), montrent qu'il n'y a pas de différence remarquable entre elles.

Ainsi, la rectification du pied des dalles, l'augmentation du nombre de corps d'épreuves et le choix d'une hauteur libre inférieure ou égale à 50 mm permettent d'augmenter de façon très significative la qualité et la fiabilité des résultats. Nous conservons ces améliorations dans tous les autres essais.

b) Influence de la longueur de collage

Afin d'étudier l'influence de la variation de la surface collée sur la résistance du joint de colle, trois séries PO9, PO10 et PO11 ont été réalisées avec une hauteur libre de 20 mm et des longueurs de collage qui valent respectivement 100, 130 et 180 mm. La contrainte moyenne de cisaillement varie très peu, elle vaut 6.6, 6.4 et 7.4 MPa respectivement. On peut donc conclure, aux écarts types près, que la contrainte de cisaillement moyenne à rupture varie peu avec la longueur du collage si la hauteur libre est faible. Ces résultats positifs en termes de régularité sont la conséquence des améliorations précédentes apportées à l'essai.

c) Influence du mode de chargement

Deux séries PO12 et PO13 ont été réalisées pour étudier cet aspect. La série PO12 a été chargée, de façon habituelle, en force imposée à une vitesse de 10 kN par seconde et la série PO13 en déplacement imposé avec une vitesse de 3 mm en 240 s. Comme d'habitude la rupture est cohésive dans le béton et se produit proche de l'interface des deux dalles pour les deux séries. La **figure 3.54**, sur laquelle la force est tracée en fonction du déplacement du vérin, nous montre que la rupture se produit d'une façon progressive dans le joint de colle.

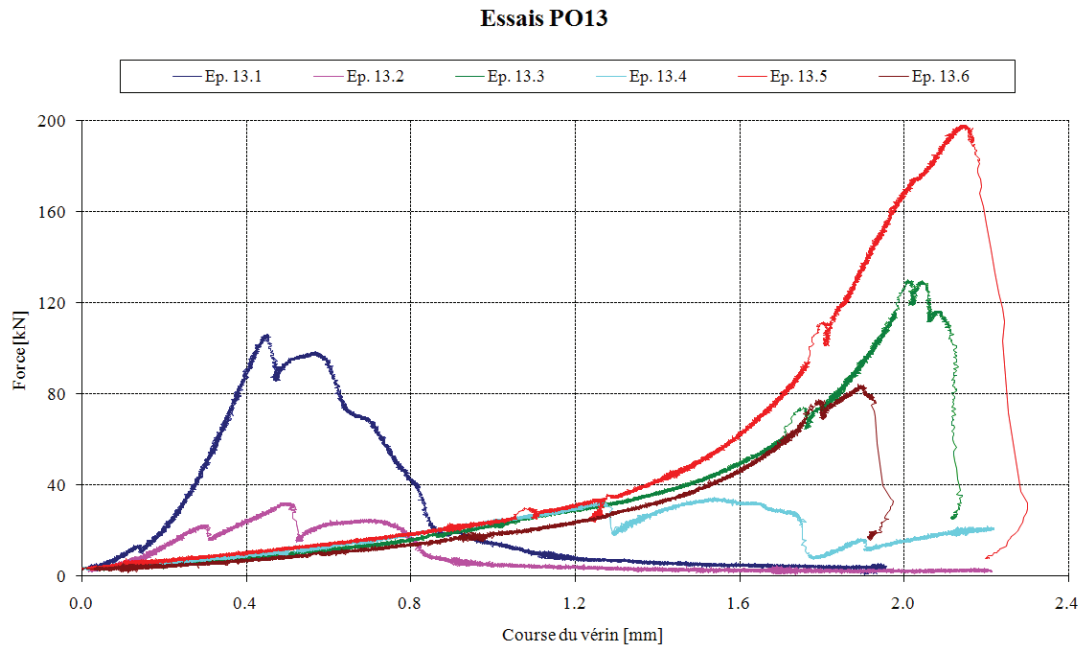


Figure 3.54 : Courbe force/déplacement de la série PO13

De plus, on peut remarquer que deux éprouvettes ont eu une rupture prématurée et par conséquent la contrainte moyenne de cisaillement est faible par rapport à l'autre série de l'ordre 4.87 MPa et l'écart type est de 3.14 MPa (soit 64% de la moyenne !). Cette faible moyenne est principalement due à 2 valeurs très faibles (PO13-2 et PO13-4). Pour ces deux essais, on a pu remarquer que les 2 dalles n'ont pas été chargées de façon symétrique, peut-être à cause du blocage inattendu au début de chargement de la rotule de la presse. Si on ne tient pas compte de ces 2 résultats, la contrainte moyenne vaut environ $6.9 \text{ MPa} \pm 2.5 \text{ MPa}$ ce qui est cohérent à la série PO12. Ainsi, le mode de chargement (force imposée ou déplacement imposé) semble avoir peu d'effet sur le comportement pour ces vitesses-là. Compte tenu toutefois du comportement théoriquement visqueux de l'adhésif, il serait intéressant de refaire les tests pour des vitesses différentes.

d) Bilan partiel

Les différentes modifications apportées ont permis d'améliorer la qualité et la fiabilité des résultats, aucune rupture anormale n'a été observée à partir de PO7. On remarque que la contrainte moyenne de cisaillement à rupture $\tau_{u \text{ moy}}$ et le rapport $\tau_{u \text{ moy}}/f_t$ varient respectivement entre [5.5 ; 7.9] MPa et [1.9 ; 3.0] MPa : $\tau_{u \text{ moy}}$ reste au moins 2 fois supérieur à la résistance en traction du béton quels que soient la hauteur libre ($\leq 50 \text{ mm}$), la longueur de collage ou le mode de sollicitation.

3.4.3.3 Influence de la création des butées

Nous étudions dans ce paragraphe l'influence de création des engravures de colle dans le béton. C'est une tentative d'amélioration des performances du procédé de connexion acier-béton par collage. Celle-ci est obtenue en ménageant des engravures dans la dalle à proximité de l'interface qui sont alors remplies d'adhésif au moment du collage. Ce procédé, très simple à mettre en œuvre sur chantier ou en usine, permet ainsi de combiner une connexion par adhésion et par petites butées mécaniques ce qui modifie l'état de contrainte dans la dalle à l'interface. Il s'agit des séries PO6-100, PO6-200 et PO17.

Nous remarquons que la rupture est cohésive et profonde dans le béton au niveau des rainures, et non plus à l'interface du béton qui est le cas des séries sans butées (**figure 3.55**). Ce mode est très clair pour la série PO6-100. Pour les séries de longueur 200 mm, la rupture est de type cohésif/adhésif, au niveau des rainures mais aussi elle est cohésive profonde dans le béton.



PO6-100



PO17

Figure 3.55 : Séries avec butées rompues

Au niveau de contrainte moyenne de cisaillement, nous avons comparé chaque série réalisée avec les butées avec une série identique sans butées. Concernant la série PO6-100, il s'agit de la comparer avec la série PO4-100. La résistance moyenne de cisaillement varie entre 4.6 et 7.0 MPa ce qui fait à peu près le double de la résistance obtenue pour PO4-100. En comparant la série PO6-200 avec la série PO4-200, nous pouvons remarquer la même chose c'est que la résistance de cisaillement qui varie entre 7.2 et 7.8 MPa pour la série PO6-200 vaut à peu près le double de la valeur obtenue pour PO4-200.

La dernière série avec butées PO17 diffère de la série PO6-200 par sa hauteur libre. Pour cette série, nous avons diminué la hauteur libre de 100 mm à 50 mm pour affirmer l'influence des butées à augmenter les contraintes de cisaillement et éliminer l'hypothèse que cette augmentation est due à une hauteur libre élevée. La contrainte moyenne de cisaillement est de 6.9 MPa et l'écart type est de 1.9 (soit 28% de la moyenne). Il s'agit de comparer cette série avec PO7 car ils ont les mêmes dimensions des dalles, la même longueur de collage et la même hauteur libre. Mais malgré que nous utilisons toujours le même mélange pour notre béton, nous avons obtenu pour la série PO17 un béton plus faible, de contrainte moyenne 21.4 MPa en compression et 1.52 en traction. En examinant les cylindres après les essais de caractérisation, nous avons remarqué qu'il n'y avait pas une quantité suffisante de granulats ! Il s'agit donc d'un défaut de fabrication du pré mix. Pour cela, nous allons comparer entre les deux séries en tenant compte du rapport entre les deux bétons. En fait, malgré que le béton de la série PO17 soit beaucoup plus faible du béton de la série PO7, le rapport entre les deux est égale à 0.61, nous avons une contrainte moyenne de cisaillement (6.9 MPa) un peu plus grande que la série PO7 (6.1 MPa). Ce qui nous donne de nouveau que la création des engravures de colle dans le béton fait doubler, dans notre cas, la résistance de cisaillement de l'assemblage.

Enfin, nous pouvons conclure que la création des rainures remplies de colle induit toujours une modification du mode ruine et fait augmenter la résistance en cisaillement du joint de colle. Ce résultat très positif sera exploité pour le comportement en flexion.

3.4.3.4 Influence de la nature du béton

La rupture dans toutes les séries fabriquées avec un béton ordinaire est cohésive proche de l'interface béton et la contrainte moyenne de cisaillement dépasse largement la résistance en traction du béton. Nous avons décidé de réaliser des séries avec un béton haute performance dont la composition et les caractéristiques sont détaillées dans le **paragraphe 2.2**, afin de vérifier l'influence de la nature du béton utilisé et qu'une amélioration des caractéristiques du béton conduit à une variation de la résistance du joint de colle malgré que la rupture soit très proche de l'interface du béton.

Pour cela, deux séries PO16 et PO19 ont été réalisées. Les deux séries diffèrent entre elles par la longueur collée qui vaut 100 et 150 mm pour PO16 et PO19 respectivement.

Pour le mode de ruine, l'examen des corps d'épreuves rompus laisse apparaître une rupture mixte sur l'ensemble des éprouvettes. Une partie de la surface suggère une rupture cohésive à la fois dans le béton et dans la résine. Ces observations nous mènent à la conclusion qu'avec le BHP, la résine atteint sa limite de résistance en cisaillement. La cohésion de ce type de béton étant plus élevée que celle du béton ordinaire, la résine est alors davantage sollicitée du fait de l'atteinte d'une contrainte de cisaillement à la ruine plus élevée (**figure 3.56**).



Figure 3.56 : Eprouvettes de la série PO16 rompues

La contrainte moyenne ultime de cisaillement vaut 10.2 ± 2.1 MPa pour la série PO16, et 8.1 ± 1.3 MPa pour la série PO19.

L'écart de la contrainte moyenne ultime de cisaillement entre les deux séries peut être expliqué par le fait que le béton lors du jour de l'essai sur la série PO16 est plus âgé que le béton de la série

PO19 par conséquent il est plus performant. Le rapport de la résistance en traction des deux bétons donne une valeur égale à 1.1 qui est à peu près égale au rapport des deux contraintes moyennes de cisaillement.

Ainsi, avec un BHP, le mode de ruine est sensiblement modifié et l'on observe une augmentation importante de la contrainte à rupture en cisaillement. Toutefois, cette augmentation est à peu près proportionnelle à l'augmentation de la résistance du béton parce que le rapport $\tau_{u \text{ moy}}/f_t$ est de l'ordre de 2.1.

D'autre part, en comparant nos résultats avec ceux de (Si Larbi, 2007), on remarque qu'on a une contrainte beaucoup plus élevée malgré qu'on ait utilisé le même béton. Toutefois, les dalles étaient de taille différente (300*300*100 mm³) et surtout, la hauteur libre était beaucoup plus importante. Ce dernier paramètre nous paraît très important.

3.4.3.5 Influence du vieillissement

La résistance du joint doit demeurer aussi élevée que possible au cours du temps afin de procurer une bonne durabilité de l'assemblage.

En effet, plusieurs auteurs ont étudié l'influence de facteurs environnementaux, comme la température ((Leone et al., 2009), (Klamert et al., 2005), (Tadeu et al., 2000), (Blontrock et al., 2002), (Aiello et al., 1999)), l'humidité ((Aiello et al., 1999), (Frigione et al., 2006), (Karbhari et al., 1998)), les cycles de gel/dégel ((Karbhari et al., 1998), (Chajes et al., 1995)), et les effets de l'humidité, de la température et des sels de déglacage ((Beaudoin et al., 1999), (Raïche, 2000), (Houhou, 2012)), sur le comportement des assemblages collés béton/composites. L'ensemble de ces études met en évidence une influence marquée du vieillissement humide sur la résistance mécanique des joints adhésifs, les propriétés pouvant varier de manière importante au bout de quelques semaines de vieillissement. Bien que la chute des propriétés soit systématiquement associée au phénomène de plastification de l'adhésif, il semble que la dégradation de l'interface adhésif/substrat devienne le mécanisme prépondérant en présence d'une concentration d'eau élevée au sein du joint.

Pour cela, deux séries identiques ont été préparées (PO14 et PO15) pour estimer l'influence de vieillissement sous certaines conditions sur l'adhésion entre le béton et l'acier par la colle époxydique. Les conditions de vieillissement ont été choisies après cette étude bibliographique montrant des effets déterminants de la température et l'humidité sur la durabilité des matériaux composites.

Concernant la série PO15 soumise à des conditions de vieillissement, la contrainte moyenne de cisaillement est comparable avec son témoin non vieillie PO14, elle est égale à 5.6 MPa et 6.0 MPa pour PO15 et PO14 respectivement. Quant au mode de rupture, il est totalement différent : pour la série vieillie, la rupture est cohésive dans la colle ou adhésive avec le primaire qui s'est décollé de l'acier. Pour la majorité des éprouvettes de cette série, la rupture est donc mixte, cohésive dans la colle et adhésive. En revanche, pour la série non vieillie, la rupture est toujours cohésive dans le béton (**photo 3.57**).

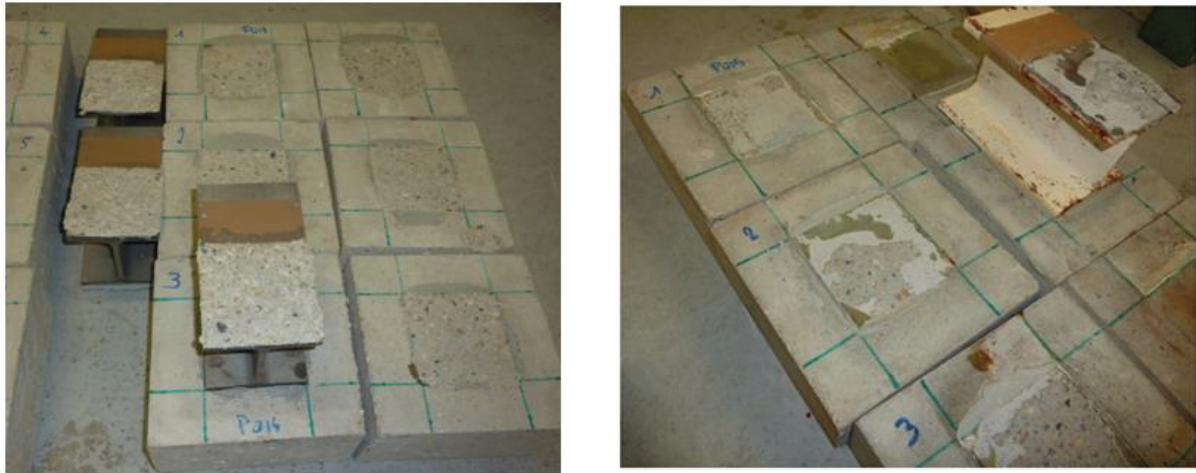


Figure 3.57 : Epruvettes rompues non vieilles et vieilles

Ainsi, le vieillissement accéléré imposé diminue légèrement la contrainte moyenne de cisaillement (soit 8% plus faible), mais modifie complètement le mode de ruine, il n'est plus cohésif dans le béton mais cohésif dans la colle ou adhésif. Ceci montre que le vieillissement semble avoir une légère influence sur la résistance du joint collé mais ces résultats devraient être confirmés par d'autres études.

Les essais de traction, détaillés dans le chapitre 2, sur la colle et le primaire vieillis ont montré que ces deux matériaux perdent le même pourcentage (36 %) de leur résistance ce qui est tout à fait cohérent avec le mode de ruine des épreuves rompues (PO15) où on a une rupture mixte qui se produit dans le primaire et dans la colle. On en conclut que la diminution de résistance du primaire et celle de l'adhésif sont a priori toutes les deux responsables de la modification du mode de ruine.

3.5 Synthèse

Les essais traditionnels sur les adhésifs (peel test, wedge test ...) ou les essais de torsion ne sont pas adaptés à la caractérisation du collage acier-béton en vue d'application aux structures mixtes comme les ponts en raison des dimensions trop faibles des substrats mises en jeu ou de la trop grande complexité de confection des corps d'épreuve.

Les essais de cisaillement sont à ce titre plus adaptés. Nous avons montré dans ce chapitre que l'essai de cisaillement par double recouvrement, analogue à celui utilisé pour la réparation, constitue une possibilité de caractériser à condition d'utiliser des couvre-joints en acier d'une épaisseur suffisante. Toutefois, la taille des surfaces collées est fortement limitée par la contrainte de traction que doivent supporter les blocs en béton.

L'essai push out, analogue à celui utilisé pour caractériser les connecteurs des ponts mixtes, a été plus particulièrement utilisé dans ce travail. Nous avons d'abord amélioré la méthodologie de confection des corps d'épreuve par rapport à ce qui a été fait dans les travaux antérieurs : utilisation de dalle de taille minimale $200 \times 200 \times 100 \text{ mm}^3$, rectification des surfaces de contact, nombre de corps d'épreuve identiques porté à 6, double maintien des dalles lors de la phase de collage, hauteur libre maximale de 50 mm. Ces modifications, acceptables d'un point de vue coût et temps

de réalisation, nous ont permis de limiter les ruptures anormales (parfois observées) et de diminuer l'écart type des forces à rupture.

Dans ces conditions, nous avons alors montré que, dans le cas d'un béton ordinaire C25/30, le comportement est de type élastique avec une rupture fragile par cisaillement, à proximité de l'interface, dans le béton (rupture cohésive dans le béton). La contrainte moyenne de cisaillement à rupture τ_u varie entre [5.5 et 7.9] MPa avec un écart type moyen de 24 %, ce qui représente entre 1.9 et 3.0 fois la résistance en traction du béton. Ce résultat est assez indépendant de la longueur de collage. Deux pistes, éventuellement concomitantes, peuvent être avancées pour expliquer cet écart important avec la résistance en traction du béton : (i) les effets de bielles dus au frottement plateau/dallemette, déjà largement discutés dans la thèse de C. Meaud, sont encore présents malgré la réduction de la hauteur libre ; (ii) la résistance de la zone d'interface est accrue du fait de la migration de l'adhésif dans les premiers millimètres de béton comme évoqué par plusieurs auteurs pour une pâte de ciment collée ((backelandt, 2005) et (Gonzalez, 2006)).

Dans le cas d'un BHP, le rapport τ_u/f_t est conservé mais le mode de ruine n'est plus cohésif dans le béton, mais cohésif dans la colle ou adhésif. Ce résultat tend à montrer que l'on a atteint là les limites de l'adhésif utilisé et qu'un béton de performances supérieures n'apportera pas d'amélioration de performance de collage.

La création des butées à l'interface, effectuées pour un coût modeste, a permis d'augmenter considérablement le rapport τ_u/f_t et de modifier le mode de ruine. Cette amélioration de la surface de collage semble, au regard des essais de caractérisation d'interface, une piste très intéressante pour la flexion.

Enfin, les essais de vieillissement accéléré par immersion dans un bain d'eau chaude n'ont pas diminué τ_u de façon significative mais ont en revanche modifié le mode de ruine qui devient mixte (adhésif et cohésif dans la colle). Cette modification est à la fois due au primaire et à l'adhésif lui-même dont les performances intrinsèques diminuent avec le vieillissement.

Ces différents résultats obtenus par essai de caractérisation d'interface doivent être maintenant étendus et/ou utilisés au cas des éléments de structures fléchies. C'est l'objet de la quatrième partie.

Quatrième partie
Comportement instantané des poutres
acier-béton collées

4.1 Travaux antérieurs

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. Dans ce paragraphe, nous présentons les travaux de recherche portant sur ce dernier procédé. Ils sont exposés chronologiquement en déterminant le procédé de fabrication, les mesures qui y ont été faites et le mode de ruine.

4.1.1 Premières poutres testées

Les premières études concernant les poutres mixtes collées remontent aux années soixante avec (Miklofsky et al., 1962) qui a comparé deux poutres mixtes identiques dont l'une était collée et l'autre goujonnée. Il a constaté que la poutre collée est beaucoup moins déformable que la poutre goujonnée. La rupture de la poutre mixte collée s'est produite, pour une charge ultime inférieure, par cisaillement dans le béton en contact avec l'adhésif. D'autres chercheurs se sont intéressés à ce mode d'assemblage (Krieg et Enderbrock, 1963), (Krieg et Enderbrock, 1966), (Hick et Baar, 1972) et (Hertig et Perret, 1973). Ils ont essentiellement montré que le processus de mise en œuvre, tels que les traitements de surface, la préfabrication de la dalle, les caractéristiques du béton et le type d'adhésif, avait une influence non négligeable sur le comportement et la ruine de telles structures collées. Par exemple, (Hertig et Perret, 1973) ont étudié de nouveaux procédés pour lier le béton à l'acier, trois possibilités de réaliser des poutres mixtes collées ont été proposées (**figure 4.58**) : béton coulé sur granulats collés (système A), béton préfabriqué posé sur mortier frais (système B), et béton coulé sur mortier frais (système C). Ils ont montré que la liaison de la première poutre dépend en grande partie, de la quantité des granulats. Celle de la deuxième dépend du traitement de surface effectué sur les deux matériaux. Par contre, la dernière est apparue comme la plus rigide et la plus résistante.

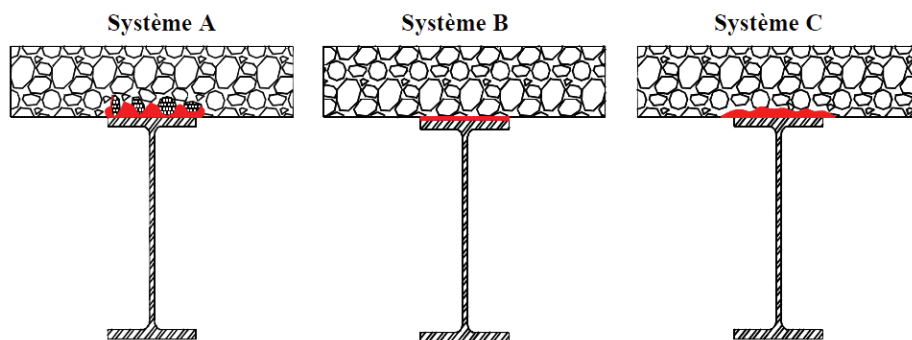


Figure 4.58 : Les trois possibilités d'assembler les poutres mixtes acier-béton [Hertig et Perret, 1973]

Ces différents travaux n'ont pas été suivis d'application probablement parce que les performances atteintes n'étaient pas suffisantes.

4.1.2 Poutres testées par (Bouzaoui, 2005)

Le collage acier-béton a été remis au goût du jour en 2000 à l'occasion du projet National MIKTI en raison des progrès importants sur les matériaux, notamment le béton et les adhésifs. Des essais de flexion ont été effectués dans ce cadre par L.Bouzaoui.

Lors de ses essais, L.Bouazaoui a étudié l'influence sur le comportement mécanique des poutres mixtes collées de petites portées et de paramètres qui conditionnent la résistance de la liaison collée tels que le mode de construction de la dalle, la nature de l'adhésif et l'irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif. Six poutres mixtes collées ont été réalisées de 3.5 m de longueur et 3.3 m de portée entre appuis : deux bipoutres P1 & P2 et 4 structures mono poutres P3 à P6. Le béton utilisé est un béton hautes performances avec $f_c=67$ MPa. Les dimensions des poutres sont récapitulées dans le **tableau 4.18** et leurs configurations géométriques se trouvent dans l'**Annexe C.1 à C.4**.

Tableau 4.18 : Dimensions des poutres P1 à P6 [Bouazaoui, 2005]

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

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

La dalle de P1 est constituée de 7 morceaux tandis que la dalle de P2 est réalisée d'un seul tenant afin d'étudier l'influence du mode de construction.

Pour mettre en évidence l'influence de la nature de l'adhésif, P3 est collé avec un adhésif au comportement rigide SIKADUR 30 et P4 avec un adhésif au comportement souple Sikaforce 7750. La dalle des deux poutres est constituée de 3 morceaux et l'épaisseur de la colle est de 3 mm.

Pour la poutre P5, une irrégularité de l'épaisseur du joint d'adhésif dans le sens transversal a été créé tandis que pour P6 l'irrégularité est dans le sens longitudinal.

Les résultats des essais sur les poutres P1 à P6 ont montré les points suivants :

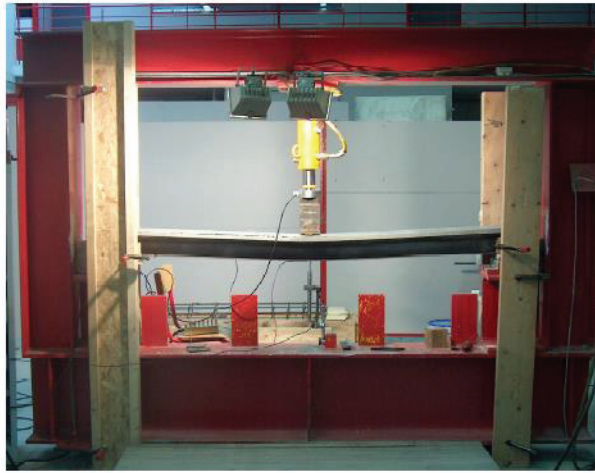
- Un traitement de surface élaboré par sablage au corindon des surfaces de deux substrats, l'acier et le béton, suivi d'un nettoyage par un solvant et d'un dépôt de primaire est nécessaire pour obtenir des performances optimales.
- L'utilisation de l'adhésif époxyde au comportement rigide Sikadur 30 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.

- Il est possible de réaliser la dalle de compression par plusieurs éléments préfabriqués collés bout à bout et ceci sans diminuer la résistance de la poutre collée. Ce mode de construction permet la préfabrication de la dalle par éléments facilement transportables.
- 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.

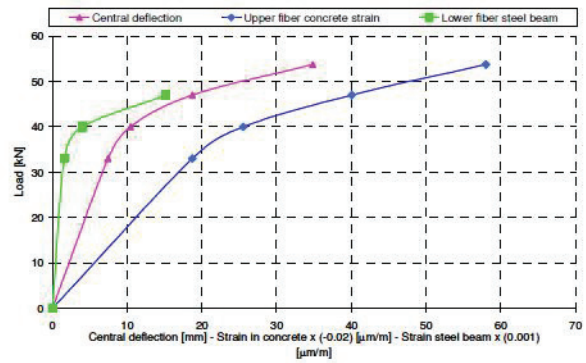
Puis, elle a complété ses essais par réalisation d'une poutre P7 de plus grandes dimensions avec une portée de 8.5 m (**Annexe C**). La dalle de béton est préfabriquée en cinq blocs identiques de 1800 mm de longueur assemblés par une colle époxy SIKADUR 30. La poutrelle acier est un PRS dont la hauteur est de 420 mm et la nuance S355. Sa limite d'élasticité (donnée par les auteurs) est de 480 MPa et sa contrainte à rupture de 570 MPa. La rupture a eu lieu de façon brutale au niveau de l'adhésif ce qui a causé une division de la dalle de béton en 4 pièces. 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 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.

4.1.3 Poutres testées par (Jurkiewicz et al., 2008)

Dans le cas de poutre que l'on notera AB0, la portée est de 2 m et elle est testée en flexion 3 points (**Annexe C**). Afin d'améliorer les performances de la connexion, le béton utilisé est un béton fibré ultra hautes performances dont la limite en compression a été mesurée à 196 MPa (sur 3 éprouvettes 4x4x16). Elle a été préfabriquée en un seul bloc et est dépourvue d'armatures passives. La poutrelle acier est de nuance S275 et une plaque d'acier de nuance S275 a été soudée en face supérieure du profilé afin d'augmenter la surface de collage. Le collage de la dalle avec le profilé a eu lieu 1 semaine avant le début de l'essai. La ruine est apparue avec un développement significatif de ductilité pour une charge de 54 kN par une rotule plastique en section centrale par écrasement du béton (**figure 4.59**).



(a) Rupture par rotule plastique



(b) Résultats expérimentaux

Figure 4.59 : Rupture de la poutre AB0 [Jurkiewicz et al., 2008]

4.1.4 Poutres testées par (Jurkiewicz et al., 2011)

Les deux poutres (notées AB1 et AB2) présentées ici (**figure 4.60**) ont une portée égale à 4 m et sont testées en flexion trois points. La dalle de béton est préfabriquée (constituées de 4 blocs de 875 mm) et a une section de $300 \times 100 \text{ mm}^2$. Le matériau utilisé est un béton de type C25/30 dont les caractéristiques mécaniques ont été obtenues expérimentalement sur des éprouvettes cylindriques ($\Phi 16 \times 32$), à 28 jours. La limite en compression est égale à $39 \pm 3 \text{ MPa}$ et en traction à $2.7 \pm 0.5 \text{ MPa}$. Les poutrelles acier ont été découpées dans un IPE 220 de même nuance S275. L'adhésif est un époxy de type SIKADUR30. L'épaisseur considérée est de 3 mm (elle a été contrôlée au moyen de petits blocs d'acier positionnés sur la partie supérieure de la poutrelle) et la largeur de collage pour celle notée AB1 est de 110 mm. Pour la seconde poutre (notée AB2) la largeur de collage a été augmentée (à 300 mm) au moyen d'une plaque d'acier de type S220 et d'épaisseur 8 mm soudée sur l'IPE.

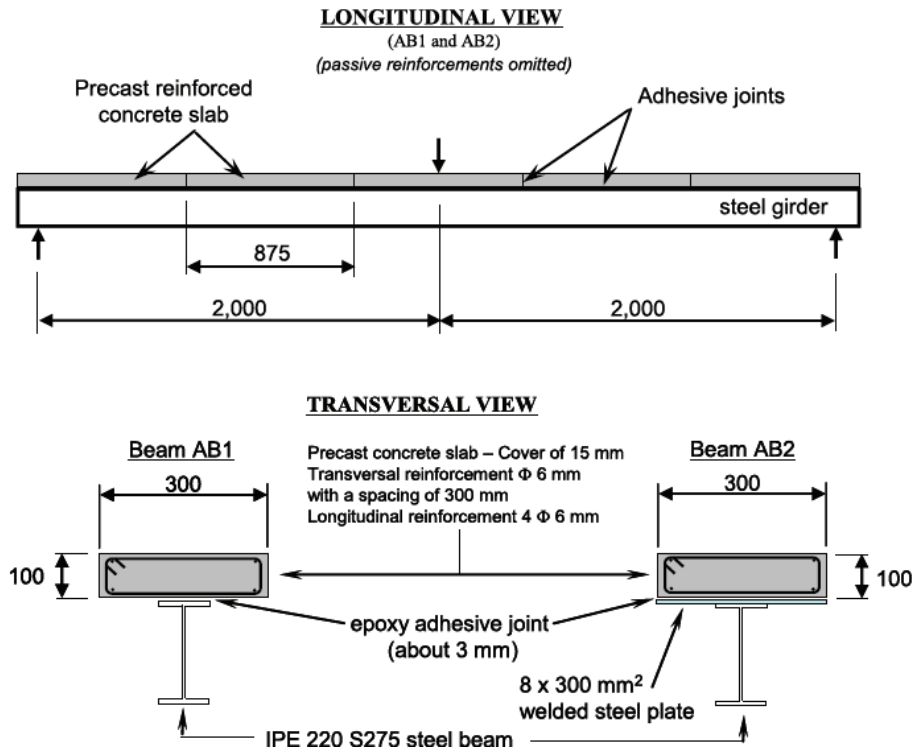


Figure 4.60 : Géométrie des poutres AB1&AB2 [Jurkiewicz et al., 2011]

Les surfaces ont été préalablement préparées à savoir sablage du béton après 28 jours et traitement de la surface supérieure de la poutrelle acier par sablage et application d'un primaire d'adhésion.

Dans le cas de la poutre AB1, la rupture a eu lieu pour une charge d'environ 176 kN par cisaillement dans le béton autour de la section centrale, proche de l'interface (figure 4.61). L'acier et le béton ont plastifié dans cette zone. Concernant la poutre AB2, la rupture a eu lieu à 190 kN par rotule plastique et écrasement du béton en partie supérieure de la section centrale.

Ces essais montrent notamment que pour un béton ordinaire, le mode de ruine peut être maîtrisé par le dimensionnement adapté de la surface de collage.

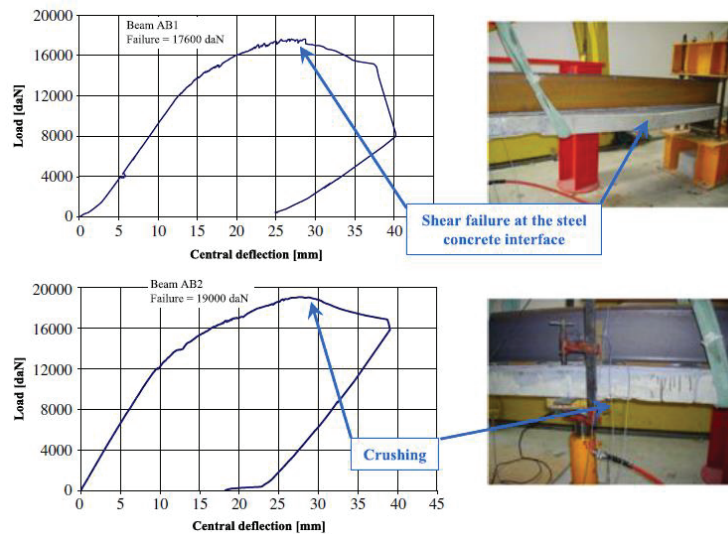
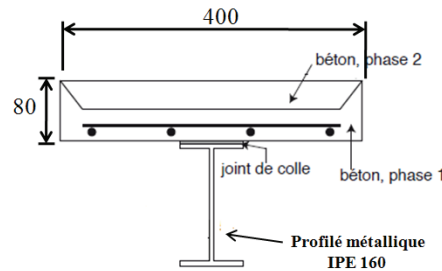


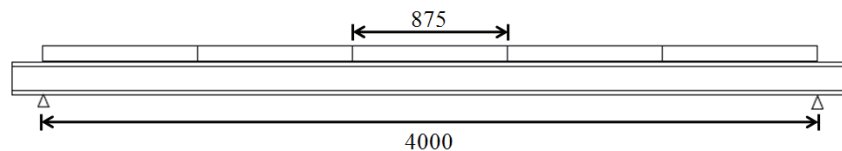
Figure 4.61 : Rupture des poutres AB1&AB2 [Jurkiewicz et al., 2011]

4.1.4 Poutre testée par (Meaud, 2012)

La poutre que l'on notera AB3 est constituée d'un profilé acier IPE 160, de type S275 et de 5 prédalles en béton C25/30 de 875 mm de longueur. La portée de la poutre mixte est de 4 m (**figure 4.62**). L'acier et le béton sont assemblés par un joint époxy de faible épaisseur (non mesurée mais estimée à un millimètre). La prédalle est armée d'un treillis de type ST35 (3 armatures transversales et 4 longitudinales) positionné à 15 mm du bas de la dalle, dont le diamètre est de 7 mm soit une section totale de 1.54 cm^2 .



Section de la poutre mixte AB3 (dimensions en mm)



Vue longitudinale de la poutre mixte AB3 (dimensions en mm)

Figure 4.62 : Géométrie de la poutre AB3 [Meaud, 2012]

La poutre a rompu pour une charge de ruine d'environ 93 kN. Il y a eu plastification des aciers autour de la section centrale, en partie inférieure et une dégradation du béton en compression au niveau de la zone d'appuis conduisant à une rotule plastique. Quasiment simultanément, il a été observé un décollement entre la dalle béton et le profilé.

Ce résultat complète ceux des poutres AB0/AB1/AB2 et montre que le collage est compatible avec différentes modes de fabrication de la dalle : dalle monobloc ou multi bloc, bétonnage sur toute son épaisseur ou emploi d'une prédalle et d'un béton de 2^{ème} phase.

4.1.5 Bilan

Les différents essais présentés ici montrent que la mixité est assurée pour toutes les poutres donc les traitements de surface et le collage époxy sont adaptés. Suivant le type de béton utilisé, les dimensions du joint de colle et les caractéristiques de la poutrelle, la rupture a lieu soit en cisaillement en fibre inférieure de la dalle proche de l'interface soit par écrasement du béton en fibre supérieure (rotule plastique).

L'étude expérimentale des poutres acier-béton de type C25/30 collée a permis de confirmer que le collage époxy et les traitements de surface appropriés permettait d'assurer une mixité entre les éléments constitutifs et que la ruine par écrasement du béton en fibre supérieure autour de la section

centrale est possible avec un béton ordinaire si la surface de collage est correctement dimensionnée. On se rappelle ici des résultats favorables de nos essais push-out avec un béton ordinaire qui ont donné une résistance de cisaillement moyenne à la rupture de l'ordre de 6 MPa, ce qui nous pousse à vérifier cette résistance dans le comportement d'une structure.

Nous souhaitons compléter les résultats existant sous chargement statique (objet des paragraphes 4.2 à 4.5) mais également sous chargement cyclique ou sous charge de fluage (objet du chapitre 5).

Dans un premier temps, nous déterminons le comportement instantané jusqu'à la ruine de référence en flexion 3 points avec une géométrie différente des poutres testées jusqu'à présent. L'influence du mode de chargement (flexion 4 points) est ensuite montrée ainsi que celle de la nature du béton ou de la présence des butées. Ces comportements serviront de base de comparaison aux résultats d'essais en fatigue et sous fluage.

D'une autre part, nous avons décidé, pour des raisons de simplicité, de fabriquer nos dalles d'un seul morceau comme les études présentées avant montrent que le mode de fabrication de la dalle n'a pas une grande influence sur le comportement global de la poutre.

4.2 Description de la campagne d'essai

4.2.1 Description des corps d'épreuve

Chaque poutre est composée d'une dalle en béton armé collée sur un profilé métallique par un joint d'adhésif. Dans ce chapitre, nous allons présenter 7 poutres mixtes collées : AB4 jusqu'à AB8, AB13 et AB15. Ces poutres ont été testées sous une charge statique jusqu'à la ruine.

4.2.1.1 Géométrie

Les poutres AB4 jusqu'à AB8 sont identiques, elles sont constituées d'un profilé acier IPE 120, (de type S235 pour AB4 et AB5 et S275 pour les autres) et d'une dalle en béton ordinaire C25/30 d'une section transversale de 300*43 mm². Elles ont été réalisées de 2080 mm de longueur et 2000 mm de portée entre appuis. Pour les deux poutres AB4 & AB5, la dalle est armée d'un treillis de type ST35 S500 ($A_s = 115 \text{ mm}^2$). Concernant les trois poutres, AB6, AB7 et AB8, la dalle est armée longitudinalement de 3 HA 8 S500 et transversalement de 5 armatures HA 8 espacées de 50 cm, soit une section de 150 mm².

Pour les deux poutres AB13 & AB15, elles sont de 1960 mm de longueur et 1900 mm de portée entre appuis. La dalle est de la même section que les poutres précédentes, tandis qu'elle est armée de 3 HA 8 S500 longitudinalement et transversalement de 9 armatures HA 8 espacées de 24 cm.

Pour l'ensemble des poutres sauf AB5 & AB7, l'acier et le béton sont assemblés par un joint époxy de faible épaisseur, non mesurée mais estimée à un millimètre. Quant aux poutres AB5 & AB7, l'interface acier-béton est munie des engravures de colle d'épaisseur 10 mm.

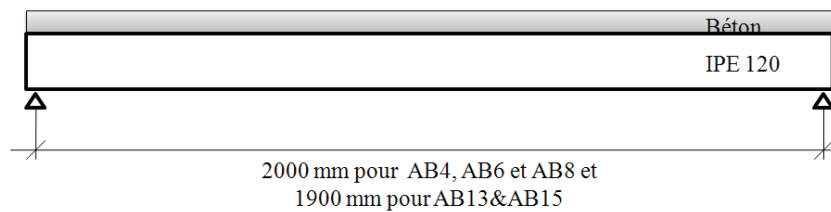
Les géométries des poutres sont présentées sur les **figures 4.63 et 4.64**. Des schémas détaillés se trouvent dans l'**annexe D**.

Notons que la dalle de la poutre AB15 a été réalisée avec un béton hautes performances dont la caractérisation a fait l'objet du chapitre 2.

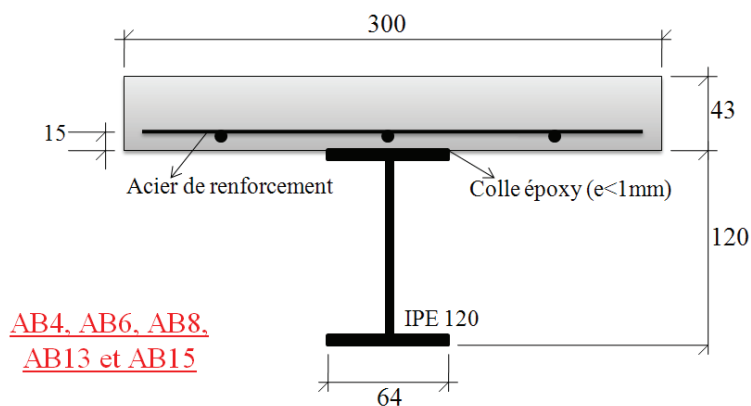
Le **tableau 4.19** résume les différents essais réalisés.

Tableau 4.19 : Récapitulatif des essais statiques sur les poutres

	Longueur [mm]	Portée [mm]	Type de béton	Nature du joint	Type de flexion	Adhésif	Ferrailage	
							long	trans
AB4	2080	2000	C25/30	Couche fine	4 pts	SIKADUR 31-DW	$A_s=150$ mm ²	7 HA8 e=33cm
AB5	2080	2000	C25/30	Engravures de colle	4 pts	SIKADUR 31-DW	$A_s=150$ mm ²	7 HA8 e=33cm
AB6	2080	2000	C25/30	Couche fine	3 pts	SIKADUR 31-DW	$A_s=150$ mm ²	5 HA8 e=50cm
AB7	2080	2000	C25/30	Engravures de colle	3 pts	SIKADUR 31-CF	$A_s=150$ mm ²	5 HA8 e=50cm
AB8	2080	2000	C25/30	Couche fine	3 pts	SIKADUR 31-CF	$A_s=150$ mm ²	5 HA8 e=50cm
AB13	1960	1900	C25/30	Couche fine	3 pts	SIKADUR 31-CF	$A_s=150$ mm ²	9 HA8 e=24cm
AB15	1960	1900	BHP	Couche fine	3 pts	SIKADUR 31-CF	$A_s=150$ mm ²	9 HA8 e=24cm



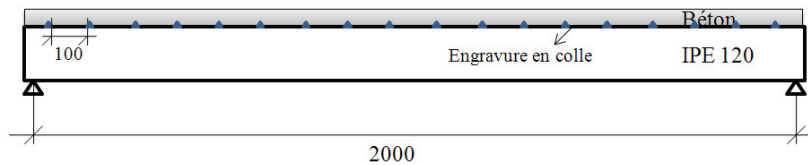
Vue longitudinale des poutres AB4, AB6, AB8, AB 13 et AB15



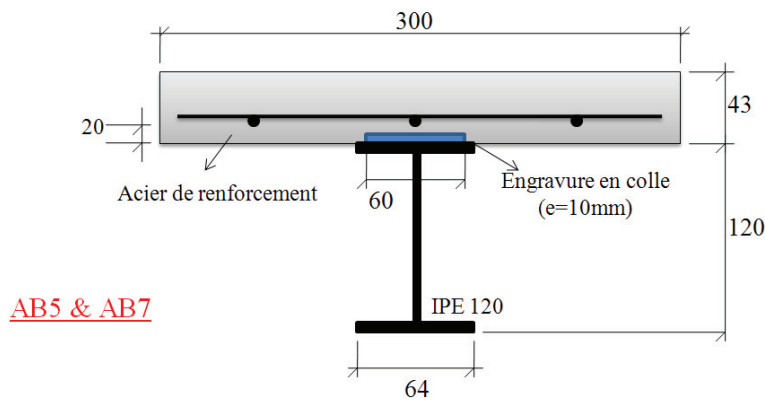
AB4, AB6, AB8,
AB13 et AB15

Section des poutres AB4, AB6, AB8, AB 13 et AB15 (dimensions en mm)

Figure 4.63 : Géométrie des poutres AB4, AB6, AB8, AB 13 et AB15



Vue longitudinale des poutres AB5 et AB7 (dimensions en mm)



Section des poutres AB5 et AB7 (dimensions en mm)

Figure 4.64 : Géométrie des poutres AB5 et AB7

4.2.1.2 Mise en œuvre

La préparation des poutres a nécessité plusieurs étapes :

- Après avoir réalisé les coffrages et incorporé les armatures de renforcement, la dalle et les éprouvettes cylindriques pour la caractérisation du béton ont été coulées simultanément. Le décoffrage a eu lieu trois jours après (**figure 4.65.a**).
- Pour les poutres avec butées de colle AB5 et AB7, nous avons mis dans les coffrages des baguettes de longueur 100 mm pour créer dans les dalles des rainures et les remplir d'adhésif au moment du collage (**figure 4.67**).
- Des réservations de tubes en PVC sont mises en place pour assurer le passage de tiges filetées qui permettront, lors du collage, d'assurer un serrage de l'ensemble au droit de l'IPE. Huit sont mis en place par dalle (**figure 4.65.a**).
- Les surfaces ont été préparées : sablage de la dalle et du profilé métallique, primaire d'adhésion sur le profilé. Le traitement des surfaces est le même que celui réalisé pour les essais de caractérisation de l'interface (chapitre 3) (**figure 4.65.b**).
- Une couche de colle a été appliquée sur chacune des faces à encoller (la partie sablée de la dalle et la semelle du profilé métallique) (**figure 4.65.c**).
- L'encollage a eu lieu avec serrage au moyen de serres joints et de tiges métalliques afin d'assurer qu'il y ait bien de la colle sur toute la surface de contact et de minimiser son épaisseur (**figure 4.66.a**).
- La poutre est conservée à l'air ambiant dans le laboratoire pendant 24 h puis les serre joints sont retirés.

- Ensuite, les trous ayant permis le passage des tiges de serrage sont remplis avec du béton (figure 4.66.b).



(a) Coffrages des dalles avec les armatures et les tiges PVC

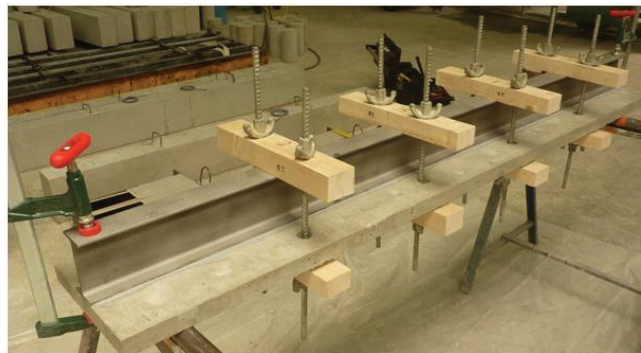


(b) Surfaces sablées + primaire appliqué sur l'acier



(c) Encollage

Figure 4.65: Préparation des poutres

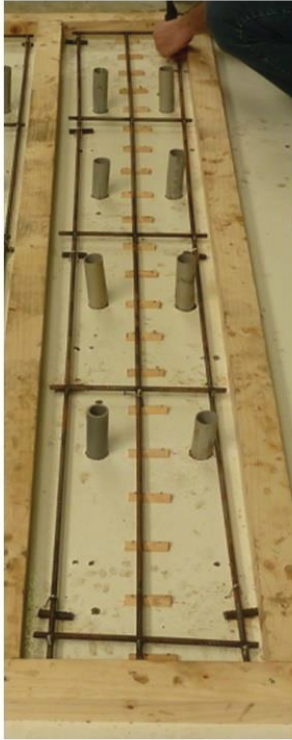


(a) Serrage

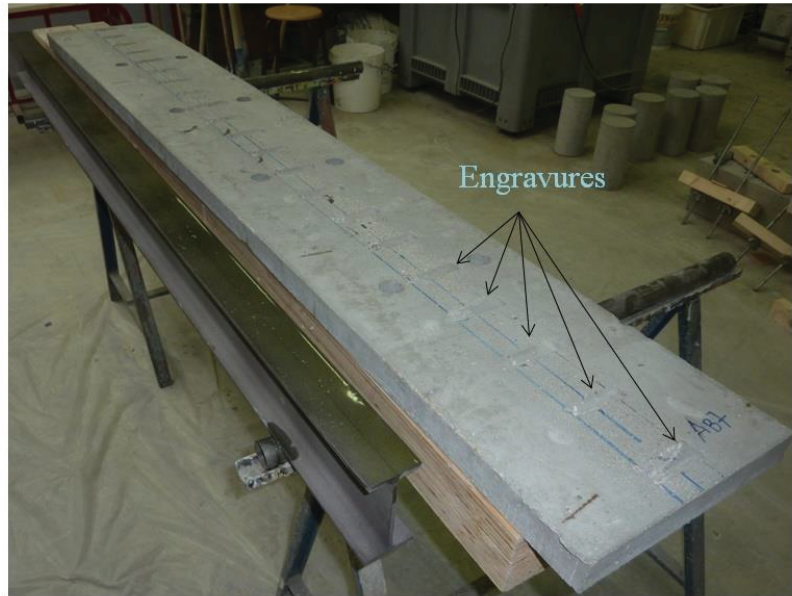


(b) Poutre prête à instrumenter

Figure 4.66: Poutres mixtes collées



(a) Coffrage avec des baguettes pour les poutres AB5 et AB7



(b) Poutre avec des engravures remplies de colle ultérieurement

Figure 4.67 : Réalisation de la poutre AB7

4.2.2 Dispositif expérimental

4.2.2.1 Instrumentation

Pour chaque poutre, outre la force imposée à mi portée, le déplacement vertical en section centrale a été mesuré. Aussi des jauges de déformation ont été positionnées en fibre supérieure et inférieure de la dalle et sur le profilé en différentes positions de la poutre. Elles sont mises en place au droit de trois abscisses dans la longueur de la poutre. Une première correspond à la section centrale, notée SC. Elle permettra de visualiser les déformations maximales de la poutre. Du fait de l'importance de ces mesures pour mener à bien l'interprétation de nos résultats, certaines jauges sont doublées, la concordance de ces deux mesures nous permettra de conclure sur la véracité des valeurs obtenues. D'autre part, la moyenne des deux pourra être faite pour avoir une estimation plus précise de la déformation effective dans ces zones.

Pour certaines poutres, deux autres sections ont été équipées de jauges : une section Nord (SN) et une section Sud (SS), positionnées à égale distance du milieu de la poutre. Elles permettront de s'assurer principalement de la bonne symétrie du comportement des poutres.

La **figure 4.68** illustre les positions des jauges sur la poutre AB4. Les positions des jauges des autres poutres se trouvent dans l'**annexe D**.

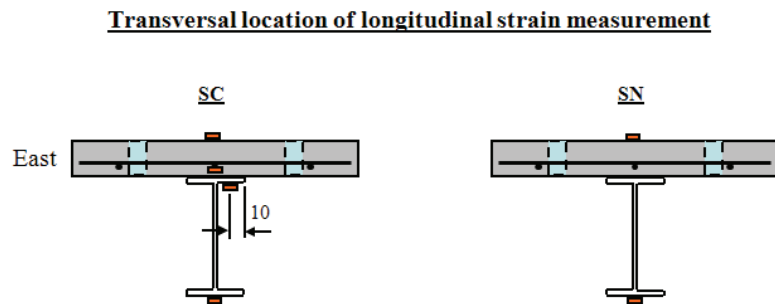
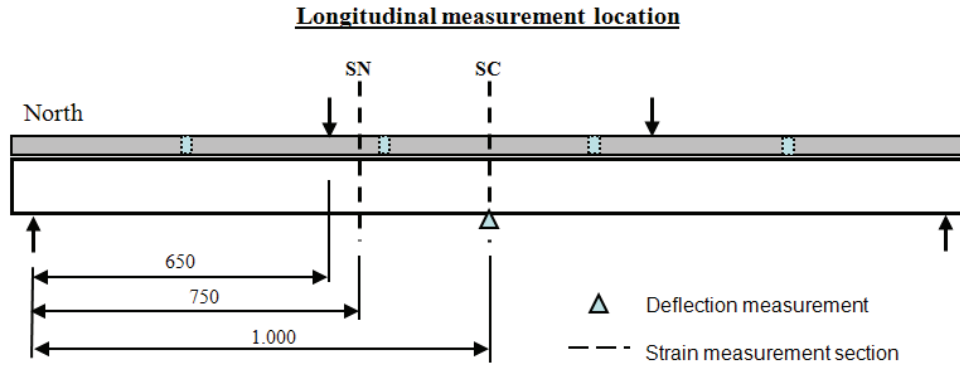


Figure 4.68 : Positions des jauges de déformation pour la poutre AB4 [cotes en mm]

Il est à noter qu'après collage, on a constaté fréquemment que la dalle présente des fissures transversales, plus ou moins traversantes. Ces fissures peuvent s'expliquer à la fois par sa manipulation lors du collage et par le retrait gêné (voir **annexe E**).

En présence de fissures au niveau de la position initialement prévue, certaines jauges ont été décalées. Une jauge positionnée sur une fissure indiquerait en effet des déformations erronées.

4.2.2.2 Bâti et machine d'essai

Les essais ont été effectués sur un bâti de flexion pouvant supporter une charge de 20 tonnes (**figure 4.69**). Le chargement est appliqué via un vérin hydraulique piloté en force. AB4 et AB5 sont testées en flexion 4 points tandis que les autres poutres en flexion 3 points. Les schémas de chargement se trouvent dans l'**annexe D**.



Figure 4.69 : Bâti de chargement en flexion

Les essais se sont déroulés en deux phases. Dans un premier temps, un pré-chargement est effectué afin de vérifier que tout fonctionne bien. Il permet également à la poutre de bien se mettre en place sur ses appuis et de se prémunir d'éventuelles imperfections de mesure lors de la phase de chargement à la ruine.

Enfin, l'essai à la ruine est mené à bien lors de la deuxième phase. Là encore, elle débute par trois paliers de chargement tous les 1000 daN, suivi chacun d'un déchargement, jusqu'à 300 daN. Cela permet de vérifier qu'aucune anomalie ne survient, mais également aux contraintes de bien se répartir dans les matériaux. Ensuite, la poutre a été chargée jusqu'à la ruine.

L'ensemble des voies de mesures a été raccordé à une centrale d'acquisition de type Vishay. Les enregistrements des valeurs ont été effectués pendant l'essai en continu, avec une fréquence d'acquisition de 5 mesures par seconde.

4.3 Résultats expérimentaux

Les courbes force/déformations dans toutes les jauges de chaque poutre se trouvent dans l'**annexe F**.

4.3.1 Comportement des poutres de référence AB4, AB6, AB8 et AB13

Ces poutres sont presque identiques : AB13 présente une portée de 100 mm de moins et est un peu plus ferrillée, AB4 est constituée d'un IPE S235. AB6, AB8 et AB13 sont sollicitées en flexion 3 points, AB4 en flexion 4 points.

4.3.1.1 Flèche et déformations à mi-portée

Le comportement global des quatre poutres est présenté sur la **figure 4.70**, les déformations en section centrale en fibre supérieure du béton et en fibre inférieure du profilé métallique sur la **figure 4.71**. Les mesures de chaque jauge sur les quatre poutres se trouvent en **annexe F**.

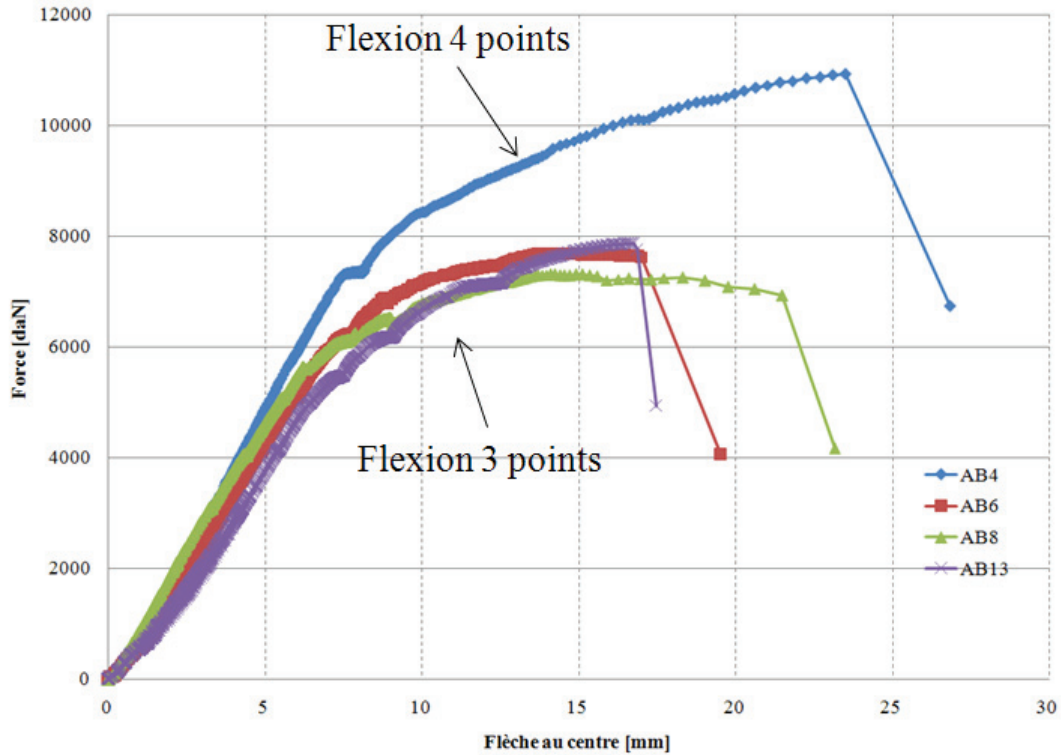


Figure 4.70 : Comportement global des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13

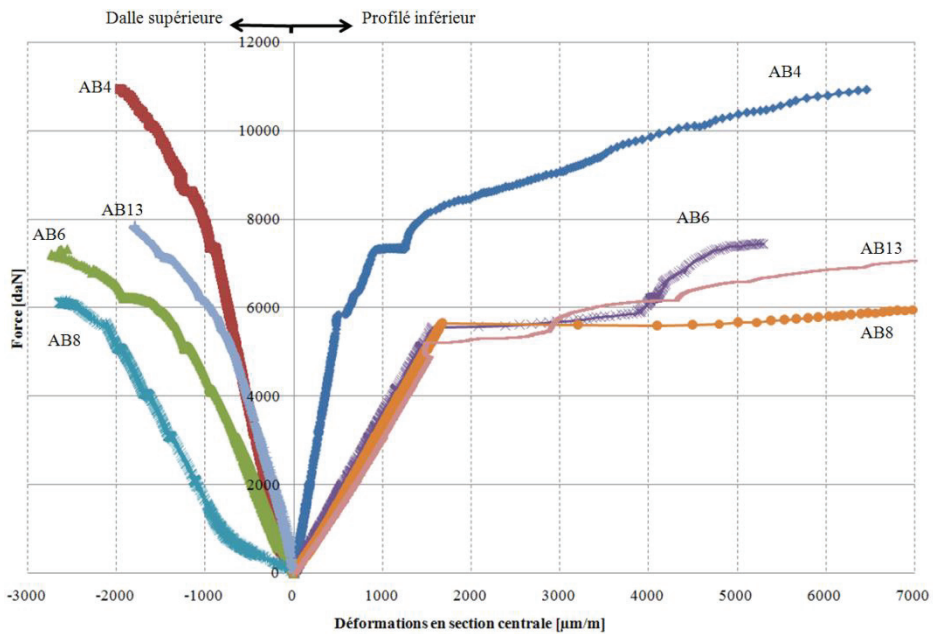


Figure 4.71 : Déformations en section centrale des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13

Les courbes Force/Flèche des poutres AB6, AB8 et AB13 sont très proches, celle de la poutre AB4 étant logiquement différente en raison du mode de chargement différent.

Nous pouvons également remarquer que les déformations dans l'acier en fibre inférieure dans les 3 poutres AB6, AB8 et AB13 (en flexion 3 points) sont très proches tandis que les déformations dans

la dalle présentent plus d'écart. Cela peut être expliqué par la présence des fissures dans les dalles avant le chargement due au retrait du béton (voir l'**annexe E**).

En effet, d'une façon générale, les quatre poutres présentent presque le même comportement global : une phase élastique linéaire puis un domaine de non linéarité. Le passage élastique au domaine plastique correspond à la perte de linéarité de la relation force/flèche et à l'apparition des premières déformations plastiques dans la semelle inférieure du profilé métallique.

Durant l'essai, les déformations augmentent progressivement jusqu'à la ruine de la poutre. Il faut noter que nous n'observons pas réellement de plateau plastique : la charge continuant d'augmenter avec les déformations, jusqu'à l'atteinte de la charge maximale conduisant à la rupture de la poutre.

Compte tenu du caractère « virtuel » de la plasticité du béton, et sachant qu'il ne reprend que très peu d'efforts de traction, le passage de la compression à la traction peut être identifié sur le graphe des déformations, par le changement de signe des déformations dans le béton. Le graphe de la flèche montre une étendue significative du domaine non linéaire de la poutre mais la ductilité structurale post pic reste modeste voire inexistante.

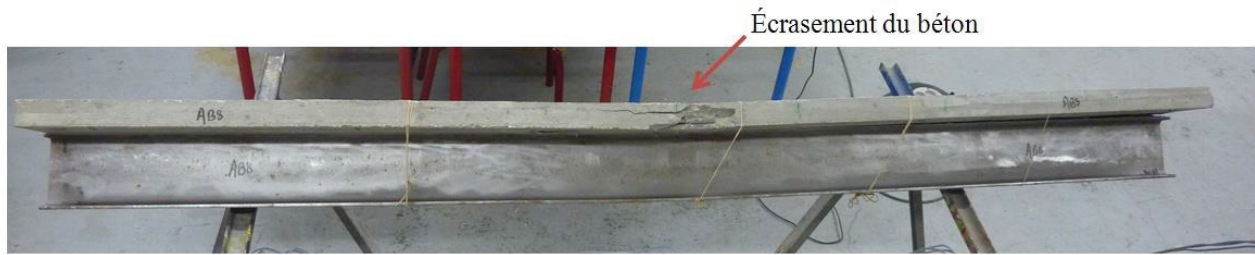
4.3.1.2 Modes et charges de ruine

Les valeurs de la charge élastique maximale (fin du domaine élastique) ainsi que la charge et le mode de ruine de chaque poutre sont présentés dans le **tableau 4.20**.

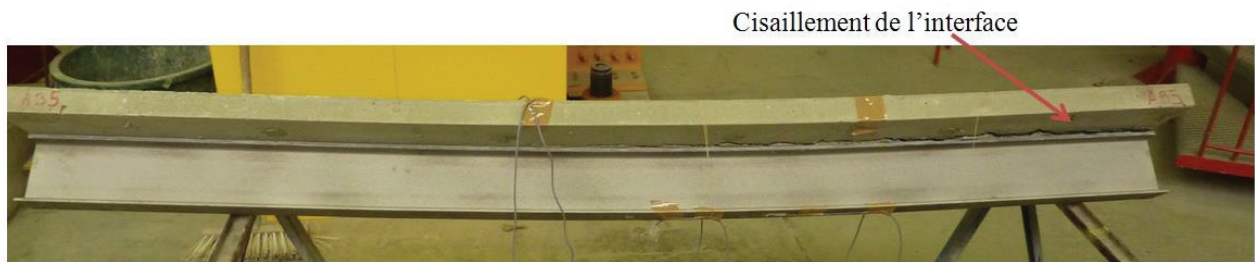
La ruine se produit par écrasement du béton dans le cas des poutres AB6 et AB8 pour des valeurs de charges très proches (7700 daN pour AB6 et 7300 daN pour AB8). De plus, il est à noter qu'à la fin de l'essai, une séparation de la dalle et du profilé métallique se produit après la rotule plastique (**figure 4.72.a**).

Dans le cas des poutres AB4 et AB13, la ruine est de type cisaillement dans le joint collé sur une demie travée. Dans le cas d'AB13, on peut remarquer toutefois que la charge élastique et la charge de ruine sont proches de celles des poutres AB6 et AB8 et que la déformation maximale du béton est de l'ordre de 2 ‰ : la ruine par écrasement du béton n'était donc pas très loin.

Dans le cas de la poutre AB4, la ruine se produit d'une façon différente (cisaillement béton) ce qui est tout à fait logique puisque le schéma de flexion est différent (flexion 4 points) ce qui favorise ce mode de ruine car, dans ce cas, l'effort rasant est repris sur une longueur plus petite (**figure 4.72.b**).



(a) Rupture par rotule plastique



(b) Rupture par cisaillement béton

Figure 4.72 : Les deux types de rupture des poutres

Tableau 4.20 : Charges caractéristiques et mode de ruine des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13

Poutre	Type de flexion	Charge limite élastique [daN]	Charge de ruine [daN]	Mode de ruine
AB4	4 points	7600	10900	Cisaillement béton
AB6	3 points	5500	7700	Ecrasement béton
AB8	3 points	5600	7300	Ecrasement béton
AB13	3 points	4900	7900	Cisaillement béton

4.3.2 Influence des butées d'adhésif

Dans les poutres AB5 et AB7, nous avons créé sur toute la longueur du joint collé des engravures dans le béton d'environ 10 mm d'épaisseur et 60 mm de large, espacées de 100 mm. Pour étudier l'influence de création des butées remplies de colle à l'interface acier/béton, nous comparons chacune de ces poutres avec une poutre identique mais sans butées (AB4 et AB7). AB4 et AB5 sont testées en flexion 4 points tandis qu'AB6 et AB7 sont sollicitées en flexion 3 points.

La **figure 4.73** illustre le comportement global des quatre poutres. On constate que le comportement des poutres avec butées est presque identique à celle d'une poutre sans butées. Les courbes force – flèche traduisent en effet un comportement linéaire de la structure jusqu'à environ 7400 daN pour AB4&AB5 et 5500 daN pour AB6&AB7, puis un comportement non linéaire jusqu'à la ruine atteinte pour environ 11000 daN par cisaillement dans le béton à proximité de l'interface pour AB4&AB5 et 7700 daN par écrasement du béton au centre pour AB6&AB7.

La différence de mode de ruine est tout à fait logique car la longueur de reprise des contraintes de cisaillement longitudinal des poutres AB4&AB5 est plus petite que celle d'AB6&AB7.

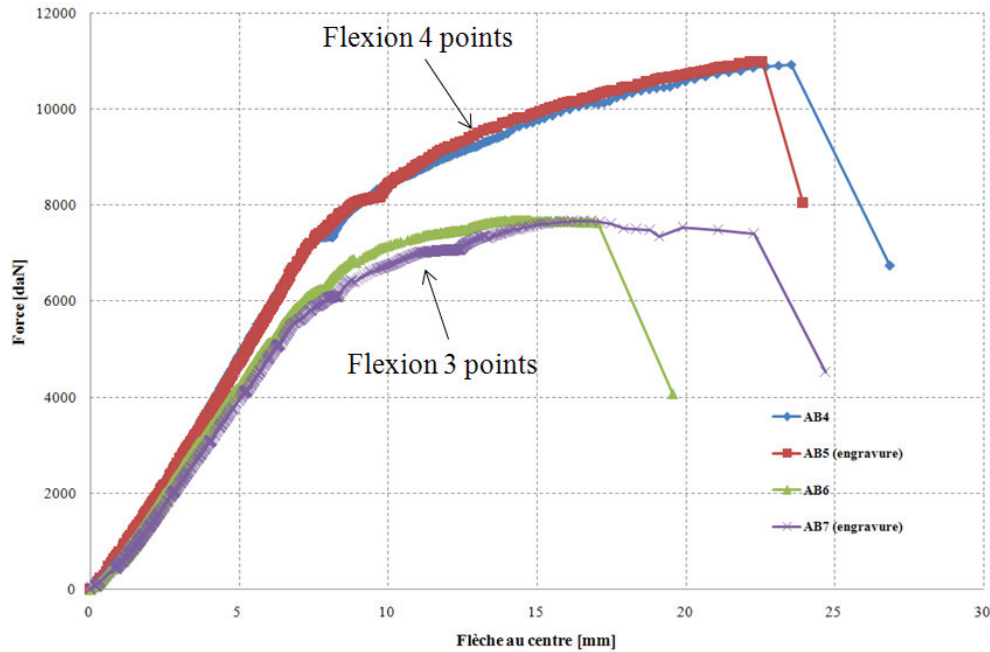


Figure 4.73 : Comportement global des poutres avec butées

On peut conclure que, la charge de ruine et le mode de ruine des deux poutres étant identiques, la connexion par collage / butées n'apporte aucun accroissement de la charge de ruine par rapport au collage simple contrairement à ce que pouvait laisser prévoir les résultats des essais push-out (**partie 3**). Ce résultat pose question quant à la pertinence de la caractérisation de la connexion par essais push-out telle que réalisée dans cette étude en vue du dimensionnement de poutre. Ceci pourrait être expliqué en partie par la différence de sollicitation de l'interface entre l'essai push-out et l'essai de flexion, sans influence majeure dans le cas des goujons mais importante dans le cas du collage. En effet, dans le cas de la flexion, il existe des effets de séparation entre la dalle et le profilé métallique, difficiles à quantifier et empêchés dans le cas des goujons par la tête des connecteurs. Dans le cas du collage, ces contraintes verticales (appelées aussi contraintes de pelage) induisent une sollicitation de cisaillement / traction qui annulerait l'effet des butées.

Cette modification de la géométrie de l'interface s'est avérée très performante lors de la caractérisation par essais push-out (contrainte à rupture doublée) mais sans effet dans le comportement statique de poutre en flexion.

4.3.3 Influence du type de béton

Rappelons ici qu'il s'agit de la poutre AB15 identique à AB13, sa dalle a été fabriquée avec un béton BHP dont les caractéristiques sont détaillées dans la **partie 2**.

Les résultats des diagrammes des déformations au cours du chargement, le long des sections droites de la poutre, nous attestent d'une bonne symétrie des sections. Les diagrammes des jauges placées en SN concordent bien avec ceux des jauges en SS. Les mesures de chaque jauges sont données dans des courbes dans l'**annexe F**.

Dans les **figures 4.74 et 4.75**, on trouve que la fin de la linéarité du comportement global de la poutre s'observe pour une charge d'environ 5500 daN. La flèche à mi travée est alors égale à environ 6 mm. Dans cette phase, l'influence du BHP sur le comportement de la poutre n'est pas clairement identifiable. A cette charge correspond une valeur de déformation en section centrale, de 1560 $\mu\text{m/m}$ environ, dans la partie inférieure du profilé (moyenne de P_{inf} Ouest avec P_{inf} Est), et de -920 $\mu\text{m/m}$ environ, dans la partie supérieure de la dalle (moyenne de D_{sup} Ouest avec D_{sup} Est). Les déformations augmentent progressivement jusqu'à la ruine de la poutre. La véritable différence, par rapport à la poutre comportant du béton ordinaire AB13, provient de la présence d'un palier de chargement avant la rupture. La charge devient stable à 8000 daN environ, dès qu'une flèche de 12,5 mm environ est atteinte. En effet, cela provient de la formation d'une rotule plastique. L'écrasement du béton est observé tout au long de ce palier de chargement. Ce dernier est également identifiable en visualisant l'évolution des déformations en section centrale, aussi bien dans le profilé que dans la partie supérieure de la prédalle. On peut alors parler de plateau plastique, pour le comportement global de la poutre. La charge maximale atteinte est de 8040 daN entraînant progressivement l'éclatement du béton à mi-travée suivie directement par une rupture soudaine par décollement de la dalle, comme pour AB13 (observée pour une charge de 7975 daN et une flèche à mi-travée de 17,3 mm).

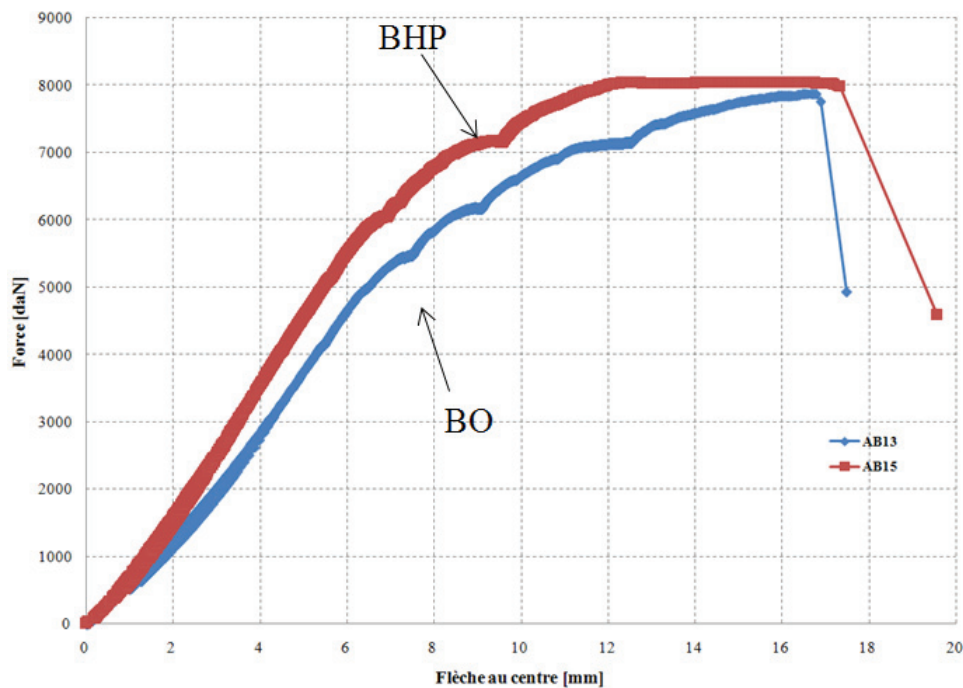


Figure 4.74 : Comportement global à mi portée des poutres AB13 et AB15

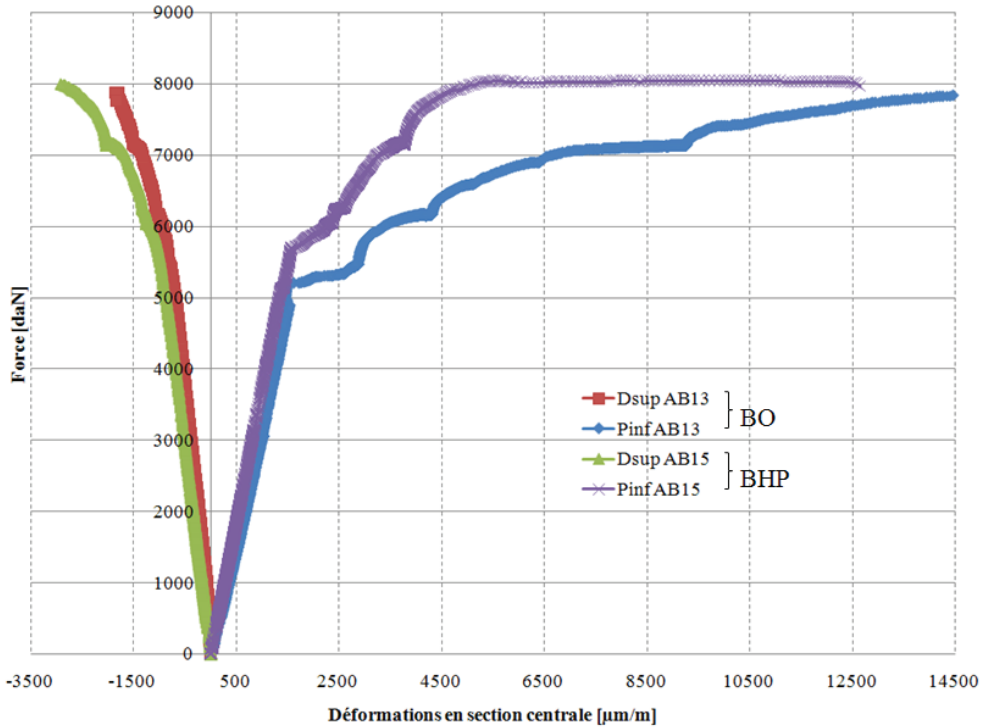
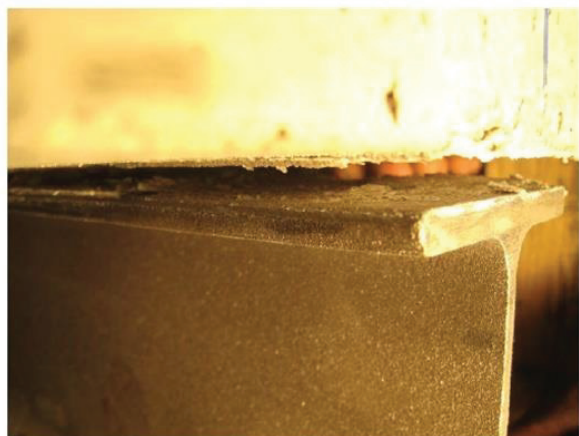


Figure 4.75 : Déformations en section centrale des poutres AB13 et AB15

Nous pouvons donc conclure sur un mode de rupture global de la poutre par initiation d'une rotule plastique. Celle-ci a alors entraîné, certainement par l'initiation d'amorces de fissures dans le joint de colle au centre de la poutre, une rupture de la liaison acier/béton. Là encore, nous observons une rupture de type cohésive dans le béton, bien que moins marquée par rapport à AB13. Il semble en effet que localement, la rupture soit de type cohésive dans la résine et/ou adhésive du primaire, comme visible dans la **figure 4.76**. Ces constatations coïncident bien avec ce que nous avons observé dans les essais push-out PO16 et PO19 : une rupture mixte du joint de résine (**partie 3**).



Eclatement du béton initiant la rotule plastique



Décollement après la rotule plastique directe, rupture à la fois cohésive et adhésive

Figure 4.76 : Rupture de la poutre AB15

L'influence du béton haute performance sur le comportement des poutres est plus délicate à observer que sur les essais push-out. Ce type de béton retarde la rupture par cisaillement. Elle se rapproche donc de la ruine par rotule plastique. Cependant, avec du BHP, cette dernière intervient aussi pour une charge plus élevée qu'avec du béton ordinaire. La résistance à la compression du BHP étant égale à près de deux fois celle de notre béton ordinaire, nous pouvions nous attendre à obtenir une rotule plastique plus tardivement. Comme avec les push-out, nous aurions alors pu clairement identifier le gain sur la résistance au cisaillement du joint de résine, apporté par le BHP. A 7870 daN, AB13 rompait par cisaillement et non par rotule plastique. Avec une meilleure résistance au cisaillement, cette poutre aurait rompu par rotule plastique. Or avec du BHP, la rotule apparaît pour une charge supérieure de seulement 100 daN environ soit 1,3% de gain. Ainsi, l'apparition précoce de la rotule plastique sur AB15 nous enlève toute possibilité de comparaison rigoureuse avec AB13. L'apparition de la rotule plastique ayant certainement initié la rupture du joint de colle, qui a presque immédiatement suivi.

En conclusion, on peut dire que le type du béton ne semble pas avoir une grande influence sur le comportement d'une poutre mixte collée tout du moins sur la charge de ruine. Par ailleurs, les résultats trouvés sont tout à fait cohérents avec ceux obtenus par L.Bouazaoui pour des BHP (L.Bouazaoui, 2005).

4.4 Analyse théorique

Pour le calcul des poutres mixtes acier/béton collées, on se réfère aux principes et aux règles d'application de l'Eurocode 4 (clause 4.5.3.1 (2)). Les efforts intérieurs des poutres mixtes sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique. 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. Les armatures passives seront négligées.

4.4.1 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.

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_{ej} .

4.4.1.1 Coefficient d'équivalence élastique

A la jonction entre la poutre métallique et la dalle en béton, tout déplacement relatif entre ces deux structures est 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) :

$$\text{Pour l'acier } \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton } \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

Où σ_a et σ_b sont les contraintes respectivement dans l'acier et dans le béton, E_a et E_b , les modules d'élasticité correspondants. La condition $\varepsilon_a = \varepsilon_b$ permet d'écrire :

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

4.4.1.2 Caractéristiques des poutres mixtes

La section mixte est généralement homogénéisée par rapport à l'acier (**tableau 4.21**). Il convient de poser $GG_a = -y_a$ et $GG_b = y_b$ avec $y_c = y_a + y_b$ ($y_c, y_a, y_b \geq 0$) (**figure 4.77**).

Tableau 4.21 : Caractéristiques de la poutre mixte

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

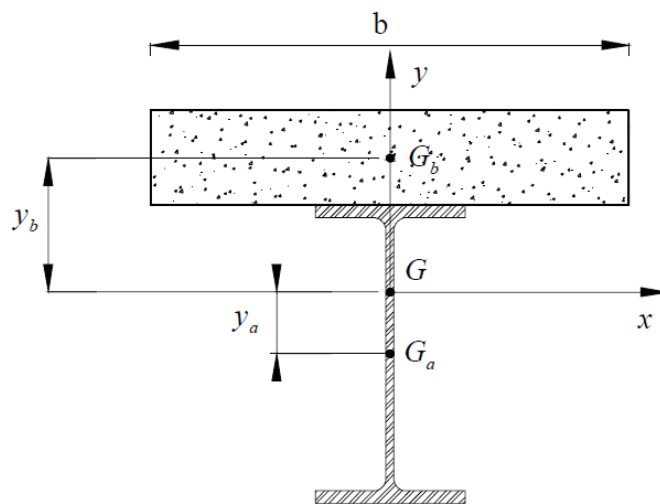


Figure 4.77 : Section droite de la poutre mixte

4.4.1.3 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 :

$$\int_S y dS = \int_{S_a} y dS_a + \int_{S_b} \frac{y}{n} dS_b = 0$$

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

4.4.1.4 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 :

$I_{\text{équivalent}} = \int_S y^2 dS = \int_{S_a} y^2 dS_a + \int_{S_b} \frac{y^2}{n} dS_b$; Ce qui donne en développant :

$$I_{\text{équivalent}} = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{y_c^2 S_a S_b}{n S}$$

4.4.1.5 Calcul des déformations, des contraintes et de la flèche

Après avoir déterminé la position de l'axe neutre et l'inertie équivalente de la section mixte, il est possible de déterminer les contraintes agissant sur les différentes zones de la section mixte, soumise à un moment fléchissant M , avec l'hypothèse de Navier. La contrainte normale et la déformation dans le béton et l'acier est donnée par la formule de Navier :

$$\frac{\sigma_b}{n} = \frac{M}{I} y ; \quad \sigma_a = \frac{M}{I} y ; \quad \epsilon = \sigma/E$$

Il est généralement admis qu'à partir d'une contrainte dans le béton de $0.5\sigma_{\max}$, le béton rentre dans le domaine plastique et l'acier à partir de f_y .

La force limite d'élasticité correspond à la force où un de ses deux matériaux plastifie le premier.

La flèche est calculée jusqu'à la limite d'élasticité de la poutre :

Dans le cas de la flexion 3 points : $f_{\max} = \frac{F L^3}{48 E I} + \frac{FL}{2GA_{rh}}$

Avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ et $A_{rh} = A_w + \frac{5}{6} S_b \times \frac{E_b}{E_a}$

Dans le cas de la flexion 4 points : $f_{\max} = \frac{F a}{48 E I} (3L^2 - 4a^2) + Fa/2GA_{rh}$

4.4.1.6 Calcul des contraintes de cisaillement à l'interface

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.

La contrainte de cisaillement à l'interface dans le béton est égale à $\tau \times n = V \times S / I_{\text{équivalent}} \times b_{\text{colle}}$

V : l'effort tranchant dans la section considérée.

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

Elle peut aussi être calculée à partir de la différence des efforts résultants dans la dalle entre deux sections droites.

4.4.2 Analyse plastique

Dans le calcul des sections mixtes en plasticité, on doit satisfaire à certaines conditions d'élançement du profilé métallique données dans l'Eurocode 4 (version ENV1994-1-1). L'état d'équilibre généralement adopté pour le calcul plastique est celui où l'on a simultanément la fibre supérieure du béton comprimé à $0.6 f_c$ et une plastification totale de la section métallique. Pour cela, il est nécessaire de respecter les conditions suivantes :

- la déformation ε_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 ε_y , afin que la plastification totale de l'acier soit garantie.

4.4.2.1 Coefficient d'équivalence plastique

Dans le calcul plastique, les contraintes agissant sur les sections en acier $\bar{\sigma}_a$ et en béton $\bar{\sigma}_b$ 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 \bar{A}_a en acier équivalente à la surface de béton peut être déterminée de la façon suivante : $\bar{A}_a = A_c/n_{pl}$

4.4.2.2 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 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 f_c (f_c est la résistance caractéristique à la compression mesurée à 28 jours sur des éprouvettes cylindriques).
- La résistance du béton en traction est négligée,
- La contribution des armatures peut être négligée.

4.4.2.3 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) et celle de la dalle en compression F_c (section de béton $b \times h_c$ multipliée par f_{ck} , on distingue trois cas de position de l'axe neutre : dans la dalle, dans la semelle supérieure ou dans l'âme du profilé métallique :

- a) Quand l'axe neutre plastique se situe dans la dalle $F_c > F_a$ (**figure 4.78**) :

Le profilé métallique reprend un effort de traction égal à $F_a = A_a f_y$

La partie comprimée de la dalle reprend alors une force de compression donnée par $b y f_{ck}$

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 $F_a = y b f_{ck}$

$$\text{Donc } y = \frac{F_a}{b f_{ck}} \leq h_c$$

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

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{y}{2} \right)$$

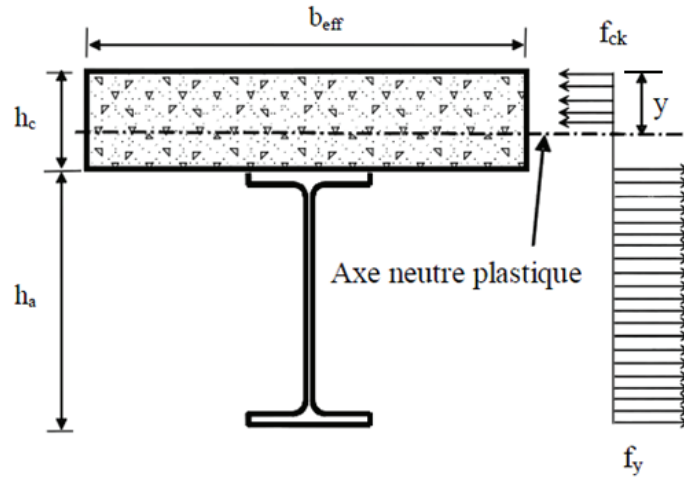


Figure 4.78 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle

b) Quand l'axe neutre se situe dans la semelle en acier $F_c < F_a$ et $F_a - F_c \leq 2 b_f t_f f_y$:
La condition d'équilibre s'écrit :

$$F_a = F_c + 2b_f(y - h_c)f_y$$

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

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - (F_a - F_c) \frac{y}{2}$$

c) Quand l'axe neutre est situé dans l'âme $F_c < F_a$ et $F_a - F_c > 2 b_f t_f f_y$:
Le moment résistant au niveau du centre de gravité du profilé est égal à :

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_c \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - F_c \frac{y_w}{2}$$

Où $y_w = \frac{F_c}{2t_w f_y}$ est la distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui du profilé métallique seul et $M_{apl,Rd}$ est le moment de résistance plastique du profilé métallique.

4.4.2.4 Calcul des contraintes de cisaillement ultimes à l'interface

On calcule les efforts rasants maximaux que l'interface acier-béton a subi à la ruine entre deux sections droites données. Dans le cas d'une poutre en flexion 3 points, la contrainte de cisaillement à l'interface est supposée constante sur la demi travée et elle est calculée en supposant que toute la dalle à une contrainte uniforme égale à f_c (notre cas : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle).

$$\tau_u = \frac{A_{comp} \times f_c}{\left(b_{colle} \times \frac{L}{2} \right)}$$

A_{comp} est l'aire de la partie comprimée du béton. Elle vaut $y \times b_{eff}$ si l'ANP est dans la dalle et $h_c \times b_{eff}$ sinon.

4.4.3 Analyse des résultats

4.4.3.1 Domaine élastique

Pour le domaine élastique, nous avons estimé la charge limite élastique de chaque poutre, la flèche et les déformations dans le béton et l'acier. Le **tableau 4.22** présente une comparaison entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales pour toutes les poutres pour des forces proches de la limite élastique de chaque poutre. Les paramètres de calcul de chaque poutre se trouvent dans l'annexe F.

Tableau 4.22 : Résultats dans le domaine élastique

Poutre	Force [daN]		Flèche [mm]	$\epsilon_{D\ sup}$ [‰]	$\epsilon_{D\ inf}$ [‰]	$\epsilon_{P\ sup}$ [‰]	$\epsilon_{P\ mil}$ [‰]	$\epsilon_{P\ inf}$ [‰]	Limite élastique [daN]
AB4	7000	Essai	7.2	-848	-	841	-	849	7300
		Calcul	5.5	-628	-	-54	-	1270	7280
AB5	7000	Essai	7.2	-1279	-	-219	-	1362	7300
		Calcul	5.5	-628	-	-54	-	1270	7280
AB6	5000	Essai	5.9	-1141	98	-8	667	1404	5500
		Calcul	4.9	-703	-161	-67	625	1400	4500
AB7	5000	Essai	6.2	-1853	-55	-130	646	1520	5500
		Calcul	4.9	-703	-161	-67	625	1400	4500
AB8	5000	Essai	5.5	-1927	-5	-70	618	1480	5600
		Calcul	5.0	-704	-162	-68	625	1400	4500
AB13	4500	Essai	5.9	-602	-526	-371	445	1420	5500
		Calcul	3.8	-587	-128	-49	536	1191	4500
AB15	5000	Essai	5.5	-876	-76	-84	526	1340	5700
		Calcul	4.1	-587	-101	-16	604	1300	6500

NB : les déformations sont données dans la section centrale

Nous pouvons remarquer que la force expérimentale est toujours plus grande que la force calculée. Cela peut être expliqué par le fait qu'on n'a pas pris en compte les armatures de renforcement dans la dalle béton qui jouent un rôle important dans le cas de flexion 3 points pour cela l'écart est faible pour les poutres AB4 et AB5 testées en flexion 4 points. Egalement, la différence entre les déformations théoriques et expérimentales est remarquable. On constate que les mesures dans les jauges béton sont délicates à cause de présence de fissures dans le béton, notamment les jauges proches de la zone d'application de charge.

La **figure 4.79** présente l'évolution de la flèche de la poutre AB8 jusqu'à la limite d'élasticité. Ces courbes et le **tableau 4.22** montrent que la flèche calculée est toujours sous-estimée d'environ 20 %. Cet écart peut s'expliquer par une surestimation possible du module du béton calculé mais également par la présence de fissures de retrait dans la dalle. L'examen des déformations dans la SC montrent que seules les déformations en fibre inférieure ou au centre du profilé sont précisément prédites. A l'interface, les écarts calculs/mesures sont très irréguliers. En fibre supérieure de la

dalle, les déformations sont généralement fortement sous-estimées par le calcul. Ces écarts s'expliquent en grande partie par la présence des fissures de retrait dans cette zone. La même comparaison dans une section éloignée de la mi-travée montre des écarts plus faibles (**figure F.7 dans l'annexe F**).

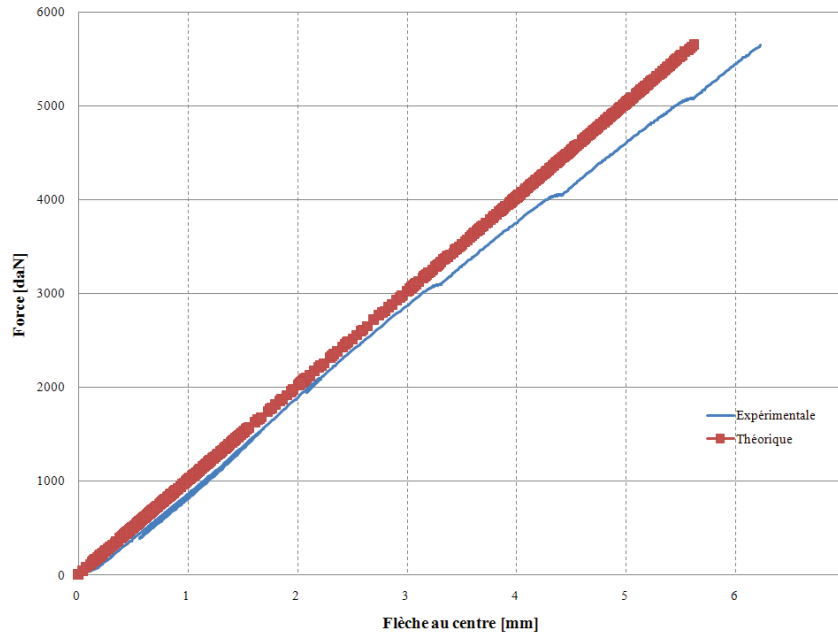


Figure 4.79 : Flèche centrale d'AB8

La **figure 4.80**, montre les contraintes normales dans la section centrale pour la poutre AB6 afin de rendre compte des résultats de calcul et les contraintes expérimentales déduites des mesures de déformations. Ces valeurs correspondent à 90% de la limite élastique calculée (5000 daN). Les valeurs positives de déformations sont assimilées aux fibres soumises à la traction et les valeurs négatives sont pour les fibres comprimées. Le **tableau 4.23** récapitule l'état des contraintes dans toutes les poutres en section centrale à une valeur très proche de la limite élastique de la poutre. Le béton, en fibre supérieure de la poutre, est comprimé d'une valeur de 20 MPa en moyenne qui correspond environ à $0.6 f_c$. La contrainte de cisaillement à l'interface à la fin du domaine élastique est égale à 3.1 MPa en moyenne pour les poutres testées en flexion 3 points et 3.9 MPa pour les poutres testées en flexion 4 points. Ces dernières valeurs restent plus grandes que la limite en traction du béton utilisé.

Tableau 4.23 : Contraintes en SC de toutes les poutres

Poutre	Force [daN]	$\sigma_{D\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{D\ inf}$ [MPa]	$\sigma_{P\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{P\ mil}$ [MPa]	$\sigma_{P\ inf}$ [MPa]	$\tau_{interface}$ [MPa]
AB4	7000	-20	-4	-11	119	266	3.9
AB5	7000	-20	-4	-11	119	266	3.9
AB6	5000	-21	-5	-14	131	293	2.9
AB7	5000	-21	-5	-14	131	293	2.9
AB8	5000	-21	-5	-14	131	293	2.9
AB13	4500	-18	-4	-10	112	250	3.0
AB15	5000	-22	-3	-3	-127	272	3.3

$\sigma_{P\ sup}$ se situe en fibre inférieure de la semelle supérieure ($z = 113.7$ mm par rapport à la fibre inférieure du profilé)

$\sigma_{p_{mil}}$ se situe à mi-hauteur du profilé ($z=60$ mm par rapport à la fibre inférieure du profilé)

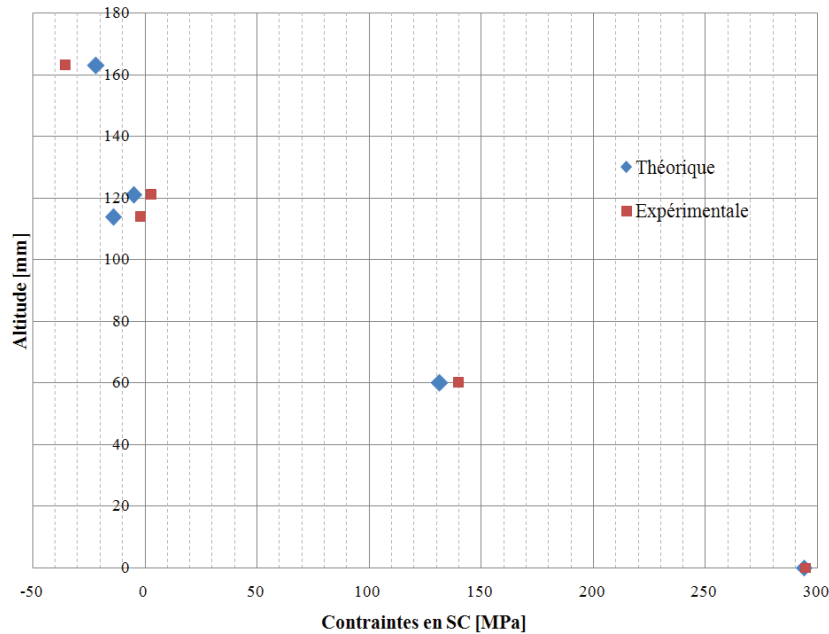


Figure 4.80 : Contraintes en SC de la poutre AB6 à 5000 daN

4.4.3.2 Analyse à la ruine

L'analyse à la ruine a pour but d'estimer la charge de ruine théorique de chaque poutre. Cette charge est d'abord déduite du moment plastique dans la section critique. Puis pour cette charge, la contrainte de cisaillement ultime moyenne est calculée et comparée à la contrainte moyenne limite de cisaillement obtenue lors des essais push-out (**partie 3**).

Ces résultats sont résumés dans le **tableau 4.24**. On constate d'abord que, comme pour la limite d'élasticité, que la charge de ruine est toujours sous estimée d'environ 15 %. Par ailleurs, on constate que le mode de ruine est mieux prédit en prenant comme simple critère la contrainte de cisaillement limite déduite des essais push-out plutôt que la résistance en traction du béton. En effet, le mot Rotule, que l'on a utilisé désigne une ruine par écrasement du béton et le mot cisaillement désigne une ruine par cisaillement longitudinal à proximité de l'interface dans le béton. Pour les poutres où, théoriquement, nous n'avons pas la possibilité de préciser exactement leurs modes de ruine, c'est parce que la contrainte de cisaillement ultime dans ces poutres appartient à l'intervalle des valeurs déduites des essais push-out. Donc, dans ce cas, le calcul donne un mode de rupture mixte, compression et cisaillement.

Tableau 4.24 : Résultats à la ruine des poutres

Poutre	Béton	Charge de ruine [daN]			$\tau_{u\text{ moy}}$ [MPa]		Résistance en traction du béton	Mode de ruine	
		Essais	Calcul	Ecart [%]	A la charge de ruine théorique $\tau_{u\text{-moy}}$	Essais push-out $\tau_{u\text{-lim}}$	[MPa]	Essais	Théorique avec critère $\tau_{u\text{-moy}} > \tau_{u\text{-lim}}$
AB4	BO	10925	8910	18	7.5	5.5 à 6.9	2.8	Cisaillement	Cisaillement
AB5	BO	10967	8910	18	7.5	6.9 à 7.5	2.8	Cisaillement	Rotule/cisaillement
AB6	BO	7675	6350	18	6.0	5.5 à 6.9	2.4	Rotule	Rotule/cisaillement
AB7	BO	7663	6350	17.1	6.0	6.9 à 7.5	2.4	Rotule	Rotule
AB8	BO	7313	6340	13.3	6.0	5.5 à 6.9	2.4	Rotule	Rotule/cisaillement
AB13	BO	7863	6870	12.6	6.3	5.5 à 6.9	2.9	Cisaillement	Rotule/cisaillement
AB15	BHP	8040	7470	7.0	6.3	8.1 à 10.0	3.6	Rotule	Rotule

4.5 Synthèse

La campagne expérimentale menée dans ce chapitre nous a permis de confirmer le bon fonctionnement de ce type de connexion entre le béton et l'acier par un adhésif époxy en respectant les traitements de surfaces faits et ce pour différentes conditions.

Dans un premier temps, nous avons enrichi les données expérimentales existantes sur le comportement instantané des poutres mixtes acier-béton collées par réalisation de 7 poutres avec deux modes de sollicitation (flexion 3 et 4 points) et d'avoir toutes les données expérimentales nécessaires. Ces essais nous donnent une base solide pour nos essais en fatigue et sous fluage présentés dans le chapitre suivant.

Nous avons montré qu'avec un béton de type C25/30, on a une rupture par écrasement du béton en fibre supérieure autour de la section centrale.

Les courbes charge/flèches et charge/déformations dans le domaine élastique coïncident bien avec celles obtenues par un calcul élastique qui suppose une connexion parfaite entre l'acier et le béton.

La création des butées de colle dans le béton s'est avérée très performante lors de la caractérisation par essais push-out, où la contrainte à rupture est doublée, mais sans effet dans le comportement statique de poutre en flexion (3 et 4 points).

La nature du béton dans la dalle n'a pas clairement révélé son influence sur le comportement des poutres puisque la poutre AB15 (avec BHP) a rompu suite à la formation d'une rotule plastique

avec une charge proche d'AB13 (avec BO). Cette observation surprenante devrait être confirmée par des essais complémentaires.

On constate que le mode de ruine est mieux prédit en se basant sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement dans les poutres avec les contraintes de cisaillement limite déduites des essais push-out. Cette conclusion montre la pertinence des essais push-out dans l'objectif de les prendre comme critère de dimensionnement. Aussi, et contrairement aux travaux antérieurs, nous pouvons conclure que la contrainte moyenne de cisaillement à l'interface entre le béton et l'acier n'est pas limitée à la valeur limite de traction du béton utilisé. Nos essais push-out avec les essais sur les poutres affirment fortement cette conclusion.

Cinquième partie

Comportement en fatigue et fluage des
poutres acier-béton collées

5.1 Introduction

Les différents essais et résultats exposés ci-dessus prouvent que, sous chargement statique, la connexion par collage, dans des poutres mixtes acier-béton, est une alternative sérieuse à la connexion par butées mécaniques comme les goujons.

Toutefois, comme tous les ouvrages, un pont doit également se comporter sans dommage sous les charges répétées liées au trafic ainsi que sous des charges permanentes. C'est pourquoi nous avons décidé d'explorer cette problématique. Les résultats présentés dans la partie précédente constituent une base de données de comparaison pour les essais de fatigue et fluage détaillés ci-après, l'objet de cette partie.

5.1.1 Généralités

a) Le fluage

Le fluage peut être défini comme l'augmentation des déformations, dans le temps, d'un matériau soumis à une contrainte constante ((Salencon J, 1983), (Nawacki W, 1965) et (Christensen R.M, 1982)). Il est dû à une combinaison de déformation élastique et de déformation visqueuse, appelée déformation viscoélastique. Lorsque la contrainte est relaxée au bout d'un certain temps de chargement, la déformation élastique est immédiatement annulée, tandis que la déformation viscoélastique diminue progressivement vers une déformation résiduelle très faible, voire nulle.

Le fluage concerne plusieurs matériaux usuels de la construction : le béton, le bois, les polymères et les armatures de précontrainte. Pour ces matériaux, il est admis que le fluage peut être prédit dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire si les contraintes restent modérées (inférieure à la moitié de la contrainte à rupture pour le béton par exemple) et si les variations de température et d'hygrométrie sont suffisamment lentes et restent dans les plages $[-10^{\circ}\text{C} ; +40^{\circ}\text{C}]$ et $[50\% ; 80\%]$. Ces conditions correspondent aux conditions d'un ouvrage en phase de service.

Sous une contrainte uniaxiale, le comportement en fluage peut alors être représenté par la fonction de fluage définie par :

$$J(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma}; \text{ Avec } \sigma \text{ la contrainte constante et } \varepsilon(t) \text{ la déformation en fonction du temps.}$$

L'expérience de fluage consiste à faire agir une contrainte σ_0 sur un élément et à la maintenir constante (**figure 5.81**). L'évolution de la déformation dans le temps permet de caractériser la définition de la fonction fluage $J(t)$. La déformation dans le temps $\varepsilon(t)$ est définie par la relation : $\varepsilon(t) = \sigma_0 \times J(t)$

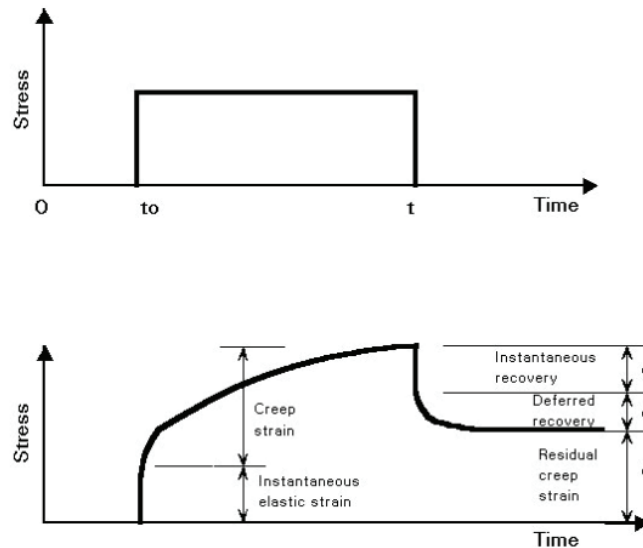


Figure 5.81 : Essai de fluage

Dans notre cas, la réponse différée de la poutre peut provenir à la fois du fluage et du retrait du béton de la dalle et du fluage du joint d'adhésif même si on peut se demander a priori si l'épaisseur du joint ou la section de la dalle sont suffisantes pour induire, sur une période assez courte, une réponse différée très marquée.

b) La fatigue

Concernant la fatigue, l'endommagement par fatigue correspond à la modification des propriétés des matériaux consécutive à l'application de cycles d'efforts, cycles dont la répétition peut conduire à la rupture des matériaux (Rabbe, 1997).

La durée de vie est généralement mesurée par le nombre de cycles à rupture N . L'exécution de n cycles ($n < N$) entraîne un certain endommagement de la pièce qu'il est important d'évaluer car il détermine sa capacité de vie résiduelle. L'endurance est la capacité de résistance à la fatigue des pièces et des assemblages.

L'essai de fatigue le plus simple consiste à soumettre chaque éprouvette à des cycles d'efforts périodiques, d'amplitude maximale (σ) et de fréquence constante et à noter le nombre de cycles (N) au bout duquel la rupture se produit. A chaque éprouvette correspond un point du plan ($\sigma - N$) et à partir d'un lot d'éprouvettes soumises à des contraintes maximales différentes, plusieurs points du plan peuvent être définis. L'ensemble de ces points permet d'établir un graphique, connu sous le nom de courbe de Wöhler, courbe ($\sigma - N$) ou courbe d'endurance. Sur cette courbe, il est possible de distinguer trois parties. Une zone de fatigue oligocyclique où, sous de fortes contraintes, la rupture survient après un très petit nombre de cycles. Cette période est précédée d'une déformation plastique notable. Une zone de fatigue (ou d'endurance limitée), où la rupture est atteinte après un nombre plus important de cycles, nombre qui croît quand la contrainte décroît. Et enfin, une zone d'endurance illimitée ou zone de sécurité, sous faible contrainte, pour laquelle la rupture ne se produit pas avant un nombre donné de cycles, 10^7 et même 10^8 , supérieur à la durée de vie envisagée pour la pièce. Cette courbe permet de définir la valeur d'endurance du matériau, limite à partir de laquelle la durée de vie peut être considérée comme supérieure à celle envisagée pour la construction.

Généralement, cette limite est substituée par une limite conventionnelle qui correspond à la valeur maximale de la contrainte n'entraînant pas la rupture avant un nombre de cycles donné (**figure 5.82**).

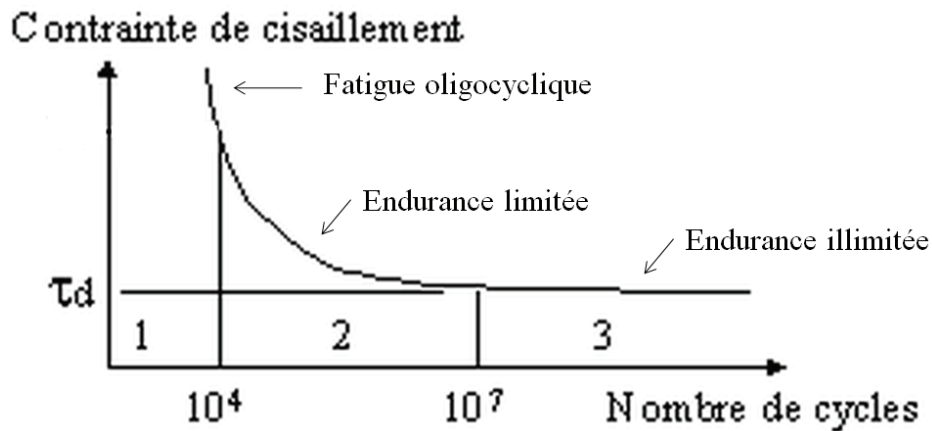


Figure 5.82 : Courbe de Wöhler

5.1.3 Travaux antérieurs

Au cours des dernières années, les structures mixtes acier-béton avec goujons ont été largement utilisées pour la construction des ponts en raison de leurs avantages de profiter le maximum possible des matériaux associés et d'alléger le poids de la structure. Pour cela, leurs comportements à court terme et à long terme ont été étudiés largement par plusieurs chercheurs.

Malgré le travail analytique et numérique approfondi réalisé dans les deux dernières décennies sur le comportement à long terme des structures mixtes, les données expérimentales disponibles dans la littérature restent très limitées. On peut trouver les travaux de (Alsamsam, 1991), (Bradford and Gilbert, 1991), (Johnson, 1987), (Roll, 1971), (Wright et al., 1992) et (Jiansheng et al., 2010). Plus récemment, on trouve l'étude de (Al-Deen et al., 2011) où deux poutres mixtes avec goujons, de 8 m de portée, ont été testées pour étudier l'effet de retrait (CSB1) et du fluage (CSB2) séparément. Pour chaque poutre, toutes les propriétés appropriées (à court et à long terme) ont été mesurées expérimentalement. La dalle fait 2000 mm de largeur et 125 mm d'épaisseur. La charge appliquée pour la poutre (CSB2) est égale à 8.94 kN/m. Ainsi, les résultats obtenus à partir de ces expériences fournissent des données de référence précieuses pour la validation analytique et modèles numériques. Toutes les expériences ont montré une augmentation considérable de la flèche au cours du temps en raison de fluage du béton et du retrait. La charge de fluage est appliquée après 27 jours du coulage du béton de la poutre CSB2 pendant 3 mois. L'augmentation de la flèche centrale est de l'ordre de 10 % pour les poutres (**figure 5.83**).

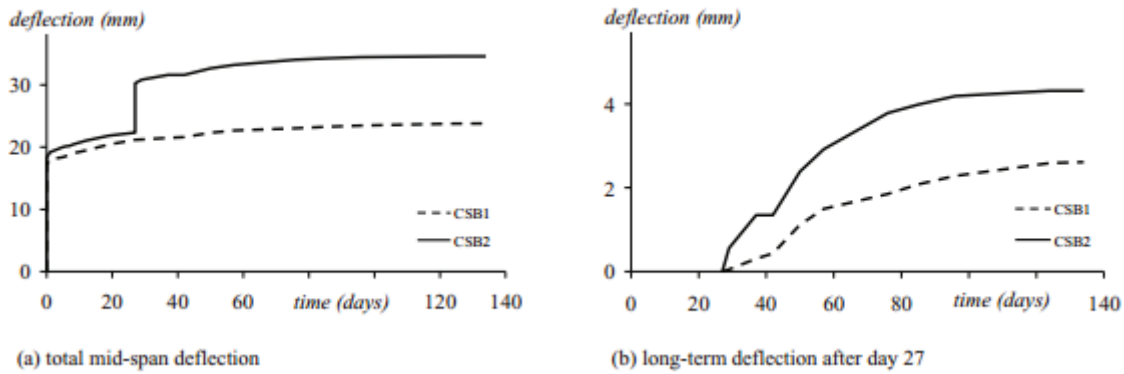


Figure 5.83 : Flèche centrale au cours du temps des poutres de [Al-Deen et al., 2011]

Concernant la fatigue, on trouve quelques recherches sur le comportement en fatigue des poutres mixtes. (Hallam, 1978) et (Oehlers, 1985) reportent que la résistance des poutres diminue par le processus de libération d'énergie pendant un essai de fatigue. Ce mécanisme dû à la dégradation des propriétés mécanique du béton ou par fractionnement de la contrainte de traction latérale autour des goujons. La connexion entre le béton et les goujons est donc réduite et la perte de rigidité et de la résistance de la structure s'accumule progressivement. (Seracino et al., 2002) ont mené une étude sur l'évaluation de fatigue dans des connecteurs mécaniques à interaction partielle. (Ryu et al., 2007) ont effectué une expérience sur 2 poutres mixtes à vraie échelle, à deux travées continues avec une dalle préfabriquée, pour étudier la propagation des fissures sous une charge statique et cyclique. Les résultats montrent que la largeur des fissures peut être contrôlée d'une manière appropriée avec des valeurs admissibles dans les dalles et les joints transversaux sous les charges de service. (Jurkiewicz, 2009) a étudié le comportement en fatigue d'une poutre mixte acier-béton avec des connecteurs horizontales. Une poutre de 8.5 m de longueur a été testée sous une charge cyclique de plus de 2 millions de cycles. Aucun dommage n'a été observé pendant l'essai. Ensuite, elle a été chargée statiquement jusqu'à la ruine et comparée avec une autre poutre non fatiguée. Leur comportement est très proche (**figure 5.84**).

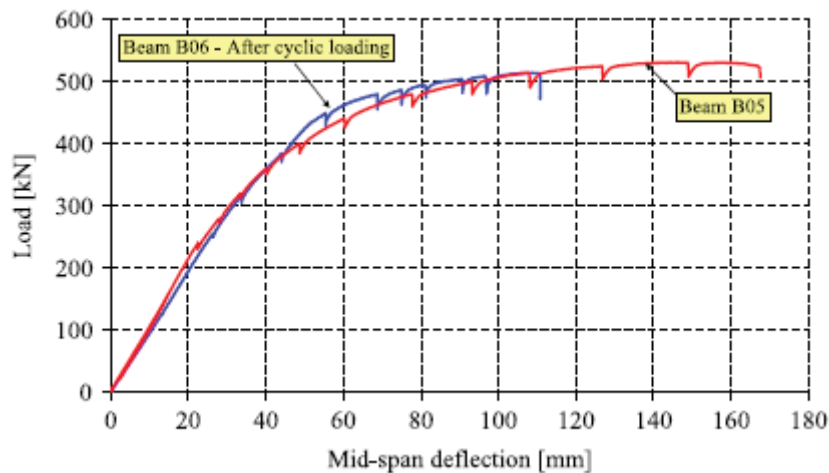


Figure 5.84 : Comportement global des deux poutres testées par [Jurkiewicz, 2009]

Plus récemment, nous trouvons les travaux de (Lin et al., 2013). Ils ont étudié le comportement en fatigue d'une poutre goujonnée soumise à un moment de flexion négatif. Egalement, nous trouvons les travaux de (Papastergiou et al., 2014) qui ont étudié un nouveau type de connexion, entre l'acier et le béton dans des poutres mixtes, sous charge statique et cyclique. Cette connexion est adaptée pour avoir un montage rapide des ponts mixtes, tout en garantissant la durabilité. Elle travaille en cisaillement par adhérence, verrouillage et en frottement (**figure 5.85**). La poutre qu'ils ont testée a été d'abord soumise à un chargement cyclique et ne présentait pas de signes de dégâts importants après cinq millions de cycles. L'endommagement de ce type de connexion est exprimé par le développement d'un petit glissement résiduel à l'interface acier-béton qui se stabilise après certain nombre de cycles. Enfin, la poutre a été statiquement chargée jusqu'à la rupture. Les résultats montrent la capacité d'atteindre son moment plastique à l'état limite ultime.

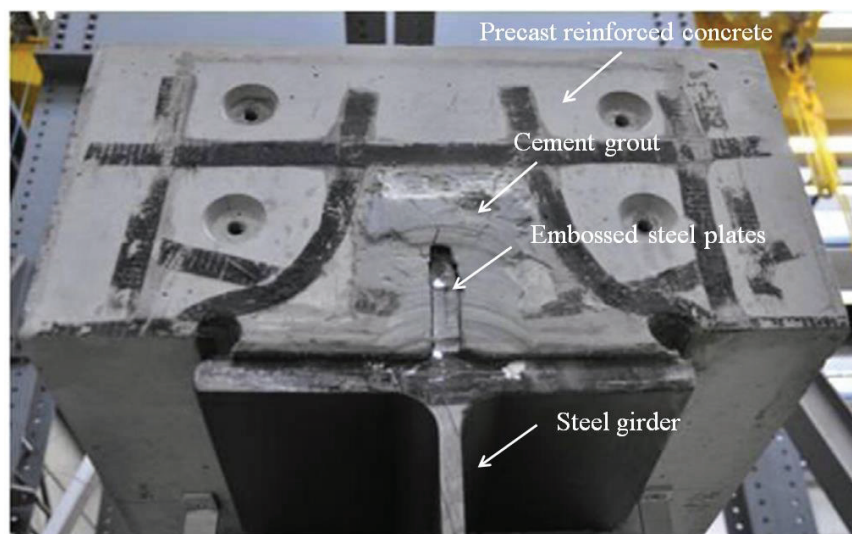


Figure 5.85 : Type de connexion dans les poutres de [Papastergiou et al., 2014]

Dans le cas de la connexion acier-béton collée, nous n'avons trouvé dans la littérature que l'étude de (Si Larbi, 2005) dans laquelle il a étudié cette connexion en fluage et fatigue par un essai double recouvrement. Concernant le fluage, il est basé sur des essais thermo-stimulés qui s'appuient sur le principe d'équivalence temps-température pour l'élaboration des courbes maîtresses pour la détermination des fonctions de fluage. L'essai montre que le module de cisaillement ne diminue que très peu pour une durée de 10^3 s. Par contre, au-delà, le module de cisaillement massique décroît fortement à 10^9 s (50 ans), passant de 2500 MPa à 390 MPa à 20°C et de 2300 MPa à 140 MPa pour 30°C. Si ces chiffres s'avèrent vérifiés, les ponts collés auraient une durée de vie de moins de 50 ans. Cependant, il semble que la chute du module intrinsèque soit beaucoup moins visible aux temps longs : il semble que le comportement de l'assemblage collé est gouverné par les propriétés mécaniques de l'interface. Puis à partir de la modélisation de fluage, et en utilisant la vitesse de fluage, on peut évaluer la contrainte limite à appliquer afin de résister au temps ainsi le τ_{adm} serait pour 50 ans et 20 °C 2MPa, et pour 50 ans à 40°C une contrainte $\tau_{adm} = 0.45$ MPa.

Pour le comportement en fatigue, le procédé a été d'imposer 2.10^6 cycles à 100, 80, 65, 50 % de la charge de rupture à 1 Hz sur éprouvettes en double cisaillement. Le mode de rupture constaté est

cohésif dans le béton. L'épaisseur du joint de colle ne modifie pas le comportement du joint de colle, c'est en fait l'endommagement du béton qui est observé. D'après les courbes contraintes/glissement, la rigidité de l'assemblage reste la même tout au long du chargement. La contrainte d'endurance trouvée est de 3.1 MPa, la moitié de la contrainte d'une connexion non fatiguée.

5.1.4 Bilan

Nous avons vu que tous les résultats d'essais concernant le comportement en fatigue et fluage des structures mixtes concernent surtout des structures avec des goujons. Une seule étude (Si Larbi, 2005) a été réalisée pour déterminer la loi de comportement en fatigue et fluage du joint de colle malgré que la connexion par collage dans les ponts mixtes ait montré qu'elle peut être une alternative importante de la connexion traditionnelle. Dans cette étude, la connexion est testée par un essai double recouvrement qui sollicite le joint de colle en cisaillement seulement ce qui ne ressemble pas au cas de la sollicitation réelle des poutres. Les résultats de cette étude ont montré que la résistance d'un joint collé chute de moitié après un chargement cyclique et la contrainte d'endurance est égale à 3.1 MPa. Pour le comportement en fluage, il a été proposé de limiter la contrainte moyenne en traction à environ 0.5 MPa.

Il nous paraît que ces essais ne sont pas suffisants pour décrire le comportement en fatigue et fluage d'une structure mixte collée et que les valeurs proposées pouvaient conduire à un surdimensionnement.

L'objectif principal de nos travaux est de mesurer, sur des poutres, l'affaiblissement éventuel des propriétés mécaniques et de tenter les corrélés aux mesures effectuées sur essais d'interface dans la thèse de (Si Larbi, 2005).

5.2 Description de la campagne d'essai

5.2.1 Description des corps d'épreuve

Les poutres AB9, AB16 et AB17 ont été sollicitées en flexion (3 points pour AB9 et AB16, 4 points pour AB17) sous chargement cycliques pendant 2 millions de cycles avec des niveaux de chargement différents.

AB10 a été testée en flexion 3 points sous chargement maintenu constant pendant plusieurs mois et donc soumise au fluage et retrait. AB11, entreposée à proximité de la poutre AB10, n'est soumise qu'au retrait.

Toutes les poutres sont identiques, elles ressemblent aux poutres de référence du chapitre précédent (AB4, AB6 et AB8). Elles sont constituées d'un profilé acier IPE 120 (de type S275) et d'une dalle en béton ordinaire C25/30 d'une section transversale de 300*43 mm². Elles font 2080 mm de longueur et 2000 mm de portée entre appuis. La dalle est armée longitudinalement de 3 HA 8 S500 et transversalement de 5 armatures HA 8 espacées de 50 cm, soit une section de 150 mm².

Pour l'ensemble des poutres, l'acier et le béton sont assemblés par un joint époxy de faible épaisseur, non mesurée mais estimée à un millimètre.

On rappelle la géométrie de ces poutres sur la **figure 5.86**.

La méthodologie de réalisation et de mise en œuvre est la même que celle des poutres présentées dans le chapitre précédent.

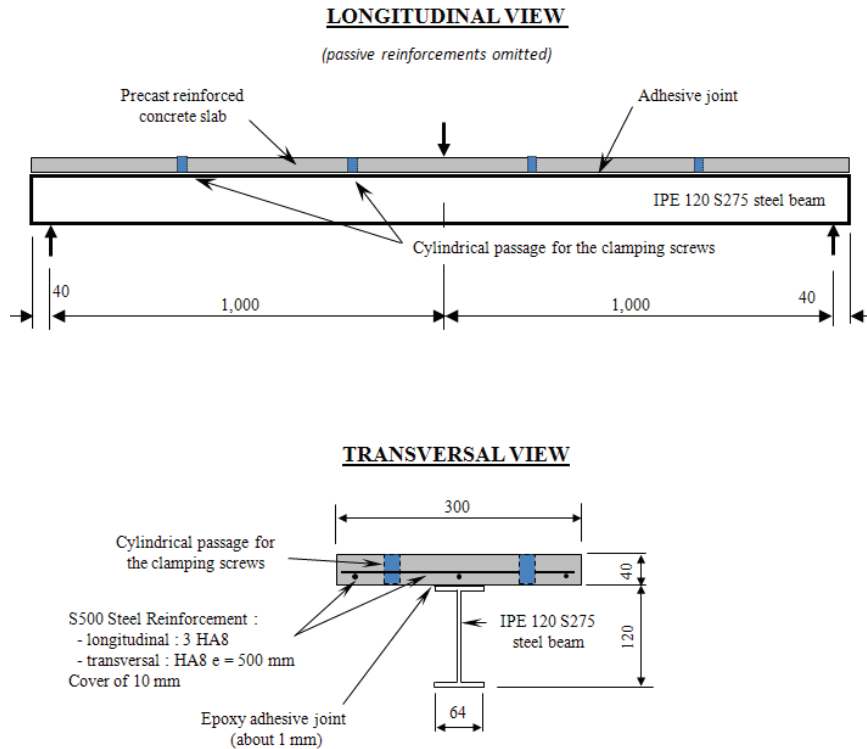


Figure 5.86 : Géométrie et ferrailage des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17

5.2.2 Dispositif expérimental

5.2.2.1 Instrumentation

Pour chaque poutre, outre la force imposée, le déplacement vertical en section centrale a été mesuré. Aussi des jauges de déformation ont été positionnées en fibre supérieure et inférieure de la dalle et sur le profilé en différentes positions de la poutre en section centrale SC. Pour certaines poutres, deux autres sections seront équipées de jauges : une section Nord (SN) et une section Sud (SS), positionnées à égale distance du milieu de la poutre. Elles permettront de s'assurer principalement de la bonne symétrie du comportement des poutres.

La **figure 5.87** illustre les positions des jauges sur la poutre AB17. Les positions des jauges des autres poutres se trouvent dans l'**annexe G**.

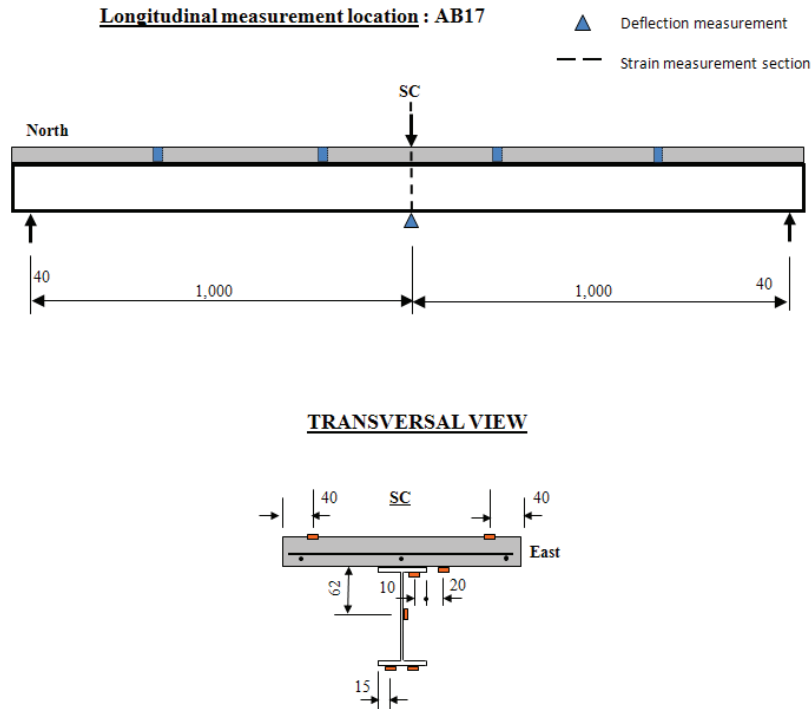


Figure 5.87 : Positions des jauges de déformation pour la poutre AB17 [cotes en mm]

Il est à noter qu'après collage, on a constaté fréquemment que la dalle présente des fissures transversales, plus ou moins traversantes. Ces fissures peuvent s'expliquer à la fois par sa manipulation lors du collage et par le retrait gêné (voir **annexe G**).

5.2.2.2 Bâti et machine d'essai

Les essais de fatigue et de fluage ont été effectués sur un bâti de flexion pouvant supporter une charge de 200 kN. Le chargement est appliqué via un vérin pneumatique piloté en force (**figure 5.88**). Pour effectuer un chargement cyclique, le vérin a été connecté à un minuteur qui permet de régler les cycles de charge et décharge (**figure 5.89**).

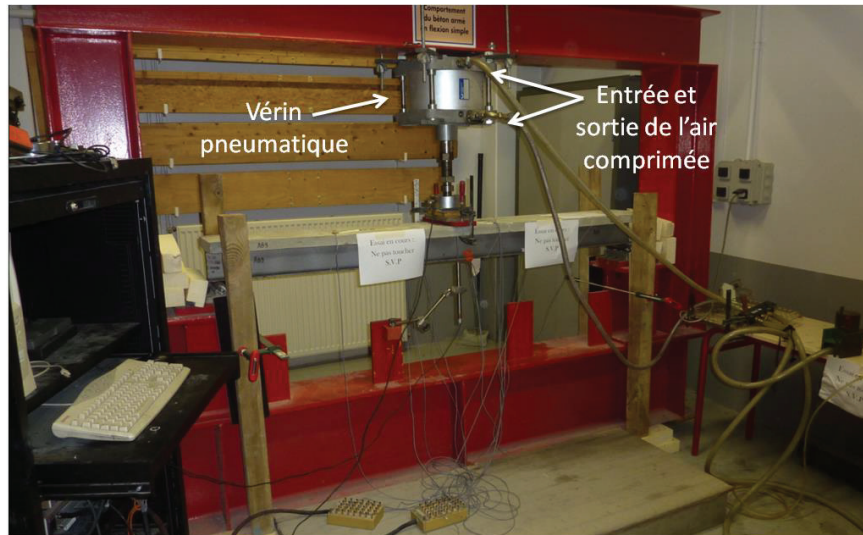


Figure 5.88 : Bâtiment pour les essais de fatigue et fluage

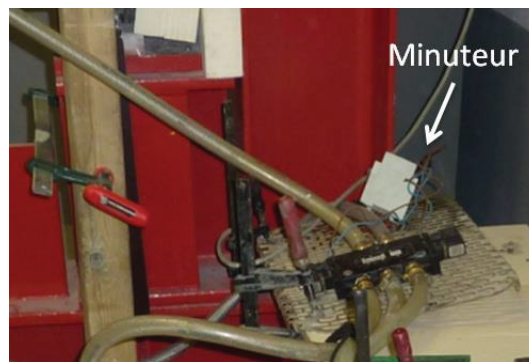


Figure 5.89 : Minuteur pour effectuer un chargement cyclique

AB 10 a été soumise à une charge constante de fluage en flexion 3 points. La charge était égale à 50 % de la limite élastique d'une poutre identique (poutre référence du chapitre précédent) pendant 3 mois, puis on a augmenté cette charge pour atteindre 70 % pendant 4 mois encore. Pour les mesures, les jauges, le capteur de la force et le capteur de la flèche sont connectés à des boîtes de mesures avec lesquels on peut lire les valeurs (**figure 5.90**). Au début de l'essai, nous avons lancé un enregistrement automatique chaque seconde pendant les premières heures de l'application de la charge puis nous avons noté les valeurs manuellement pendant le déroulement de l'essai une fois par semaine.

AB11, réalisée en même temps que la poutre AB10, a été entreposée à proximité de la poutre AB 10 sous aucun chargement extérieur. Elle n'est donc soumise qu'à l'effet du retrait gêné de la dalle.

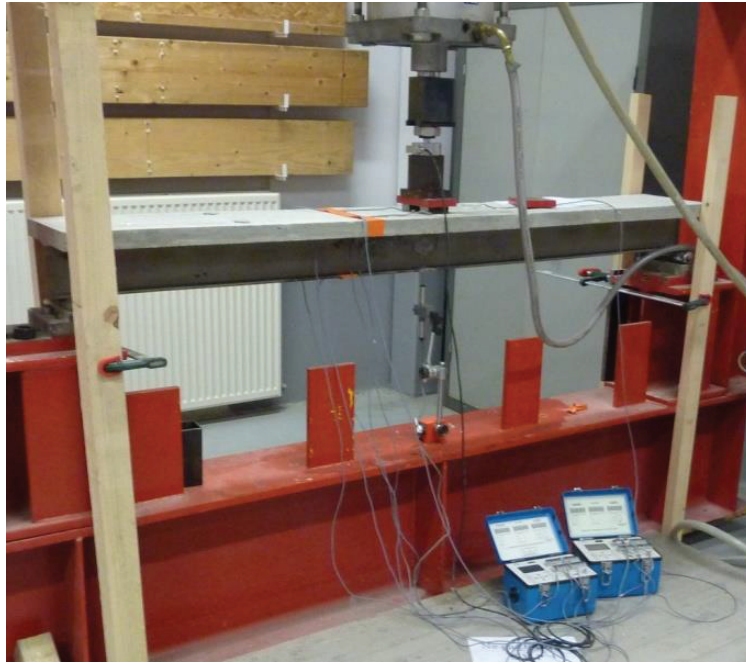


Figure 5.90 : Diapositif de l'essai de fluage

AB9, AB16 et AB17 ont été soumises à une charge cyclique de 2 millions de cycles. AB9 et AB16 sont testées en flexion 3 points tandis que la poutre AB17 en flexion 4 points. Nous avons lancé plusieurs enregistrements pour l'ensemble des mesures pendant le déroulement de l'essai.

Après les essais de fatigue et fluage, toutes les poutres ont été testées en flexion 3 points sous une charge statique jusqu'à la ruine sur le même bâti présenté dans le chapitre précédent et avec la même procédure.

5.3 Résultats expérimentaux

5.3.1 Essais de fatigue (AB9, AB16 et AB17)

5.3.1.1 Comportement sous charges cycliques

La poutre AB9 a été soumise à une charge sinusoïdale de plus de 2 millions cycles de fréquence 1 Hz variant entre 30 % (1500 daN) et 45 % (2500 daN) de la charge élastique maximale (déterminée sur les poutres référence AB6 et AB8) ce qui correspond à une variation de flèche à mi-portée entre 2.6 mm et 3.8 mm par rapport à la position non chargée.

Pour la poutre AB16, la charge cyclique pour 2 millions de cycles varie entre 40 % (2200 daN) et 60 % (3200 daN) de la limite élastique des poutres référence à une fréquence de 0.5 Hz. La flèche varie entre 2.9 mm et 4.2 mm par rapport à la position non chargée.

La poutre AB17 a été testée sous une charge cyclique en flexion 4 points. La charge varie entre 30 % (2500 daN) et 60 % (4500 daN) de la charge élastique maximale (déterminée sur la poutre référence AB4). Cette charge a été appliquée pour plus de 2 millions de cycles à une fréquence de 0.2 Hz.

Le **tableau 5.25** récapitule l'état de l'essai des trois poutres. Les figures **5.91**, **5.92** et **5.93** illustrent le comportement de la poutre AB9 pendant le chargement. Pour les poutres AB16 et AB17, les courbes sont dans l'**annexe H**.

Tableau 5.25 : Essais de fatigue

Poutre	Flexion	Limite élastique de la poutre référence [daN]	Variation de la charge par rapport à la limite élastique [%]	Variation de la flèche [mm]	Variation de la contrainte de cisaillement à l'interface [MPa]	Fréquence [Hz]
AB9	3 points	5550	[30 ; 45]	[2.6 ; 3.8]	[0.8-1.5]	1.0
AB16	3 points	5550	[40 ; 60]	[2.9 ; 4.2]	[1.1-1.7]	0.5
AB17	4 points	7600	[30 ; 60]	[3.8 ; 4.8]	[1.3-2.4]	0.2

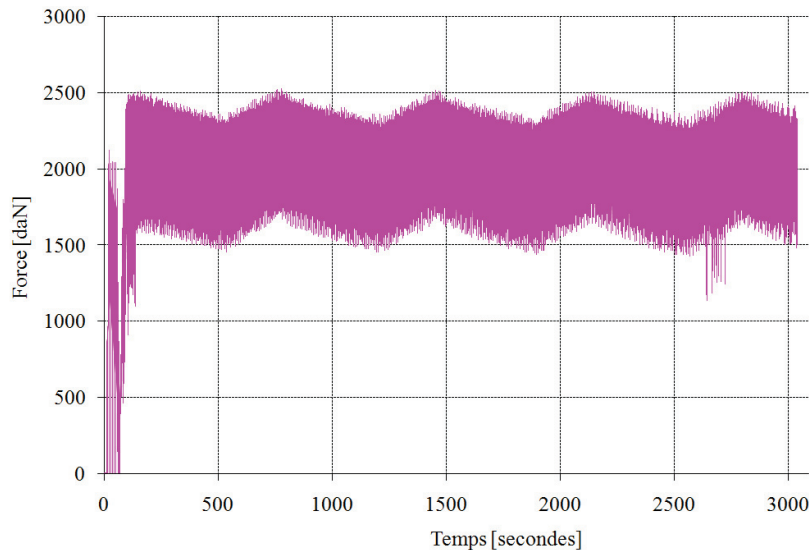


Figure 5.91 : Charge/décharge de la poutre AB9

L'évolution de la flèche entre les premiers cycles et les derniers cycles de la poutre AB9 montre une légère augmentation d'environ 10% qui correspond à la fois à la baisse de rigidité du béton sous chargement cyclique et aux effets du fluage. On observe une variation analogue pour AB16 et AB17.

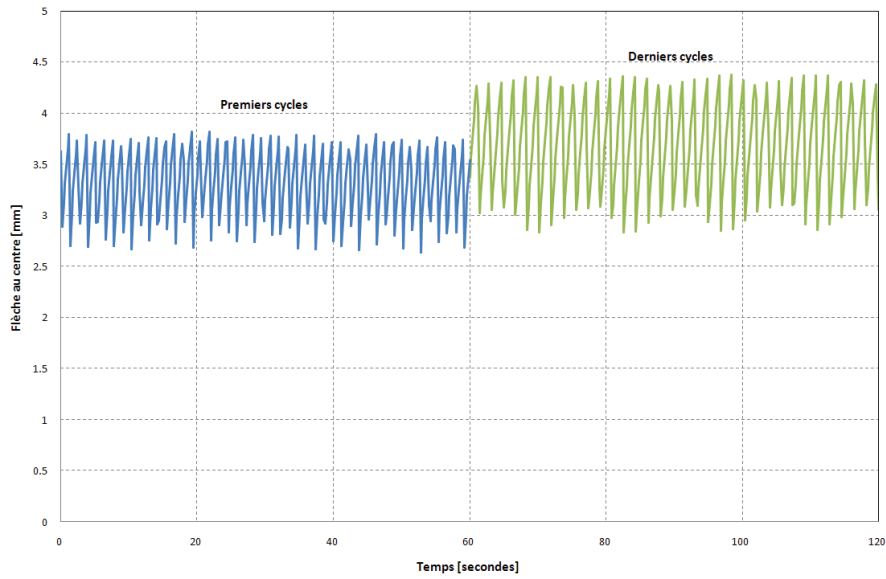


Figure 5.92 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB9

L'évolution des déformations dans le béton et l'acier en fibre supérieure et inférieure de la poutre AB9 montre qu'il y a une variation importante de la déformation en fibre supérieure de la dalle mais aucune explication claire ne peut à ce jour être proposée. Cette variation n'est pas retrouvée sur AB16 et AB17.

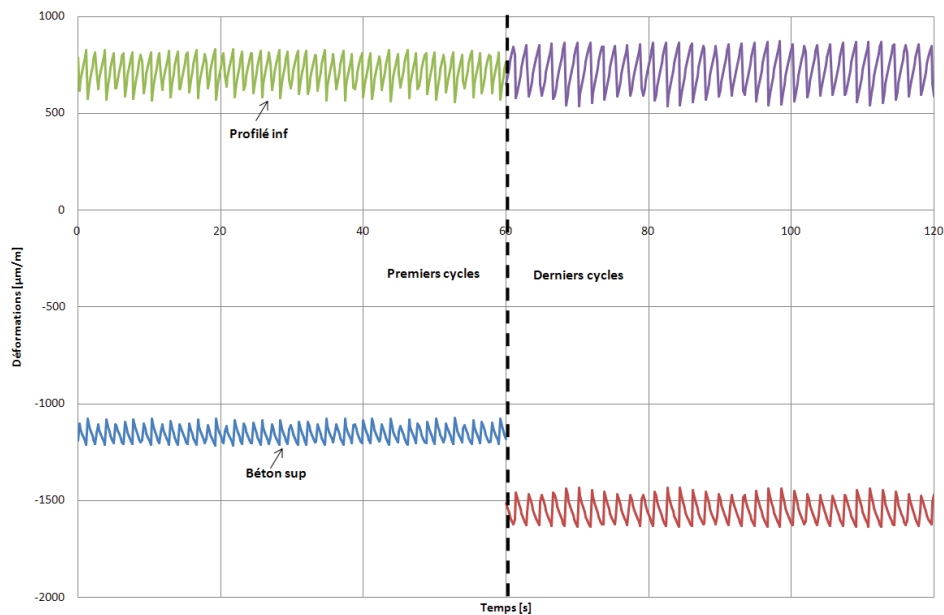


Figure 5.93 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB9

Par ailleurs, aucun décollement ou fissuration n'a été détecté durant les essais et les poutres ont passé avec succès le test de fatigue. Toutes les poutres ont été déchargées.

5.3.1.2 Résistances résiduelles et comportement à rupture des poutres soumises à la fatigue

Après leur test de fatigue, les poutres sont chargées statiquement en flexion trois points jusqu'à la ruine pour estimer leurs capacités résiduelles. Le comportement général des trois poutres est

présenté sur la **figure 5.94**, on trouve sur la même figure le comportement d'une poutre référence non fatiguée (AB6) pour la comparaison.

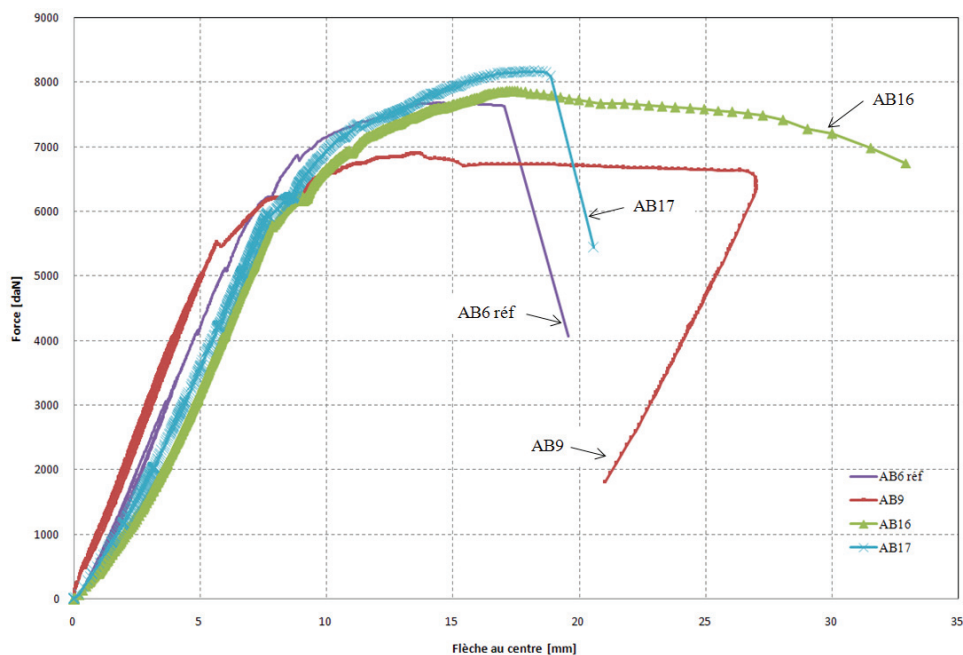


Figure 5.94 : Comportement global résiduel des poutres fatiguées

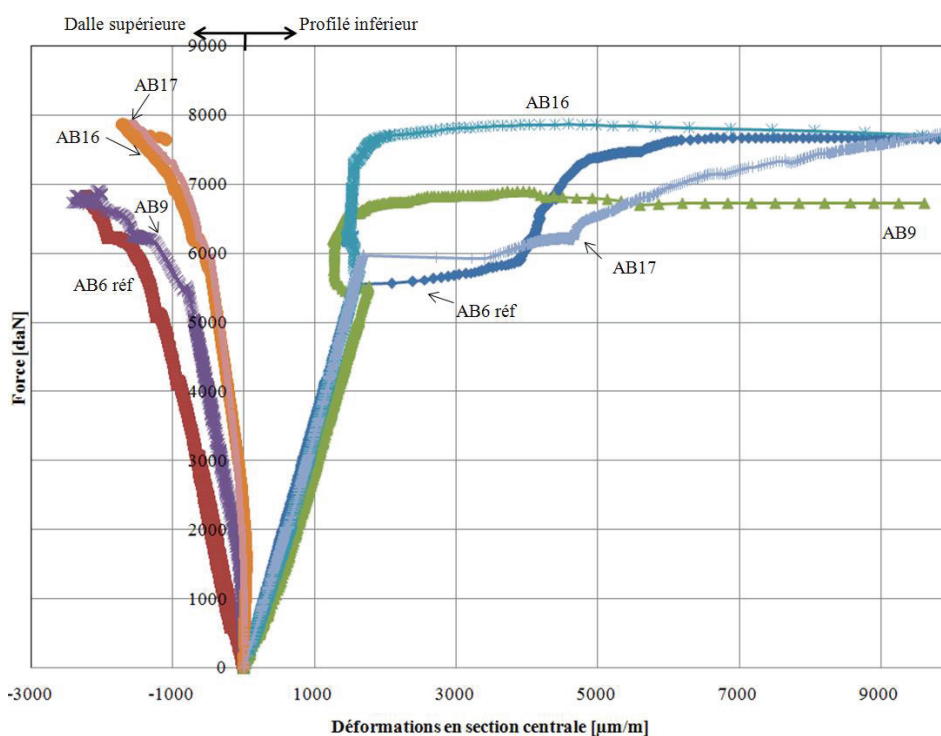


Figure 5.95 : Déformations en section centrale des poutres fatiguées

Comme dans le cas de poutre de référence, le comportement des trois poutres fatiguées est linéaire jusqu'à la plastification de l'acier en fibre inférieure puis au-delà, il devient non linéaire avec un endommagement progressif du béton en compression. La limite élastique et la charge de ruine de toutes les poutres sont très proches. Le **tableau 5.26** récapitule toutes ces valeurs.

Concernant la mode de ruine, la rupture est atteinte pour toutes les poutres, sauf AB17, par écrasement du béton dans la section centrale suivie directement par séparation de la dalle et du profilé à l'extrémité (**figure 5.96**). Pour la poutre AB17, la rupture est atteinte premièrement par cisaillement du béton en partie sud de la dalle à une valeur plus importante que les autres poutres, ce qui élimine l'hypothèse que le joint de colle a perdu de sa résistance pendant l'essai de fatigue. La variation entre les valeurs de la limite élastique et la charge de ruine de chaque poutre est expliquée par la différence de la résistance du béton le jour de l'essai (voir chapitre 2).

Ainsi le comportement des poutres « fatiguées » est assez proche de celui des poutres non fatiguées. Ces résultats prouvent donc le bon comportement sous chargement cycliques des poutres mixtes acier-béton avec connexion collée.

On rappelle ici les résultats de Si Larbi, qui a proposé de limiter la contrainte de service du joint de colle à 3.1 MPa. Tenant compte des coefficients de sécurité et d'autres aspects, le projet national MIKTI a abaissé cette contrainte à 0.5 MPa. Avec nos essais, le joint de colle a été sollicité en cisaillement à une valeur moyenne variant de 1.5 MPa à 1.8 MPa, avec une charge cyclique de plus de 2 millions de cycles et ne présente aucune faiblesse. La limitation initialement proposée semble donc être très conservatrice vis-à-vis de la fatigue et pourrait être relevée.

Tableau 5.26 : Valeurs du comportement résiduel des poutres fatiguées

Poutre	Type de flexion	Charge limite élastique [daN]	Charge de ruine [daN]	$\tau_{\text{ultime_interface}}$ [MPa]	Mode de ruine
AB6 réf	3 points	5500	7700	6.0	Ecrasement béton
AB8 réf	3 points	5600	7300		Ecrasement béton
AB9	3 points	5490	6890		Ecrasement béton
AB16	3 points	5700	7860		Ecrasement béton
AB17	3 points	6000	8100		Cisaillement béton



Rupture de AB9 et AB16 par écrasement du béton



Rupture de AB17 par cisaillement du béton

Figure 5.96 : Mode de rupture des poutres fatiguées

5.3.2 Essai de fluage/retrait (AB10 et AB11)

5.3.2.1 Comportement lors charge constante

Nous avons réalisé deux poutres (AB10 et AB11) identiques à la poutre référence (AB6). La poutre AB10 est soumise à un chargement constant en flexion 3 points égal à 50% de la limite élastique de la poutre référence (3000 daN) pendant 3 mois (étape 1), puis nous avons augmenté cette charge à 4000 daN (70 % de la limite élastique) qui a été appliquée sur la poutre pendant 4 mois (étape 2). Donc cette poutre est soumise aux effets combinés du fluage et du retrait mais elle n'a fait l'objet d'aucune mesure (figure 5.98). La figure 5.97 montre l'évolution de la charge en fonction de temps.

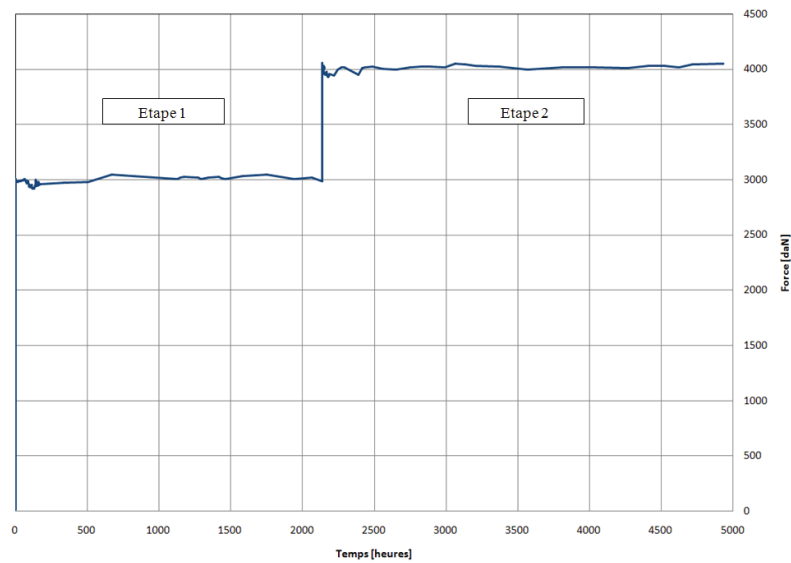


Figure 5.97 : Charge de fluage



Figure 5.98 : AB10 et AB11

La **figure 5.99** montre l'évolution de la flèche pendant toute la durée de l'essai de fluage. L'augmentation de la flèche du début de l'étape 1 jusqu'à sa fin est de l'ordre de 6%. Pour l'étape 2, la flèche est augmentée de 10% par rapport à sa valeur au début de cette étape. La petite variation dans l'allure de la courbe vient du fait que la charge n'est pas parfaitement constante et présente des petites variations.

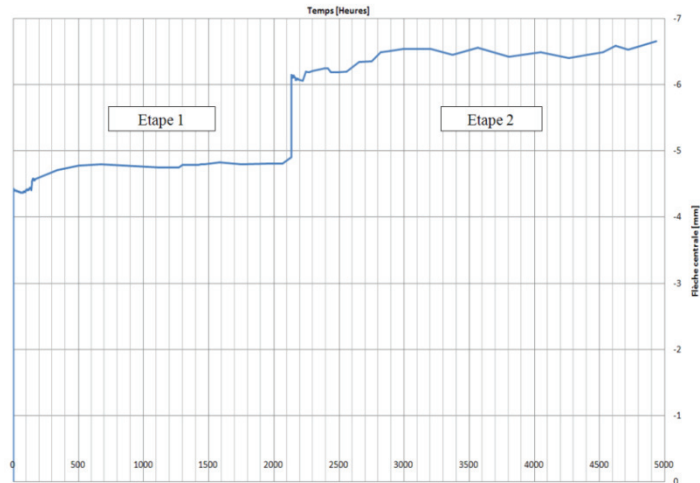


Figure 5.99 : Evolution de la flèche de la poutre AB10 pendant le fluage

L'évolution des déformations mesurées au cours du temps est présentée sur la **figure 5.100**. On remarque que, pendant l'étape 2 de l'essai, le profilé s'est plastifié en fibre inférieure. Cela est dû à une augmentation involontaire et ponctuelle de la charge, suite à un problème technique.

Par ailleurs, on trouve que les déformations données par deux jauges béton (B_{inf} et B_{sup} ouest) sont curieuses. Les données de la jauge B_{sup} ouest sont étonnantes car elles indiquent que le béton est moins comprimé que l'acier de la semelle supérieure. Pour la jauge B_{inf} , le béton en fibre inférieure de la dalle est tendu tandis qu'il se situe au-dessus de l'axe neutre élastique qui est dans l'âme à ces niveaux de charge. On peut dire qu'il y a des anomalies dans les mesures de ces deux jauges béton. Ces anomalies peuvent être expliquées par la présence des fissures dans le béton proche de ces jauges.

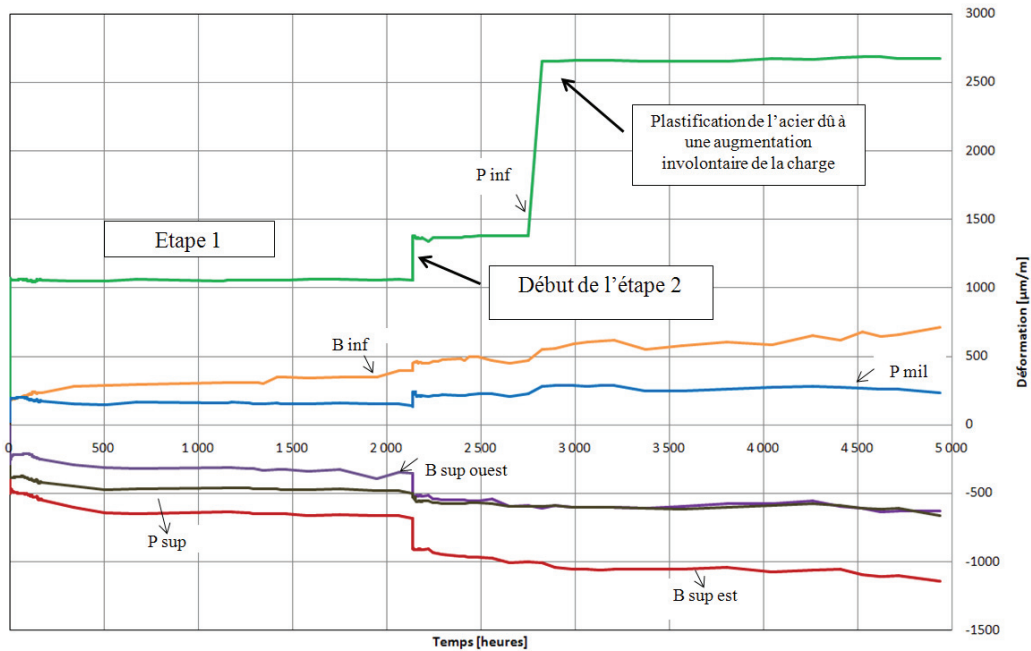


Figure 5.100 : Evolution des déformations pendant le fluage

Le **tableau 5.27** montre, au début et à la fin de chaque étape, la flèche, les contraintes calculées à différentes niveaux dans la section et la contrainte de cisaillement à l'interface dans le béton. Il faut noter que la charge n'est pas la même au début et à la fin de chaque étape.

Globalement, on constate donc bien une évolution du comportement au cours du temps (flèche et déformations) mais celle-ci reste relativement faible. Ceci est dû au fait que la durée du chargement et les dimensions de la dalle par rapport à celle du profilé soient faibles. Toutefois, cet essai montre le bon comportement du joint collé d'une poutre fléchie.

Tableau 5.27 : Etat des contraintes en SC pendant le fluage

	Force [daN]	Durée [mois]	Flèche [mm]	$\sigma_{D\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{D\ inf}$ [MPa]	$\sigma_{P\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{P\ mil}$ [MPa]	$\sigma_{P\ inf}$ [MPa]	$\tau_{interface}$ [MPa]
Début de l'étape 1	3000	3	4.4	-13.2	-2.1	-7.6	79.0	176.0	1.65
Fin de l'étape 1			4.9						
Début de l'étape 2	4000	4	6.1	-17.6	-3.9	-10.1	105.3	234.2	2.20
Fin de l'étape 2			6.5						

$\sigma_{P\ sup}$ se situe en fibre inférieure de la semelle supérieure ($z=113.7$ mm par rapport à la fibre inférieure du profilé)

$\sigma_{P\ mil}$ se situe à mi-hauteur du profilé ($z=60$ mm par rapport à la fibre inférieure du profilé)

5.3.2.2 Résistances résiduelles et comportement à rupture

Après 7 mois d'application d'une charge de fluage sur AB10, nous avons déchargé la poutre complètement. Puis nous avons testé les poutres AB10 et AB11 sous chargement statique de flexion 3 points jusqu'à la ruine. Les résultats sont montrés sur le **tableau 5.28** et les **figures 5.101** à **5.103**.

On constate que le comportement des poutres AB10 et AB11 est très proche de celui des poutres de référence AB6 et AB8. On note toutefois quelques différences :

- AB10 et AB11 présentent des charges de ruine très voisines (6940 daN et 6790 daN) mais un mode de ruine différent (cisaillement d'interface et écrasement béton). Ce résultat conforme que, pour cette géométrie de poutre, les deux modes de ruine sont très proche et que le retrait n'a pas d'influence majeur ici.
- La rigidité élastique des poutres AB10 et AB11 est plus faible que celle des poutres AB6 et AB8. Cet écart est probablement dû à l'état de fissuration des poutres AB10/AB11, un peu plus marqué que celui des poutres AB6/AB8, consécutif par AB10 aux charges maintenues constante.
- La charge de ruine des poutres AB10/AB11 est d'environ 10 % plus faible que celle des poutres AB6/AB8. On peut se demander s'il est significatif d'autant plus comme on ne peut l'attribuer pour ces deux poutres aux charges maintenues constante. Des essais complémentaires seraient nécessaires pour le confirmer.

Avec les limitations de Si Larbi, il est conseillé de dimensionner les poutres collées avec une contrainte maximale de 2 MPa à 50 ans pour une température de 20°C. Ainsi, dans MIKTI, avec les mêmes conditions, la contrainte proposée est abaissée jusqu'à une valeur de 0.3 MPa. Avec nos essais, le joint de colle, après 7 mois d'une sollicitation en cisaillement à 2 MPa en moyenne, ne présente aucune faiblesse et la contrainte moyenne ultime en cisaillement est identique à une poutre référence. La limitation proposée semble également conservatrice. Toutefois, il est à noter que cet unique essai de fluage n'a été effectué que sur 7 mois.

Tableau 5.28 : Résistances résiduelles des poutres AB10 et AB11

Poutre	Charge limite élastique [daN]	Charge de ruine [daN]	Mode de ruine	$\tau_{\text{ultime_interface}}$ [MPa]
AB6	5500	7700	Ecrasement béton	6.0
AB8	5600	7300	Ecrasement béton	
AB10	5300	6940	Ecrasement béton	
AB11	5700	6790	Cisaillement béton	

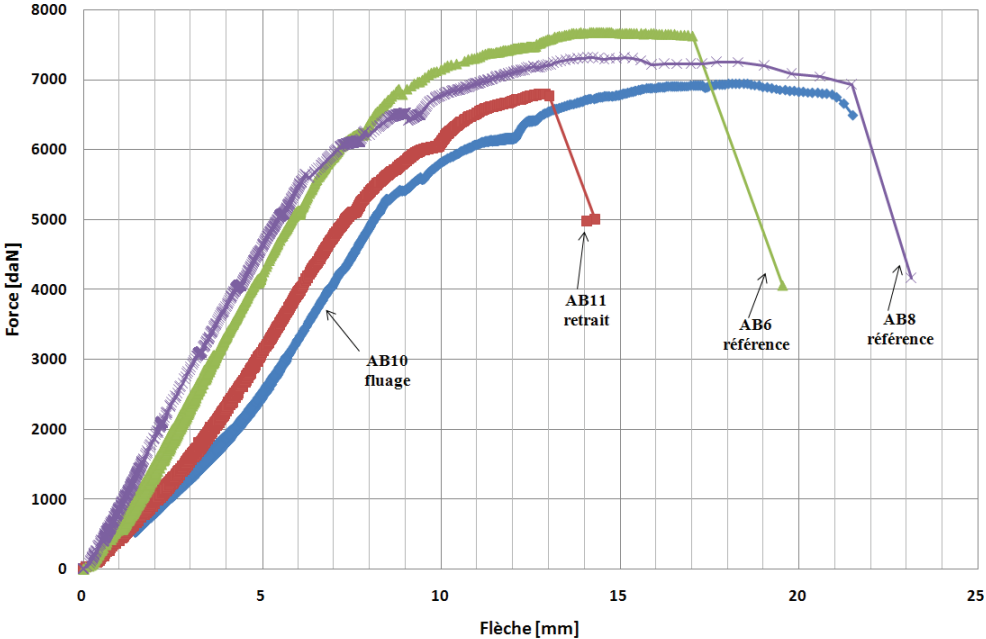


Figure 5.101 : Comportement général des poutres AB10 et AB11

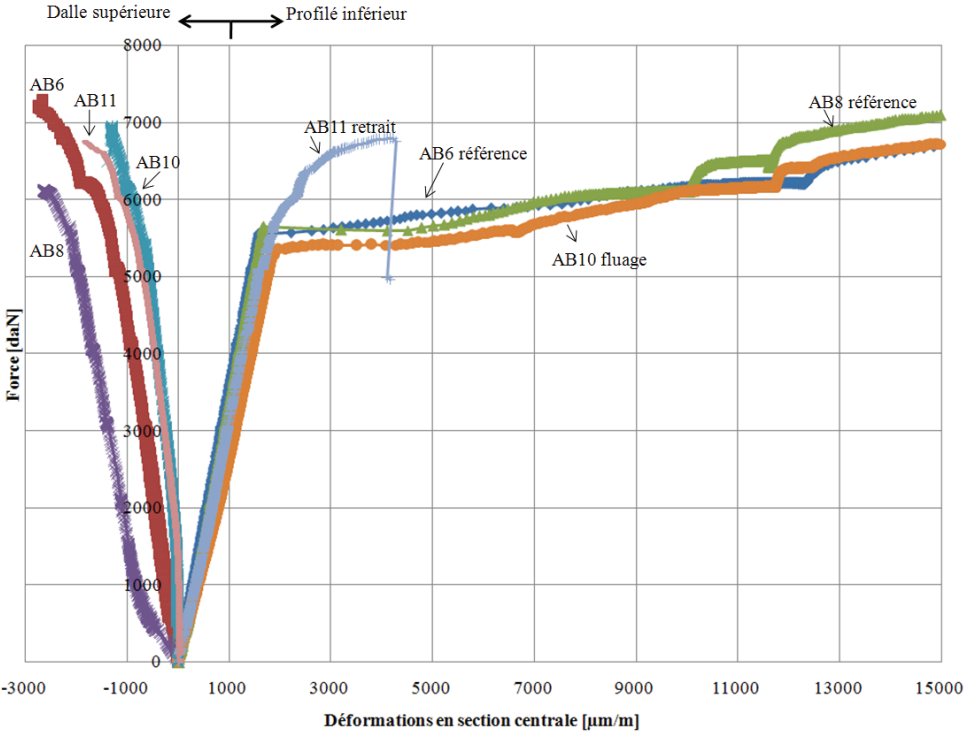


Figure 5.102 : Déformations en section centrale des poutres AB10 et AB11

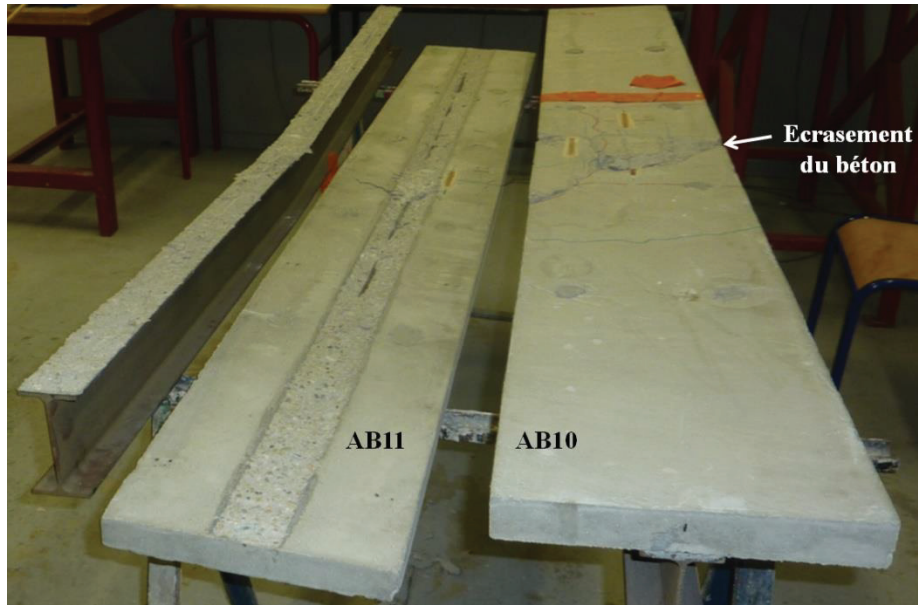


Figure 5.103 : Mode de ruine des poutres AB10 et AB11

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué des essais de flexion sur des poutres mixtes acier/béton collées sous chargement cycliques et permanents, afin d'étudier la résistance de la connexion (collage) vis-à-vis les phénomènes de fatigue et fluage.

Pour plus de 2 millions de cycles, le joint de colle a été sollicité dans les intervalles de [0.81 ; 1.35 MPa], [1.13 ; 1.65 MPa], [1.32 ; 2.38 MPa]. Avec ces valeurs, la connexion a passé avec succès le chargement cyclique, aucun décollement n'a été détecté.

Egalement, le joint de colle a passé avec succès l'essai de fluage qui a créé une contrainte de cisaillement à l'interface de 1.65 MPa pendant 3 mois puis une contrainte de 2.20 MPa pendant 4 mois.

Après ces essais, nous avons testé les poutres sous charge statique jusqu'à la ruine afin de vérifier leur résistance résiduelle. Les résultats nous montrent qu'elles ont un comportement proche d'une poutre identique de référence. La charge de rupture peut présenter une légère diminution selon le cas (AB9, AB10 et AB11).

La conclusion qu'on peut tirer est que la connexion par collage dans des structures mixtes fléchies ne présente pas de faiblesse majeure au comportement à la fatigue et le fluage. Les contraintes de cisaillement à l'interface sont beaucoup supérieures à celles proposées en première approximation par Si Larbi au moyen d'essais double cisaillement. Toutefois, nous notons que les effets du fluage n'ont été testés que sur 7 mois et que les charges de fatigue n'ont pas dépassé 60 % de la charge limite élastique.

Conclusion générale

Ce travail portait sur l'analyse expérimentale du comportement de poutres mixtes constituées d'acier et de béton, assemblées par un adhésif de type époxy. Ce mode d'assemblage permet de diminuer l'apparition des concentrations des contraintes, d'obtenir un transfert continu des efforts entre le béton et l'acier, de diminuer le poids de la structure et d'avoir une construction rapide et simple. L'analyse a été faite à trois échelles différentes : matériau, interface et structure. De plus, une attention particulière a été portée sur le comportement au cours du temps (fluage, relaxation, retrait...), la fatigue et la durabilité.

La méthodologie mise en place se décline en quatre étapes :

- L'évaluation du comportement en traction/compression du béton, de l'acier et de l'adhésif à l'état massique. Cette évaluation sert à définir le comportement des matériaux constitutifs de nos structures afin de les utiliser dans les phases suivantes.
- La caractérisation du comportement en cisaillement de la connexion collée acier/béton avec plusieurs types d'essai. Cette étape sert à trouver le meilleur essai pour étudier le comportement du joint collé et de proposer une contrainte ultime de cisaillement pour le dimensionnement en flexion.
- L'étude du comportement instantané d'une structure mixte collée fléchie avec différents modes de sollicitation. Cette phase nous permet de mieux comprendre le comportement instantané des poutres fléchies et de construire une base de données de comparaison pour les essais de fatigue et fluage de l'étape suivante.
- L'analyse du comportement de poutres mixtes acier/béton collées sous effet de fatigue, fluage et retrait. Jamais réalisés, ces essais nous permettent d'estimer le comportement en phase de service de telles structures.

Les principaux résultats et conclusions de cette thèse sont :

- Concernant l'essai le plus adapté à la caractérisation du collage acier-béton en vue d'application aux structures mixtes, nous avons utilisé l'essai de cisaillement par double recouvrement et l'essai push-out. L'essai de cisaillement par double recouvrement constitue une possibilité de caractériser mais la taille des surfaces collées est fortement limitée par la contrainte de traction que doivent supporter les blocs en béton. L'essai push-out s'avère le plus adapté.
- Pour une meilleure utilisation de l'essai push-out dans la caractérisation de la connexion collée, nous avons trouvé qu'il faut utiliser des dalles de taille minimale $200 \times 200 \times 100 \text{ mm}^3$, de rectifier les surfaces de contact et de conserver une hauteur libre faible. Ces améliorations, acceptables d'un point de vue coût et temps de réalisation, nous ont permis d'éviter les ruptures anormales (parfois observées) et de diminuer l'écart type des forces à rupture.

- A l'échelle de la connexion, les résultats montrent que la contrainte moyenne de cisaillement à rupture τ_u varie entre [5.5 et 7.9] MPa avec un écart type moyen de 24 %, ce qui représente entre 1.9 et 3.0 fois la résistance en traction du béton. Ce résultat est assez indépendant de la longueur de collage et du type de béton utilisé. Ce résultat est confirmé par les essais sur les poutres.
- La création des butées à l'interface, effectuées pour un coût modeste, a permis d'augmenter considérablement le rapport τ_u/f_t et de modifier le mode de ruine. Par contre, cette modification n'a pas d'effet sur le comportement statique de poutre en flexion (3 et 4 points). Toutefois, il faut se rappeler que les essais push-out avec butées ont été faits avec une hauteur libre importante, donc sans les améliorations qu'on a proposé pour l'essai.
- L'utilisation d'un béton BHP n'a pas apporté une influence très marquée ni sur le comportement d'une poutre fléchie ni sur le rapport τ_u/f_t lors d'un essai push-out. Par contre, le mode de ruine dans un essai push-out n'est plus cohésif dans le béton, mais cohésif dans la colle ou adhésif. Ce résultat tend à montrer que l'on a atteint là, les limites de l'adhésif utilisé et qu'un béton de performances supérieures n'apportera pas d'amélioration de performance de collage.
- Une diminution des performances intrinsèques du primaire et de l'adhésif a été observé lors d'un essai de vieillissement accéléré. Cette variation n'a pas diminué τ_u de façon significative mais a en revanche modifié le mode de ruine qui devient mixte (adhésif et cohésif dans la colle).
- Le comportement des poutres fléchies et le mode de ruine de la connexion confirme le bon fonctionnement de ce type d'assemblage entre le béton et l'acier par un adhésif époxy en respectant les traitements de surfaces faits et la méthodologie de réalisation et qu'avec un béton C25/30, la rupture pouvait survenir par rotule plastique en section centrale, comme dans le cas de la connexion par goujons.
- Les courbes charge/flèches et charge/déformations dans le domaine élastique coïncident bien avec celles obtenues par un calcul élastique qui suppose une connexion parfaite entre l'acier et le béton.
- Le mode de ruine des poutres est mieux prédit en se basant sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement dans les poutres avec les contraintes de cisaillement limite déduites des essais push-out. Cette conclusion montre la pertinence des essais push-out dans l'objectif de les prendre comme critère de dimensionnement.
- La connexion a passé avec succès un chargement cyclique de plus de 2 millions de cycles. Avec ce chargement et sur trois poutres différentes, le chargement cyclique, le joint de colle a été sollicité dans les intervalles de [0.81 ; 1.35 MPa], [1.13 ; 1.65 MPa], [1.32 ; 2.38 MPa]. Aucun décollement n'a été détecté.

- Egalement, le joint de colle a passé avec succès l'essai de fluage qui a créé une contrainte de cisaillement calculée à l'interface de 1.65 MPa pendant 3 mois puis une contrainte de 2.20 MPa pendant 4 mois. Aucun décollement n'a été détecté.
- Le comportement résiduel de toutes les poutres testées en fatigue et fluage montre qu'elles ont un comportement très proche d'une poutre identique de référence et que la charge à la ruine n'était pas influencée. Ces résultats nous montrent que la connexion par collage dans des structures mixtes fléchies ne présente pas de faiblesse majeure au comportement à la fatigue et au fluage.

Au regard des résultats des essais push-out, où la contrainte moyenne de cisaillement à la rupture est plus grande que la résistance en traction du béton malgré qu'on a une rupture cohésive dans le béton, deux hypothèses sont à envisager et vérifier :

- L'existence d'un frottement plateau/dallemette créant un effet de bielles qui permet le développement de contraintes de compression normales au joint de colle appliquées sur l'interface. On propose de réaliser des essais qui éliminent cet effet, par exemple, un essai avec lequel le frottement entre les éprouvettes et le plateau se fait par le profilé et non pas par le béton.
- La résistance de la zone d'interface est accrue du fait de la migration de l'adhésif dans les premiers millimètres de béton. Il est clair que le comportement de l'interphase (pénétration de l'adhésif dans les pores du béton) est mal connu et doit faire l'objet d'analyses futures.

Malgré qu'on a trouvé que la rupture dans les poutres est mieux prédite par une comparaison avec les résultats des essais push-out mais on n'arrive pas à trouver la même conclusion dans le cas de création des butées à l'interface. Il est nécessaire de révéifier l'effet des butées avec un autre essai de caractérisation.

Le comportement de cette connexion doit être également vérifié sous une sollicitation créant un moment négatif. En effet, dans le cas d'un pont réel à plusieurs travées, la section proche des appuis intermédiaire subit un moment négatif. Egalement, cette liaison doit être analysée contre le choc.

L'étude doit être complétée par la réalisation d'essais avec des poutres à vraie échelle et par des essais considérant le cas des multi-poutres (chargement hors plan) où la charge dans le cas réel est répartie sur toute la dalle ce qui crée dans le joint de colle une contrainte de cisaillement et de traction. Ce mode de sollicitation peut être obtenu par la réalisation d'une bipoutre chargée verticalement dans le plan central.

Après la rupture de la poutre, la dalle est séparée complètement du profilé ce qui présente une fragilité de ce type de structure. Il est toujours utile de chercher une solution pour augmenter la ductilité des structures collées. Peut-être la présence des connecteurs métalliques entre les prédalles permet d'avoir une solution acceptable.

Concernant le comportement et la résistance de cette connexion à long terme, cette étude doit être approfondie :

- Réalisation d'autres types de vieillissement (effets de la température, gel/dégel, immersion + sels...)
- Chercher à trouver la courbe de Wöhler par réalisation d'essais de fatigue à différents niveaux de charge.
- Compléter le comportement au fluage avec une charge permanente pour une durée plus importante et dans des conditions climatiques variables.

Références bibliographiques

- Adams, R., Comyn, J., and Wake, W. (2012). The nature and magnitude of stresses in adhesive joints. *adhésive Joints in Engineering*, Second Edition, Chapman & Hall, Chapter 2.
- Afgc (2002). Ultra high performance fiber reinforced concrete interim recommandation. Documents scientifiques et techniques.
- Afgc (2011). Association Française de Génie Civil. Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites – Recommandations provisoires, Documents scientifiques et techniques.
- Aiello, M.A., Frigione, M., and Acierno, D. (1999). Polymeric adhesives for the restoration of concrete structures: environmental effects. Proceedings of the 2nd International RILEM Symposium on Adhesion between Polymers and Concrete ISAP'99, Dresde (Allemagne) : 555-558.
- Al-Deen, S., Ranzi, G., and Vrcelj, Z. (2011). Long-term Experiments of Composite Steel-Concrete Beams. *Procedia Engineering*, 14 : 2807-2814.
- Alsamsam, I. (1991). *Serviceability criteria for composite floor systems*. Ph. D. thesis, The University of Minnesota.
- Awajaa, F., Gilbert, M., Kelly, G., Foxa, B. and Pigram, P.J. (2009). Adhesion of Polymers. *Prog. Polymer Sci.*, 34 (9) : 948-968.
- Backelandt, A. (2005). *Etude des mécanismes d'adhésion à l'interface résine/ciment en vue de la réparation des ouvrages de génie civil*. PhD thesis, INSA de Lyon.
- Barquins, M. (2001). *Le collage : le moyen intelligent d'assembler*. Fusion, 84, 26-36.
- Beaudoin, Y. (1999). *Durabilité des réparations de structures en béton avec des matériaux composites*. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 243p.
- Berthet, J., Yurtdas, I., Delmas, Y., and Li, A. (2011). Evaluation of the adhesion resistance between steel and concrete by push out test. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 31 :75-83.
- Berthollet, A. (2003). *Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité, interaction des déformations du fluage et du comportement non linéaire du matériau*. Thèse Génie civil Lyon, URGC.
- Bizindavyi, L. and Neale, K. (2006). Transfer lengths and bond strength for composites bonded to concrete. *Journal of Composites for construction*, 3(4) :153–160.
- Blontrock, H., Taerwe, L., and Vanwalleghem, H. (2002). Bond testing of externally glued FRP laminates at elevated temperature. Proceeding of the international conference “bond in concrete- from research to standard”, Budapest, Hungary : 648–654.
- Bonnard, A. (1989). 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.
- Bou Said, E. (2003). *Contribution à la modélisation des effets différés du bois et du béton sous conditions climatiques variables, application aux structures bois-béton*. Thèse Lyon : INSA. Lyon, 174 p.
- Bouzaoui, L. (2005). *Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acierbéton assemblées par collage*. PhD thesis, Université de Reims Champagne Ardennes.
- BPEL91. (1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- Bradford, MA. and Gilbert, RI. (1991). Time-dependent behaviour of simply-supported steel-concrete composite beams. *Magazine of Concrete Research*, 43(157) : 265-274.
- Bresson, J. (1971). Renforcement par collage d'armatures du passage inférieur du CD 126 sous l'autoroute du Sud. Annales de l'ITBTP, Paris, n ~ 297, p. 1.
- Brozzeti, J. (2000). Design development of steel-composite bridges in France. *Journal of Constructional Steel Research*, 55 :229–43.
- Buch, X. (2004). *Dégradation thermique et fluage d'un adhésif structural époxydes*. PhD thesis, Ecole des Mines de Paris.

- Carpenter, W. and Barsoum, R. (1989). Two finite elements for modeling the adhesive in bonded configurations. *Journal of Adhesion*, 30 :25–46.
- Chailleux, Bridier, and Bail. (1981). Etude des contraintes et déformations dans une éprouvette de cisaillement. Rapport CTAC n°c1640.
- Chajes, M., Finch, J., Januzka, T., and Thomson, J. (1996). Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI structural journal*, 93(2) :208–217.
- Chajes, M.J., Thomson, T.A.Jr, and Farschman, C.A. (1995). Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. *Construction and building materials*, 9 : 141-148.
- Chataigner, S., Aubagnac, C., Quiertant, M., Benzarti, K. (2010). Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites sur substrat béton, Méthode d'essai n°72, 36 pages. Techniques et méthodes des LPC, LCPC.
- Chawla, K. (1998). *Composite Materials: Science and Engineering, 2nd Ed.* New York: Springer.
- Chow, T. (1998). Wetting of rough surfaces. *Journal of Physics: Condensed Matter*, 10 (27), L445.
- Christensen, R.M. (1982). *Theory of viscoelasticity, An introduction.* London : Academic press, (second edition), 319p.
- Cognard, J. (2000). *Science et technologie du collage.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Cognard, J., Créac'hcadec, R., and Sohier, L. (2008). *Analysis of the stress distribution in adhesive joints and optimisation of the design of hybrid bonded assemblies, Trends in "Computational Structures Technology"*. Lavoisier.
- Creac'hcadec, R. (2008). *Analyse et modélisation du comportement non linéaire d'assemblages collés pour application marine.* PhD thesis, ENSIETA.
- Dauner, H. and Antille, S. (2002). Ponts mixtes à construction rapide. Rapport ofrou 567, office fédéral des routes, bernei.
- De Gennes, P.G. (1980). Dynamics of fluctuations and spinodal decomposition in polymer blends. *J. Chem. Phys.*, 72 (9) : 4756-4763.
- Deryagin, B.V. and Krotova, N.A. (1948). *Doklady Akademir Nank SSSR*, 61 : 849-852.
- Dolan, B.E, Hamilton, H.R., and Dolan, C.W. (1998). Strengthening with bonded FRP Laminate. *Concrete International* 20(6) : 51-55.
- Erki, M.A., Shyu, C. and Wight, R.G. (2002). Fatigue behaviour of joints for FRP pultruded members. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Durability of Fiber Reinforced Polymer Composites for Construction CDCC'2002, Montreal, Canada, p. 449-561.
- Ernst, S., Bridge, R., and Wee, A. (2009). Push-out tests and a new approach for the design of secondary composite beam shear connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 : 44–53.
- Eurocode 4a. (2005). Calculation of the steel-concrete composite structures and National Application Document, part 1: general rules and buildings rules.
- Eurocode 4b. (2005). Calculation of the steel-concrete composite structures and National Application Document, part 2: composite bridges.
- Ferrier E., Hamelin P. (2002). Long-time concrete-composite interface characterization for reliability prediction of RC beam strengthened with FRP. *Materials and Structures / Matériaux et Constrcutions*, Vol. 35 : 564-572.
- Ferrier, E., Quiertant, M., Benzarti, K., and Hamelin, P. (2010). Influence of the properties of externally bonded cfpr on the shear behavior of concrete/composite adhesive joints. *Composite Part B : Eng.* pages 354-62.
- Frigione, M., Aiello, M.A., and Naddeo, C. (2006). Water effects on the bond strength of concrete/concrete adhesive joints. *Construction and Building Materials*, 20 : 957-970.
- Gattesco, N. (2001). Experimental study on different dowel techniques for shear transfer in woodconcrete composite beams. *Creative systems in Structural and Construction Engineering*.

- George, B. (2000). New elements for the understanding of the anaerobic adhesives reactivity. *Int. J. Adhesion Adhesives*, 20 (3) : 245-251.
- Gilibert, Y. and Rigolot, A. (1987). 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.
- Gonzalez, D. (2006). *Durabilité des assemblages collés du génie civil : effets du vieillissement hygrothermique aux échelles micro et macroscopiques*. PhD thesis, Université Blaise Pascal.
- Hallam, M. (1978). The behaviour of stud shear connectors under repeated loading. The Institut of Engineers Austr. CE 20, n°1, Civil Eng. Transport, pp.28-36.
- Hertig, P. and Perret, A. (1973). Rapport d'essais de trois types de liaison acier-béton à l'aide demortiers époxy. Ecole polytechnique fédérale de lausanne, institut de la construction métallique.
- Hick, F. and Baar, S. (1972). Structures métalliques collées. Station d'essais et de recherches de la construction métallique, sercom, liège, belge.
- Higgins, A. (2000). Adhesive Bonding of Aircraft Structures. *Int. J. Adhes. Adhes.*, 20 (5) : 367-376.
- Hino, S., T.Tsutsumi, Yamaguschi, K., Matsui, O., and Ohta, T. (2000). Composite girder bridge with channel-shaped precast pc deck slabs. Los Angeles. International Conference on Steel Concrete Composite Structures, Composite and Hybrid Structures, 6th ASSCS.
- Hordijk, D. A. (1992). Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete: Experiments, modelling and analyses. HERON, Delft Univ. of Tech., The netherland, 37, n° 1.
- Houhou, N. (2012). *Durabilité des interfaces collées béton/renforts composites: développement d'une méthodologie d'étude basée sur un dispositif de fluage innovant conçu pour être couplé à un vieillissement hygrothermique*. Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est.
- JCI, J. (1998). Report ii of research committee on continuous fiber-reinforced concrete. vol.5.
- Jiansheng, F., Jianguo, N., and Quanwang, L. (2010). Long-Term Behavior of Composite Beams under Positive and Negative Bending (I) - Experimental Study. *Journal of Structural Engineering*.
- Johnson, R.P. (1987). Shrinkage induced curvature in composite beams with a cracked concrete flange. *Structural Engineer* 65B(4) : 72-76.
- Roll, F. (1971). The effects of differential shrinkage and creep on a composite steel concrete structure. *ACI Special Publication*, SP-27(8) : 263-268.
- Johnson, RP. (1987). Shrinkage induced curvature in composite beams with a cracked concrete flange. *Structural Engineer*, 65B(4) : 72-76.
- Jurkiewicz, B. (2009). Static and cyclic behaviour of a steel_concrete composite beam with horizontal shear connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 : 2207-2216.
- Jurkiewicz, B. and Buzon, S. (2003). Etude expérimentale du procédé de connexion directe par encastrement de l'âme découpée dans le béton fretté. Rapport du projet national mikti.
- Jurkiewicz, B., Meaud, C., and Michel, L. (2011). Non linear behaviour of steel-concrete epoxy bonded composite beams. *Journal of construtional and steel research*, 67 :389-397.
- Jurkiewicz, B., Morvan, M., and Si Larbi, A. (2008). Bonding connection for steel-concrete flexural member. Porto. Proceedings of Challenges for civil Construction.
- Karbhari, V.M. and Zao, L. (1998). Issues related to composite plating and environmental exposure effects on composite-concrete interface in external strengthening. *Composite Structures*, 40 : 293-304.
- Kashani, M. (1989). *Etude de l'évolution des déformations du béton soumis à des actions cycliques, application aux éléments fléchis en béton armé*. Thèse de docteur ingénieur INSA LYON.
- Keller, T. and Vallée, T. (2005). Adhesively bonded lap joints from pultruded gfrp profiles. part i : stress-strain analysis and failure modes. *Composites : Part B*, 36 :331-340.

- Kim, W., Yun, I., Lee, J. and Jung, H. (2010). Evaluation of mechanical interlock effect on adhesion strength of polymer-metal interfaces using micro-patterned surface topography. *Int. J. Adhes. Adhes.*, 30 (6) : 408-417.
- Klamert, E.L., Hordijk, D.A., and Janssen, J.M. (2005). The influence of temperature on the debonding of externally bonded CFRP. *Special issue of ACI 2005*, 230:1551–70.
- Krieg, J. and Enderbrock, E. (1963). The use of epoxy resins in reinforced concrete-static load tests, partii. Engineering research laboratories. the university of arizona.
- Krieg, J. and Enderbrock, E. (1966). Epoxy bonded composite t-beams for highway bridges. Engineering experiment station. college of engineering. the university of arizona.
- Lebet, J. and Meystre, T. (2006). Remplacement de ponts sous trafics. Rapport icom, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), EPFL.
- Leone, M., Matthys S., and Aiello, M.A. (2009). Effect of elevated temperature on bond between FRP EBR systems and concrete. *Composites: Part B*, 40 : 85-93.
- Li, A., Kang, Z., and Luo, Y. (2012). Parametric study of bonded steel-concrete composite beams by using finite element analysis. *Engineering Structures*, 34 :40–51.
- Lin. W., Yoda, T., and Taniguchi, N. (2013). Fatigue tests on straight steel–concrete composite beams subjected to hogging moment. *Journal of Constructional Steel Research*, 80 : 42-56.
- Lunak, S., Vladyka, J., and Dusek, K. (1978). Effect of diffusion control in the glass transition region on critical conversion at the gel point during curing of epoxy resins. *Polymer*, 19 : 931-933.
- Mallett, G.P. (1991). *Fatigue of reinforced Concrete* (state-of-the-art review 2). London : HMSO.
- Meaud, C. (2012). *Analyse numérique et expérimentale du comportement de structures multilatérales collées*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1.
- Meier, U. (1997). Repair using advanced composites. Innsbruck. Proceedings of the IABSE. Conference on composite construction-conventional and innovative.
- Miklofsky, H., Brpown, M., and Gonsior, M. (1962). Epoxy bending compounds as shear connectors in composite beams. State of new york, dept pf publics works. engineering research series. rr. 62-2.
- MIKTI (2010). *Projet National MIKTI , Ponts Mixtes Acier - Béton – Un guide pour des ouvrages innovants*, Presses des Ponts, 2010, p 121-162.
- Nawacki, W. (1956). *Théorie du fluage*. Paris : Eyrolles,219p.
- Nordin, H. and Täljsten, B. (2004). Testing of hybrid frp composite beams in bending. *Composites Part B*, 35 :27–33.
- Oehlers, D.J. and Foley, L. (1985). *The fatigue strength of stud shear connections in composite beams*. Paper 8890, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 79, pp. 349-364, Thomas Telford, Londres.
- Papakonstantinou, C.G., Petrou, M.F., and Harries, K.A. (2001), Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets. *ASCE Journal of composites for construction*, p.246-253.
- Papastergiou, D. and Lebet, J.P. (2014). Design and experimental verification of an innovative steel concrete composite beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 93 : 9-19.
- Rabbe, P. (1997). *La fatigue des matériaux et des structures*. 2^{ème} édition revue et augmentée Editions Hermes, p.11-153.
- Raïche, A. (2000). *Durabilité environnementale des matériaux composite utilisés seuls et pour le renforcement externe de poutres de béton armé*. Mémoire de maîtrise en science appliquées département génie civil université de Sherbrooke.
- Raoul, R. and Davaine, J. (2005). Common road composite bridges in france and main issues of the implementation of en 1994-2. Bundeswehr Universität München, Technische Universität München. Proceedings of the 6th Japanese German Bridge Symposium.
- Reynouard, J. and Pijaudier Cabot, G. (2009). *Comportement mécanique du béton*. Lavoisier.

- Roll, F. (1971). The effects of differential shrinkage and creep on a composite steel concrete structure. *ACI Special Publication*, SP-27(8) : 263-268.
- Ryu, HK., Kim, YJ., and Chang, SP. (2007). Crack control of a continuous composite two-girder bridge with prefabricated slabs under static and fatigue loads. *Eng Struct*, 29(6) : 851-64.
- Salencon, J. (1983). *Cours de calcul des structures anélastiques, Visco-élasticité*. Paris : Presse de l'ENPC, 92p.
- Schwartz, S. and Fransman, R. (2005). Adhesive Dentistry and Endodontics: Materials, Clinical Strategies and Procedures for Restoration of Access Cavities: A Review. *J. Endodontics* , 31 (3), 151-65.
- Seracino, R., Oehlers, DJ., and Yeo, MF. (2002). Partial-interaction fatigue assessment of stud shear connectors in composite bridge beams. *Struct Eng Mech*, 13(4): 455-64.
- Shanahan, M. E. R. (1991). Adhesion and wetting : similarities and differences (physical phenomena). *Rubber World*, 205(1):28-36.
- Shim, C., Lee, P., and Chang, S. (2001). Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks. *Journal of Constructional Steel Research*, 57 :203–219.
- Si Larbi, A. (2005). *Contribution à l'étude d'un assemblage acier-béton par collage application aux ponts mixtes*. Thèse de l'UCBL.
- Si Larbi, A., Ferrier, E., and Hamelin, P. (2009). Concrete to steel lap joint failure criteria under combined shear and peeling stress. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 :386–394.
- Si Larbi, A., Jurkiewicz, B., Hamelin, P., and Ferrier, E. (2007). Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding. *Engineering Structures*, 29 :1034–1042.
- Studnicka, J., Machacek, J., Krpata, J., and Svitakova, A. (2000). Perforated shear connectors for composite steel and concrete beams. New York. Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers.
- Tadeu, A.J.B and Branco, F.J.F.F. (2000). Shear tests of steel plates epoxy bonded to concrete under temperature. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12(1) :74–80.
- Tadros, M. and Baishya, M. (1998). Rapid replacement of bridge decks. Nchrp report 407, transportation research board, national research council, washington d.c.
- Täljsten, B. (1997). Defining anchor lengths of steel and cfrp plates bonded to concrete. *International Journal of Adhesives*, 17(4) :319–327.
- Thomann, M. (2005). *Connexion par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton*. PhD thesis, EPFL.
- Toutlemonde, F., Respendino, J., and Tavakoli, F. (2011). Dalle gauffrée en bfup et application. Travaux ISSN 0041-1906.
- Triantafillou, T. (1998). Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded frp. *Composites ACI structural Journal*, 95 :107–115.
- Varasthepour, H. and Hamelin, P. (1997). Strengthening of concrete beams using fibre-reinforced plastics. *Materials and Structures*, 30(197) :160–166.
- Voiutskii, S. (1963). *Autohesion and adhesion of high polymers*. New York: Wiley and Sons.
- Wake, W. (1978). Theories of adhesion and uses of adhesives: a review. *Polymer*, 19 (3) : 291-308.
- Wang, C.H., And Brown, M.W. (1994). A study of the deformation behavior under multiaxial loading. *Eur. J. Mechanics, A/Solids*, 13, No 2 : 175-188.
- Williams, M.L., Landel, R.F., and Ferry, J.D. (1955). Time-Temperature Superposition. *Journal of the American Chemical Society*, 77 : 3701-3705.
- Wright, HD., Vitek, J.L., and Rakib, S.N. (1992). Long-term creep and shrinkage in composite beams with partial connection. *ICE Proceedings, Structures and Buildings*, 94(2) : 187-195.
- Wu, Z.Y. (2004). *Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et fatigue*. Thèse de l'école nationale des ponts et chaussées.

Annexes

Annexe A : Géométrie de l'ensemble des push-out réalisés	147
Annexe B : Détails des résultats des essais push-out	150
Annexe C : Géométrie de l'ensemble des poutres de la partie bibliographie.....	155
Annexe D : Géométrie, ferrailage, chargement et positions des jauges de l'ensemble des poutres réalisées	158
Annexe E : Relevé des fissures, flèche centrale et déformations dans les jauges des poutres à comportement instantané.....	163
Annexe F : Résultats théoriques des poutres pour le comportement instantané.....	181
Annexe G : Géométrie, ferrailage, chargement et positions des jauges des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17 + relevé des fissures.....	185
Annexe H : Données des poutres AB9, AB16 et AB17	191

Annexe A : Géométrie de l'ensemble des push-out réalisés

La figure A.1 représente la géométrie des séries PO4-100, PO5-100 et PO8-100.

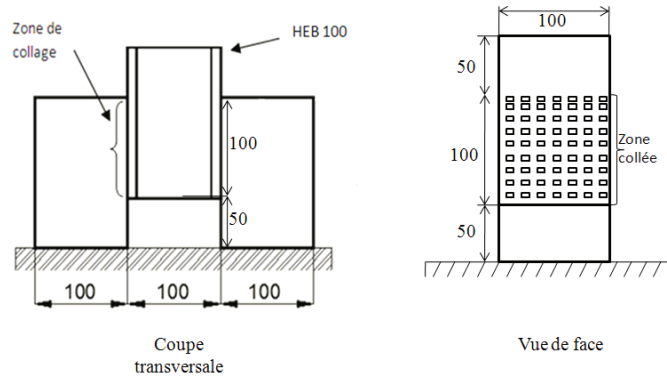


Figure A.104 : PO_100

La figure A.2 représente la géométrie des séries PO4-200, PO5-200 et PO8-200.

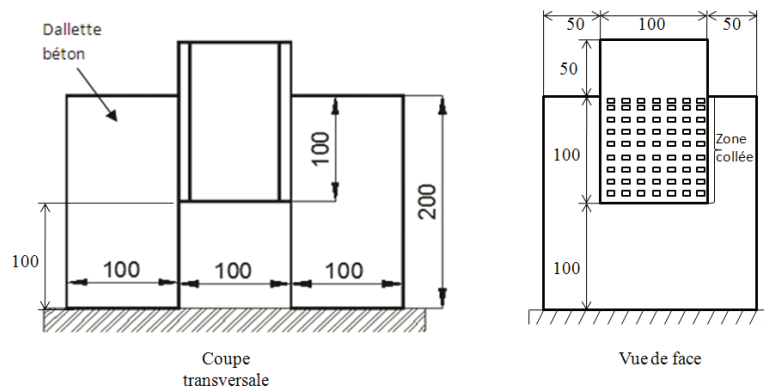


Figure A.105 : PO_200 avec hauteur libre de 100 mm

La figure A.3 représente la géométrie de la série PO6 avec rainures de colle.

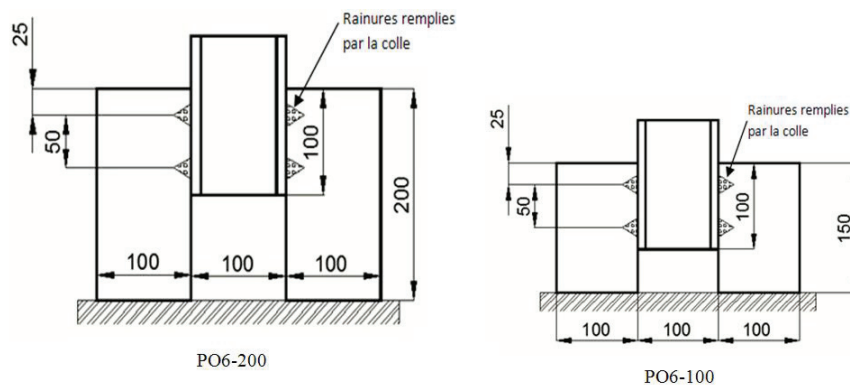


Figure A.106 : Série PO6 avec rainures

La figure A.4 représente la géométrie des séries PO7, PO14, PO15 et PO16 avec une hauteur libre égale à 50 mm.

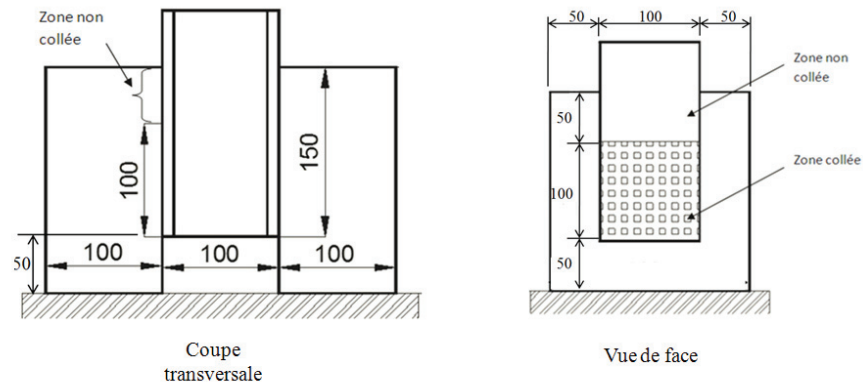


Figure A.107 : Séries avec une hauteur libre de 50 mm

La figure A.5 représente la géométrie des différentes séries avec une hauteur libre de 20 mm.

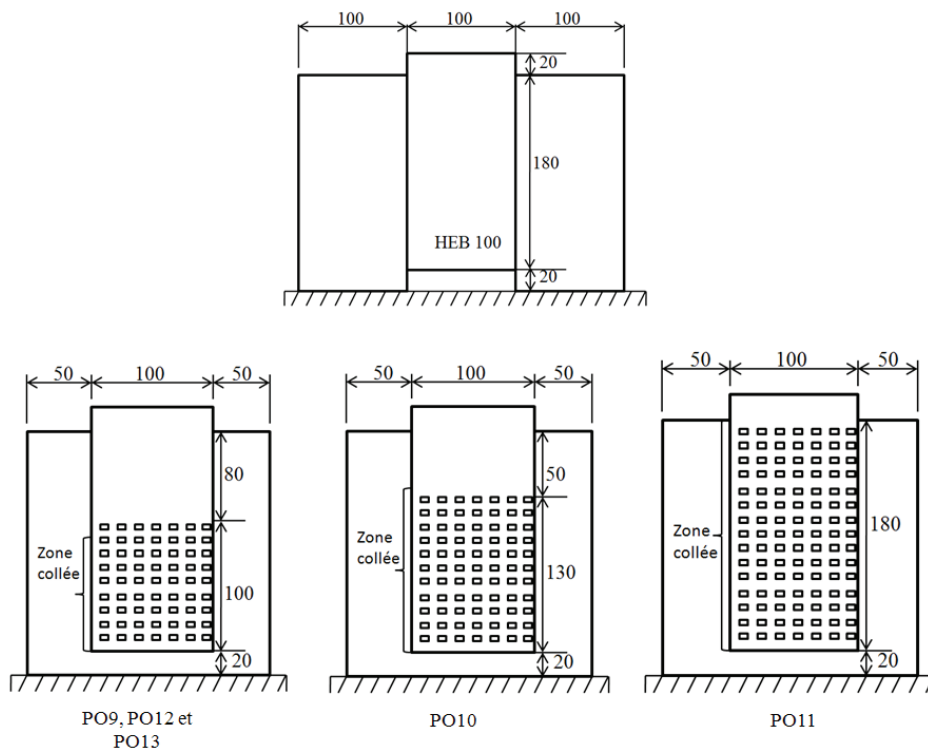


Figure A.108 : Séries PO9 à PO13

La figure A.6 représente la géométrie de la série PO17 avec rainures et une hauteur libre de 50 mm.

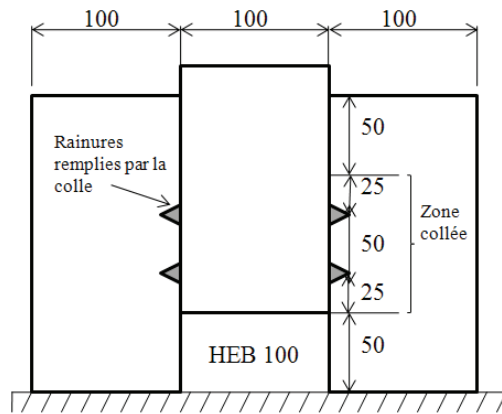


Figure A.109 : Série PO17

La figure A.7 représente la géométrie PO18 et PO19.

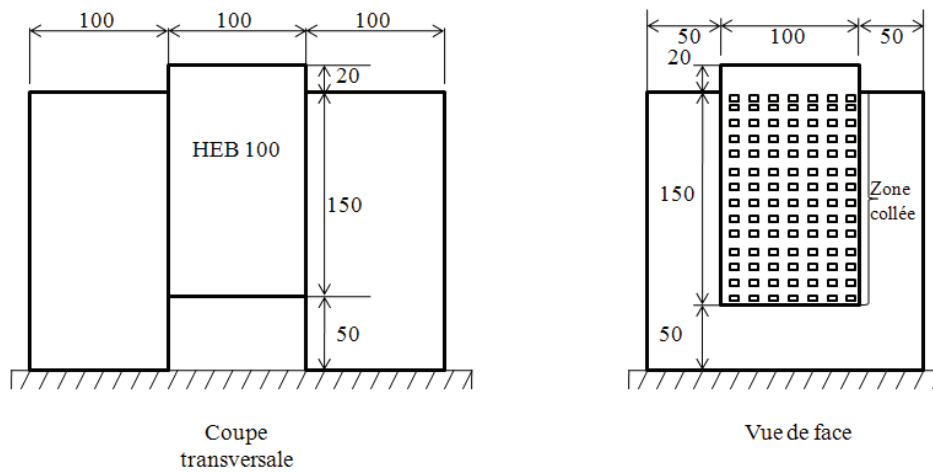


Figure A.110 : Séries PO18 et PO19

Annexe B : Détails des résultats des essais push-out

Tableau B.29 : Séries PO4 à PO6

Corps d'épreuve	Taille dallettes	Surface de collage mm ²	Force à rupture	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type		
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³		kN		MPa			MPa	MPa
PO4-100-1	100 × 100 × 150	20000	34.5	Cohésif béton	1.7	2	0.4		
PO4-100-2			45.5	Cohésif béton	2.3				
PO4-100-3			87	Cohésif béton	4.4				
PO5-100-1					38	Cohésif béton	1.9	2.4	1.3
PO5-100-2					78	Cohésif béton	3.9		
PO5-100-3					28.5	Cohésif béton	1.4		
PO6-100-1					127	Cohésif béton	6.4	6	1.2
PO6-100-2					91	Cohésif béton	4.6		
PO6-100-3					140	Cohésif béton	7		
PO4-200-1			100 × 200 × 200	20000	60	Cohésif béton	3	2.6	0.4
PO4-200-2					53.5	Cohésif béton	2.7		
PO4-200-3					43.5	Cohésif béton	2.2		
PO5-200-1					45.5	Cohésif béton	2.3	3.9	2.2
PO5-200-2					60.5	Cohésif béton	3		
PO5-200-3					128.5	Cohésif béton	6.4		
PO6-200-1					144	Cohésif béton	7.2	7.5	0.3
PO6-200-2					155	Cohésif béton	7.8		
PO6-200-3					152	Cohésif béton	7.6		

Tableau B.30 : *Séries PO7 et PO8*

Corps d'épreuve	Taille dalles	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO7-200-1	100 × 100 × 150	20000	132.0	Cohésif béton	6.60	6.07	0.44
PO7-200-2			121.0	Cohésif béton	6.05		
PO7-200-3			130.0	Cohésif béton	6.50		
PO7-200-4			111.5	Cohésif béton	5.58		
PO7-200-5			111.0	Cohésif béton	5.55		
PO7-200-6			123.0	Cohésif béton	6.15		
PO8-200-1	100 × 200 × 200	20000	53.5	Cohésif béton	2.68	5.53	2.93
PO8-200-2			153.0	Cohésif béton	7.65		
PO8-200-3			47.0	Cohésif béton	2.35		
PO8-200-4			191.0	Cohésif béton	9.55		
PO8-200-5			138.0	Cohésif béton	6.90		
PO8-200-6			81.0	Cohésif béton	4.05		
PO8-100-1	100 × 100 × 150	20000	37.0	Cohésif béton	1.85	4.37	2.32
PO8-100-2			120.5	Cohésif béton	6.03		
PO8-100-3			35.3	Cohésif béton	1.77		
PO8-100-4			99.5	Cohésif béton	4.98		
PO8-100-5			152.5	Cohésif béton	7.63		
PO8-100-6			80.0	Cohésif béton	4.00		

Tableau B.31 : Séries PO9 à PO11

Corps d'épreuve	Taille dallettes	Surface de collage	Force à rupture	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³	mm ²	kN		MPa	MPa	MPa
PO9-200-1	100 × 200 × 200	20000	126.0	Cohésif béton	6.30	6.56	0.85
PO9-200-2			121.0	Cohésif béton	6.05		
PO9-200-3			164.5	Cohésif béton	8.23		
PO9-200-4			127.0	Cohésif béton	6.35		
PO9-200-5			131.5	Cohésif béton	6.58		
PO9-200-6			117.0	Cohésif béton	5.85		
PO10-200-1	100 × 200 × 200	26000	172.0	Cohésif béton	6.62	6.40	1.51
PO10-200-2			134.0	Cohésif béton	5.15		
PO10-200-3			146.0	Cohésif béton	5.62		
PO10-200-4			148.0	Cohésif béton	5.69		
PO10-200-5			232.0	Cohésif béton	8.92		
PO11-200-1	100 × 200 × 200	36000	194.0	Cohésif béton	5.39	7.41	1.51
PO11-200-2			278.0	Cohésif béton	7.72		
PO11-200-3			285.0	Cohésif béton	7.92		
PO11-200-4			239.0	Cohésif béton	6.64		
PO11-200-5			248.0	Cohésif béton	6.89		
PO11-200-6			356.0	Cohésif béton	9.89		

Tableau B.32 : Détail des résultats des essais push-out des séries PO12 et PO13

Corps d'épreuve	Taille dallettes	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO12-1	100 × 200 × 200	20000	132.0	Cohésif béton	6.60	7.88	1.85
PO12-2			144.0	Cohésif béton	7.20		
PO12-3			107.0	Cohésif béton	5.35		
PO12-4			206.0	Cohésif béton	10.30		
PO12-5			190.0	Cohésif béton	9.50		
PO12-6			166.0	Cohésif béton	8.30		
PO13-1	100 × 200 × 200	20000	106.0	Cohésif béton	5.30	4.87 6.47*	3.14 2.46*
PO13-2			31.8	Cohésif béton	1.59 *		
PO13-3			129.8	Cohésif béton	6.49		
PO13-4			34.3	Cohésif béton	1.72 *		
PO13-5			197.8	Cohésif béton	9.89		
PO13-6			84.1	Cohésif béton	4.21		

* en enlevant les valeurs de PO13-2 et PO13-4

Tableau B.33 : Détail des résultats des essais push-out des séries PO14 et PO15

Corps d'épreuve	Taille dallettes	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO14-1	100 × 200 × 200	20000	101.0	Cohésif béton	5.05	6.01	1.30
PO14-2			109.5	Cohésif béton	5.48		
PO14-3			131.0	Cohésif béton	6.55		
PO14-4			134.5	Cohésif béton	6.73		
PO14-5			87.0	Cohésif béton	4.35		
PO14-6			158.5	Cohésif béton	7.93		
PO15-1	100 × 200 × 200	20000	100.5	Cohésif colle/adhésif	5.03	5.56	1.22
PO15-2			93.0	Cohésif colle/adhésif	4.65		
PO15-3			102.0	Cohésif colle/adhésif	5.10		
PO15-4			134.0	Cohésif colle/adhésif	6.70		
PO15-5			149.0	Cohésif colle/adhésif	7.45		
PO15-6			89.0	Cohésif colle/adhésif	4.45		

Tableau B.34 : Détail des résultats des essais push-out de la série PO16

Corps d'épreuve	Taille dallettes	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO16-1	100 × 200 × 200	20000	202	Cohésif béton	10.10	10.20	2.09
PO16-2			206.0	Cohésif béton	10.30		
PO16--3			166.0	Cohésif béton	8.30		
PO16-4			284.0	Cohésif béton	14.20		
PO16-5			186.0	Cohésif béton	9.30		
PO16-6			180.0	Cohésif béton	9.00		

Tableau B.35 : détail des résultats des essais push-out de la série PO17

Corps d'épreuve	Taille dalles	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO17-1	100 × 200 × 200	20000	155	Cohésif béton	7.75	6.86	1.94
PO17-2			193.0	Cohésif béton	9.65		
PO17-3			157.5	Cohésif béton	7.88		
PO17-4			120.0	Cohésif béton	6.00		
PO17-5			114.0	Cohésif béton	5.70		
PO17-6			84.0	Cohésif béton	4.20		

Tableau B.36 : Séries PO18 et PO19

Corps d'épreuve	Taille dalles	Surface de collage mm ²	Force à rupture kN	Mode de ruine	Contrainte à rupture	Contrainte à rupture moyenne	Ecart type MPa
	Ep. × Larg. × Haut. mm ³				MPa	MPa	
PO18-1	100 × 200 × 200	30000	214.0	Cohésif béton	7.13	5.63	1.24
PO18-2			169.0	Cohésif béton	5.63		
PO18-3			132.0	Cohésif béton	4.40		
PO18-4			162.0	Cohésif béton	5.40		
PO18-5			210.0	Cohésif béton	7.00		
PO18-6			126.0	Cohésif béton	4.20		
PO19-1	100 × 200 × 200	30000	268.0	Mixte	8.93	8.08	1.30
PO19-2			186.0	Mixte	6.20		
PO19-3			215.0	Mixte	7.17		
PO19-4			226.0	Mixte	7.53		
PO19-5			277.0	Mixte	9.23		
PO19-6			282.0	Mixte	9.40		

Annexe C : Géométrie de l'ensemble des poutres de la partie bibliographique

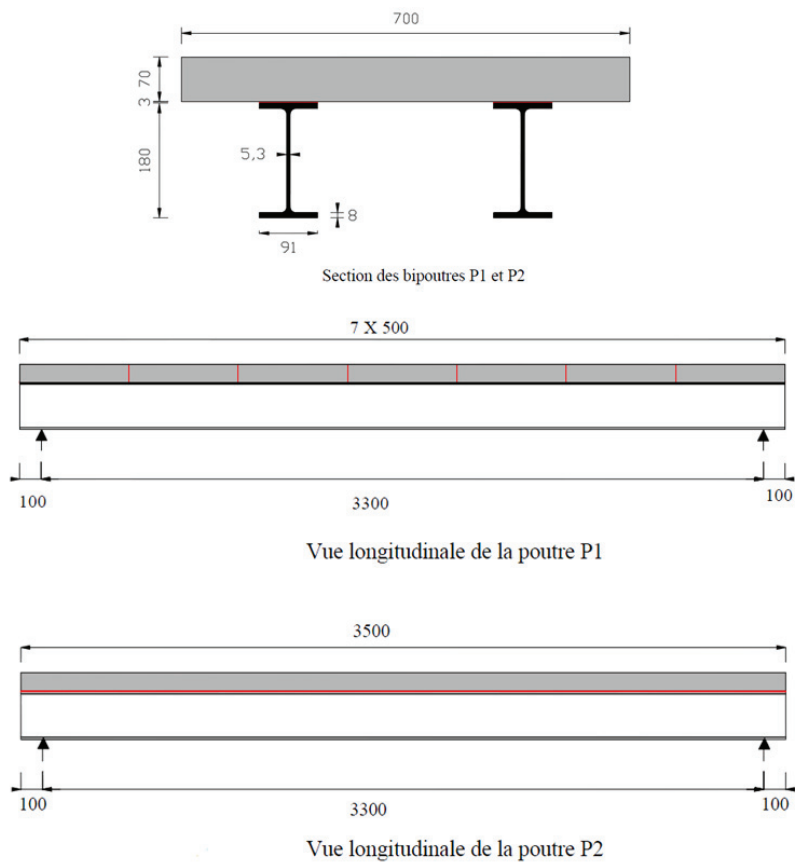


Figure C.111 : P1&P2 [Bouzaoui, 2005]

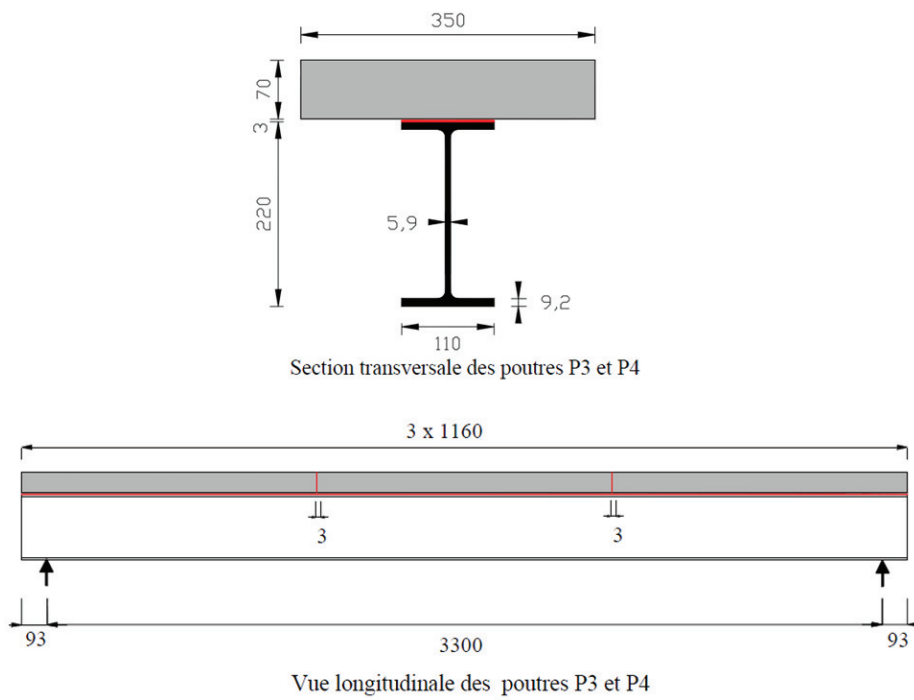
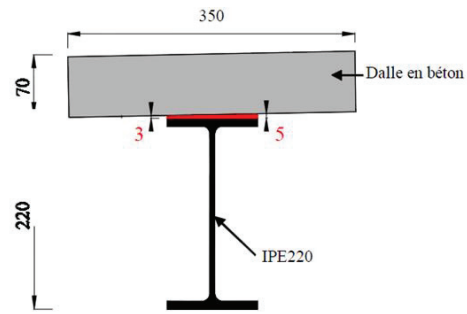
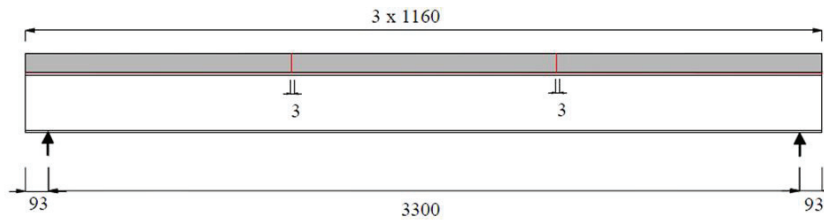


Figure C.112 : P3&P4 [Bouzaoui, 2005]

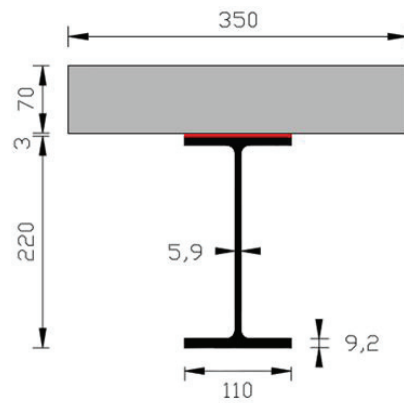


Section transversale de la poutre P5

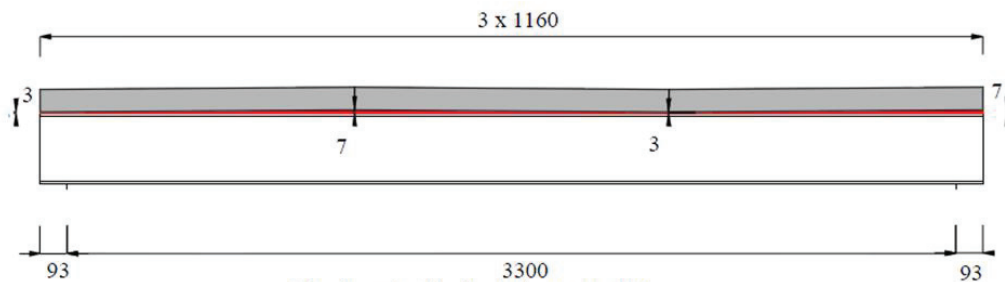


Vue longitudinale de la poutre P5

Figure C.113 : P5 [Bouazaoui, 2005]

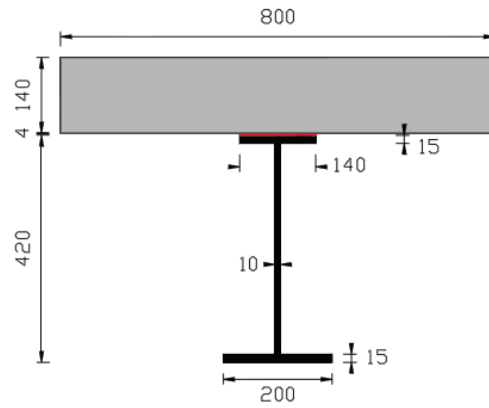


Section transversale de la poutre P6

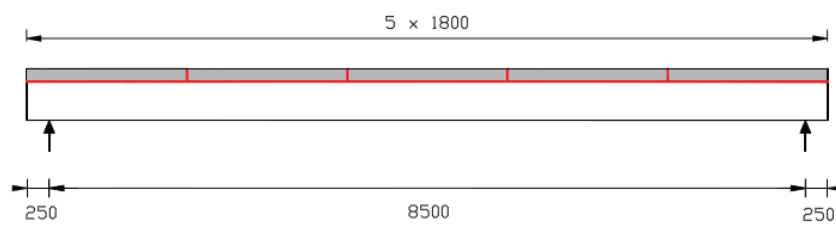


Vue longitudinale de la poutre P6

Figure C.114 : P6 [Bouazaoui, 2005]



Section transversale de la poutre P7



Vue longitudinale de la poutre P7

Figure C.115 : P7 [Bouazaoui, 2005]

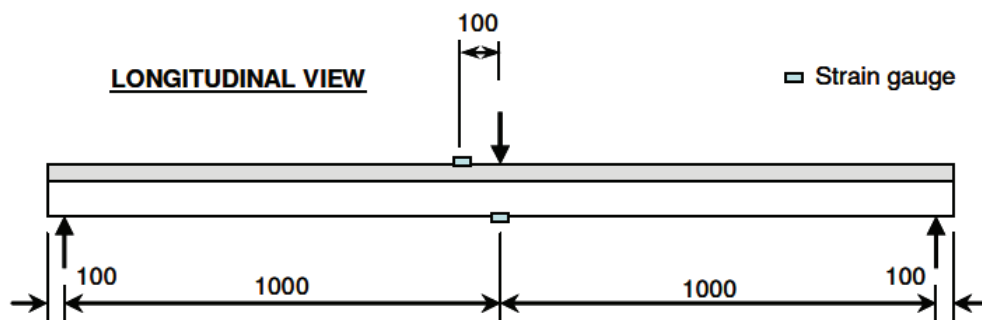
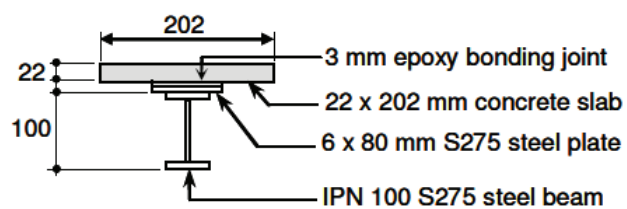
**TRANSVERSAL VIEW**

Figure C.116 : Géométrie de la poutre AB0 [Jurkiewicz et al., 2008]

Annexe D : Géométrie, ferrailage, chargement et positions des jauges de l'ensemble des poutres réalisées

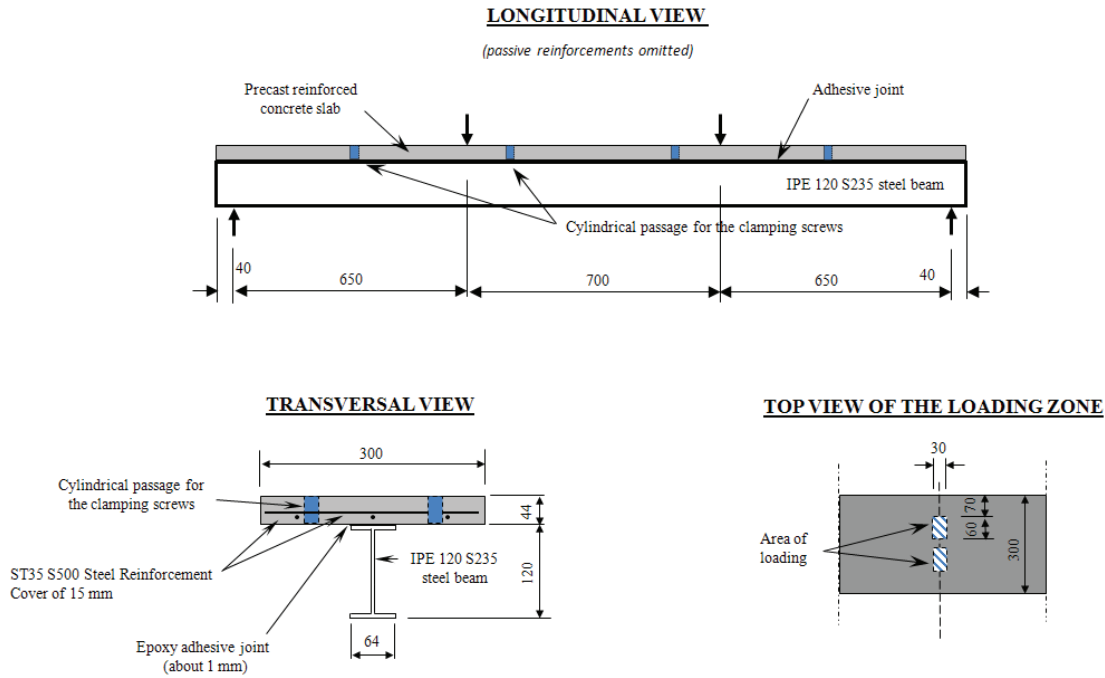


Figure D.117 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB4

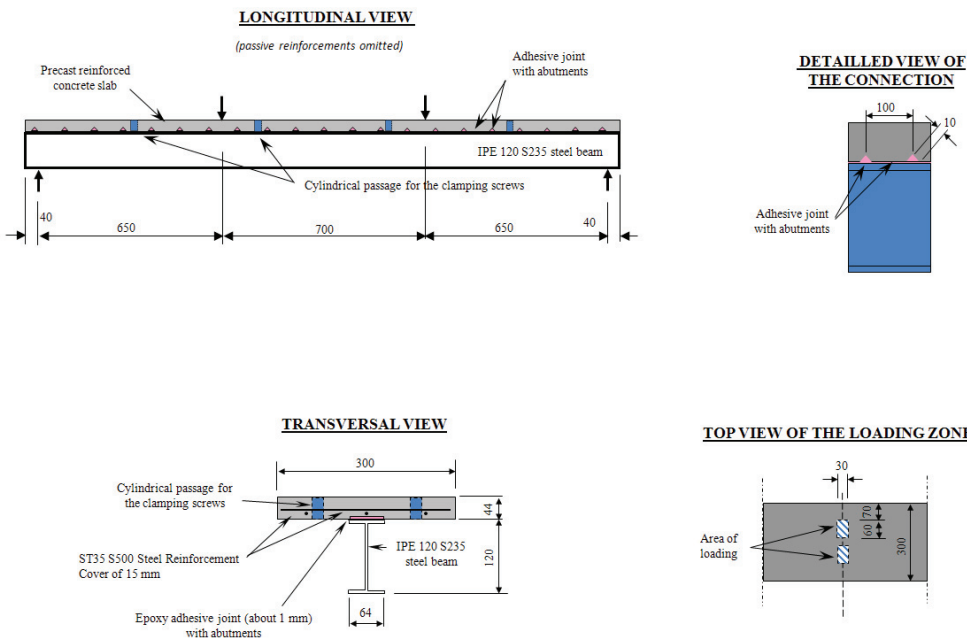


Figure D.118 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB5

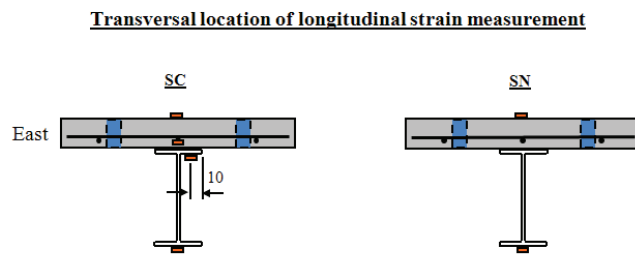
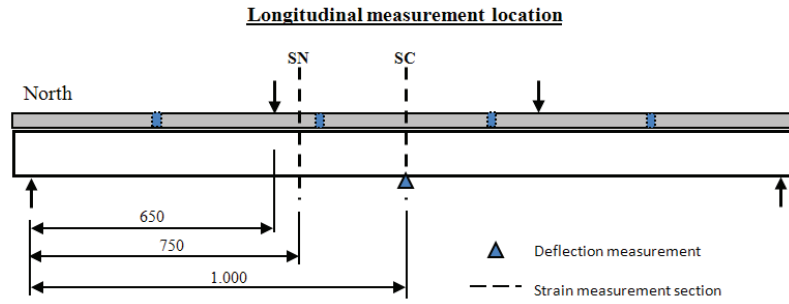


Figure D.119 : Positions des jauges sur AB4 et AB5

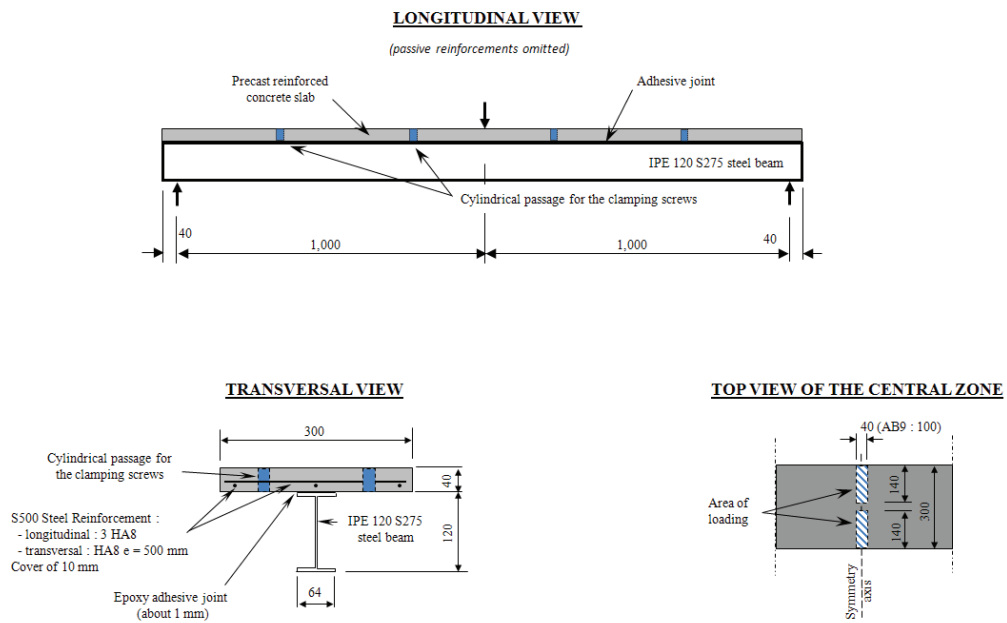
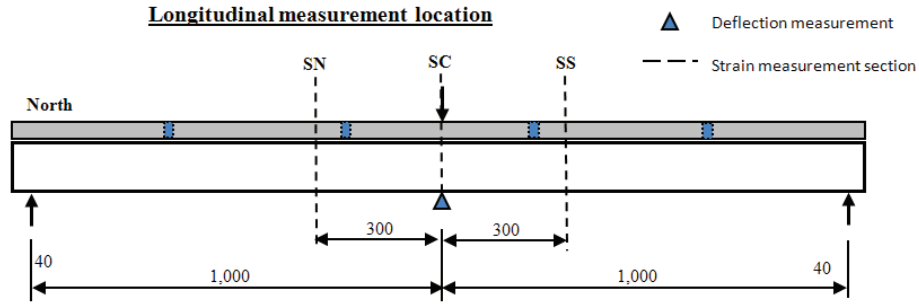


Figure D.120 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB6 et AB8



TRANSVERSAL VIEW

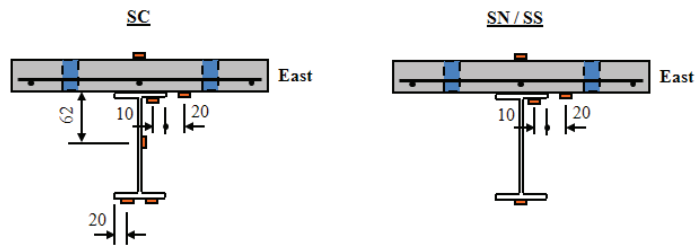


Figure D.121 : Positions des jauges pour AB6 et AB8

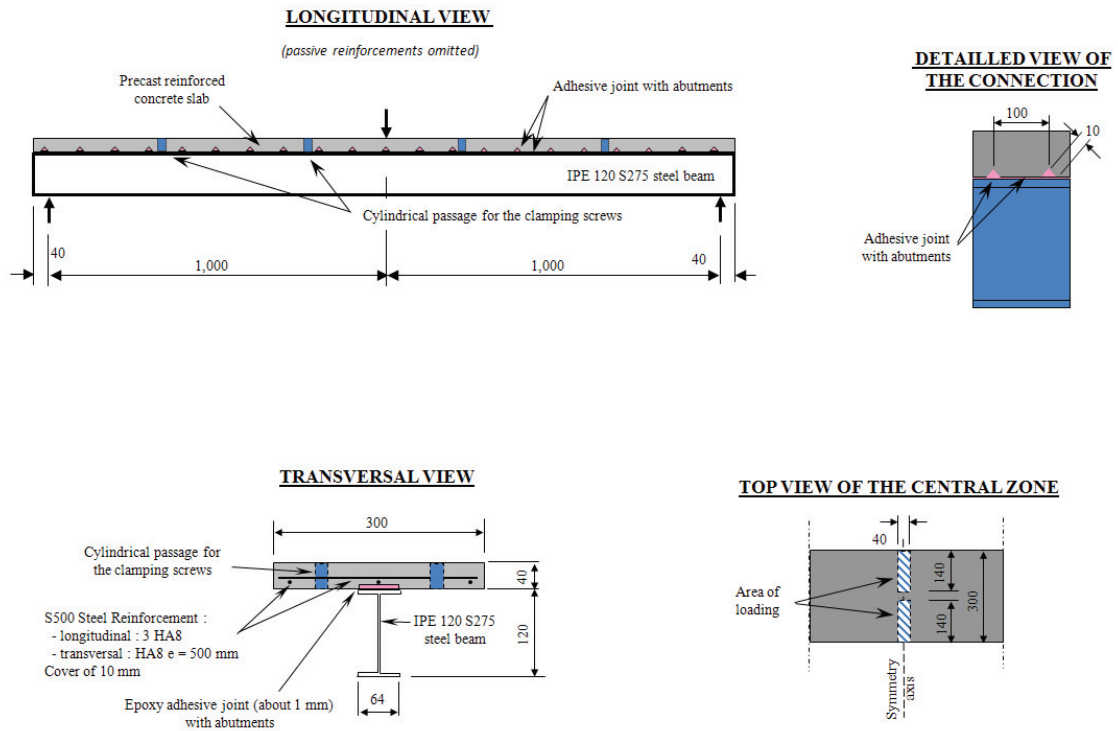
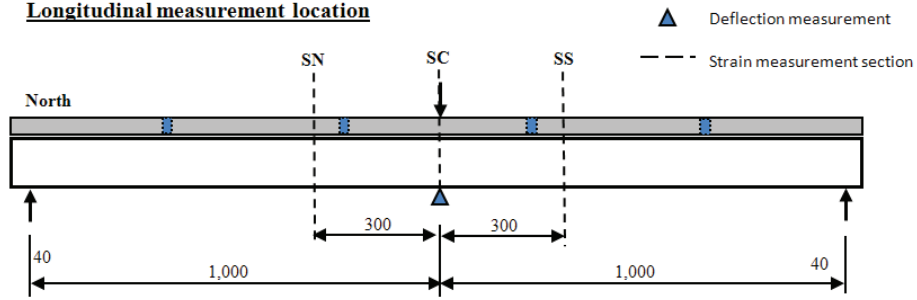


Figure D.122 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB7

Longitudinal measurement location



TRANSVERSAL VIEW

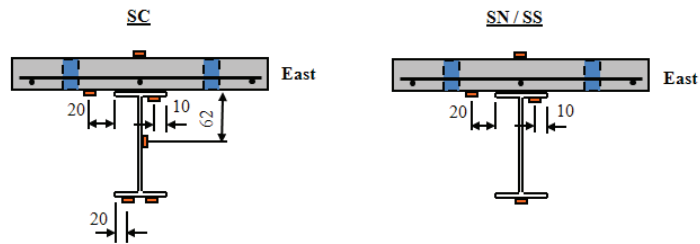
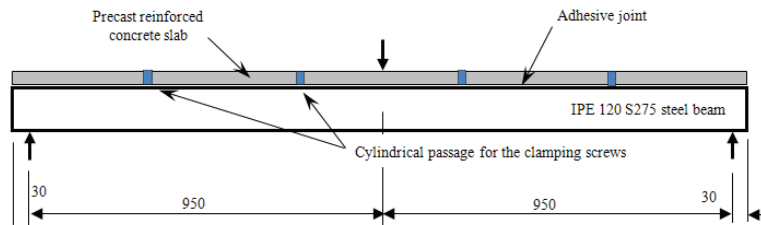


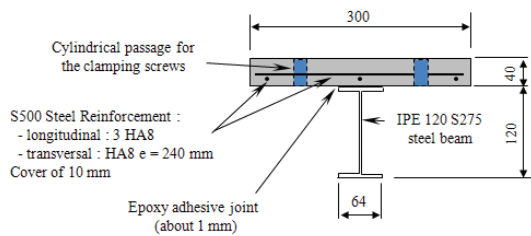
Figure D.123 : Positions des jauges pour AB7

LONGITUDINAL VIEW

(passive reinforcements omitted)



TRANSVERSAL VIEW



TOP VIEW OF THE CENTRAL ZONE

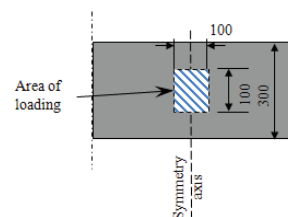


Figure D.124 : Géométrie, ferrailage et chargement des poutres AB13 et AB15

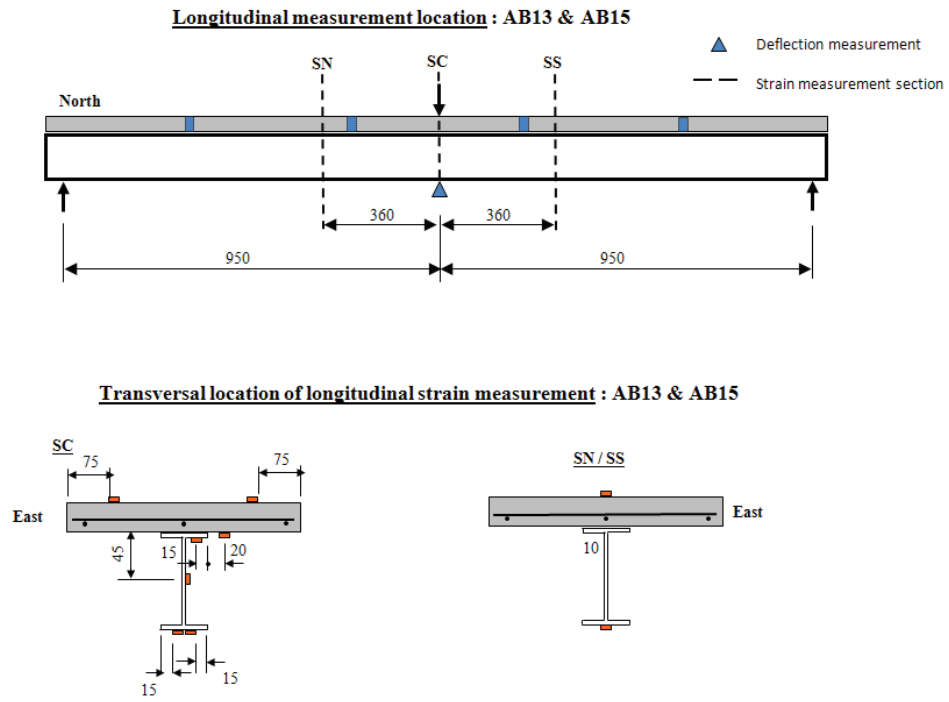


Figure D.125 : Positions des jauges pour AB13 et AB15

Annexe E : Relevé des fissures, flèche centrale et déformations dans les jauges des poutres à comportement instantané

E.1 Relevé des fissures des poutres :

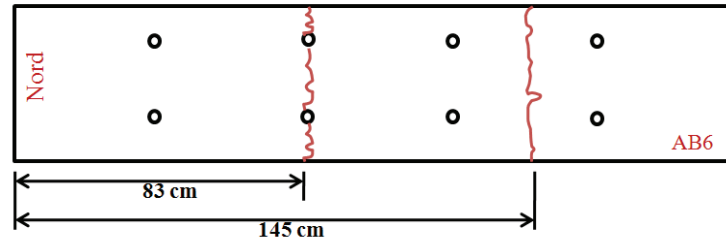


Figure E.126 : Relevé des fissures pour la poutre AB6

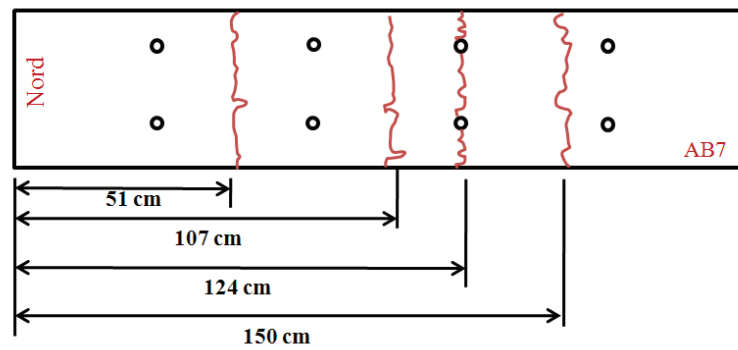


Figure E.127 : Relevé des fissures pour la poutre AB7

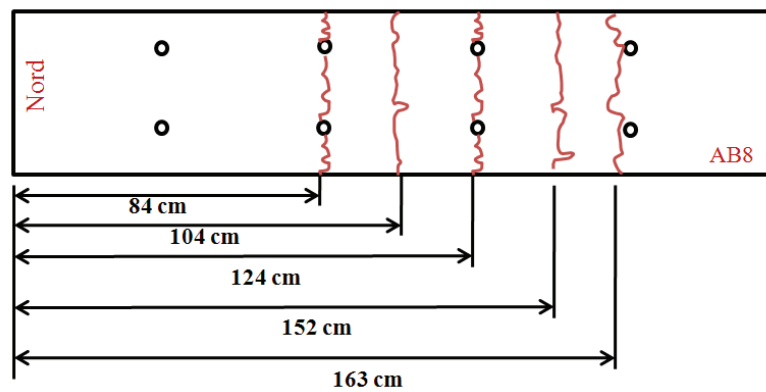


Figure E.128 : Relevé des fissures pour la poutre AB8

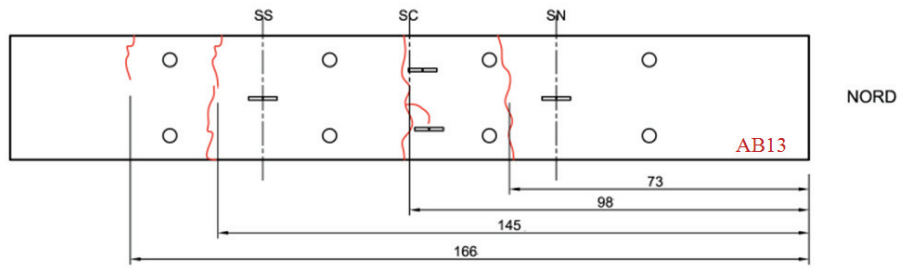


Figure E.129 : Relevé des fissures pour la poutre AB13

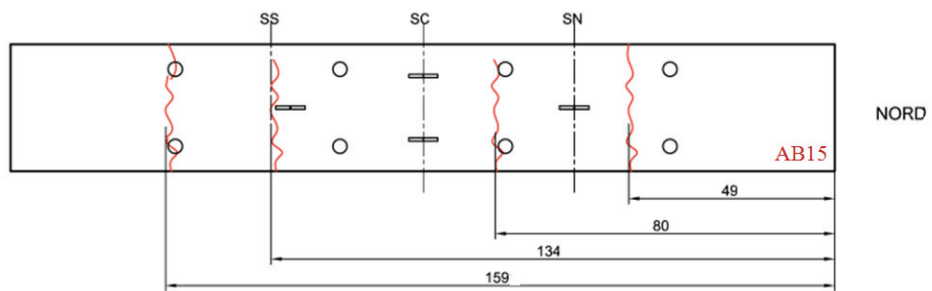


Figure E.130 : Relevé des fissures pour la poutre AB15

E.2 Données expérimentales des essais poutres :

E.2.1 Poutre AB4

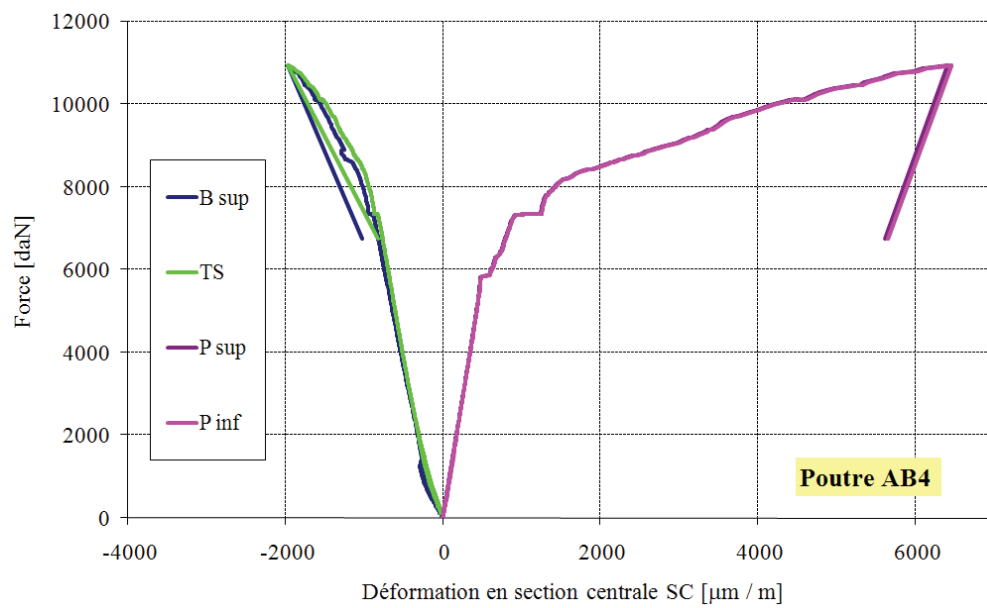


Figure E.131 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB4

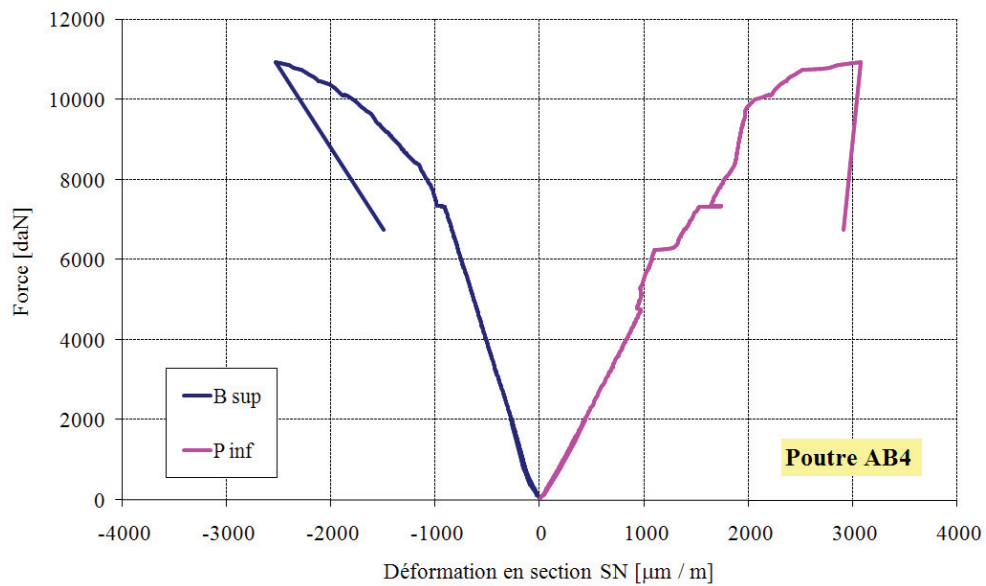


Figure E.132 : Déformations en Section Nord de la poutre AB4

E.2.2 Poutre AB5

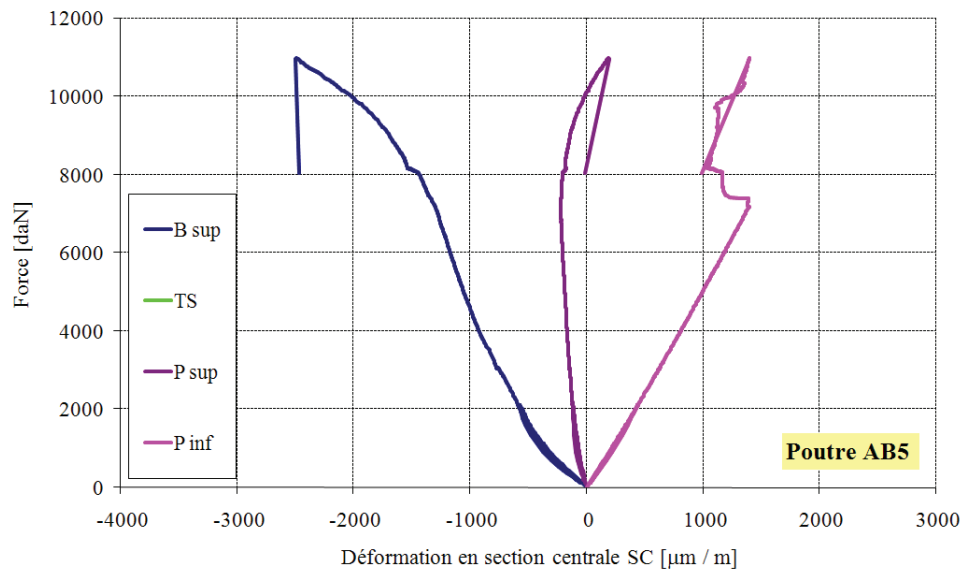


Figure E.133 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB5

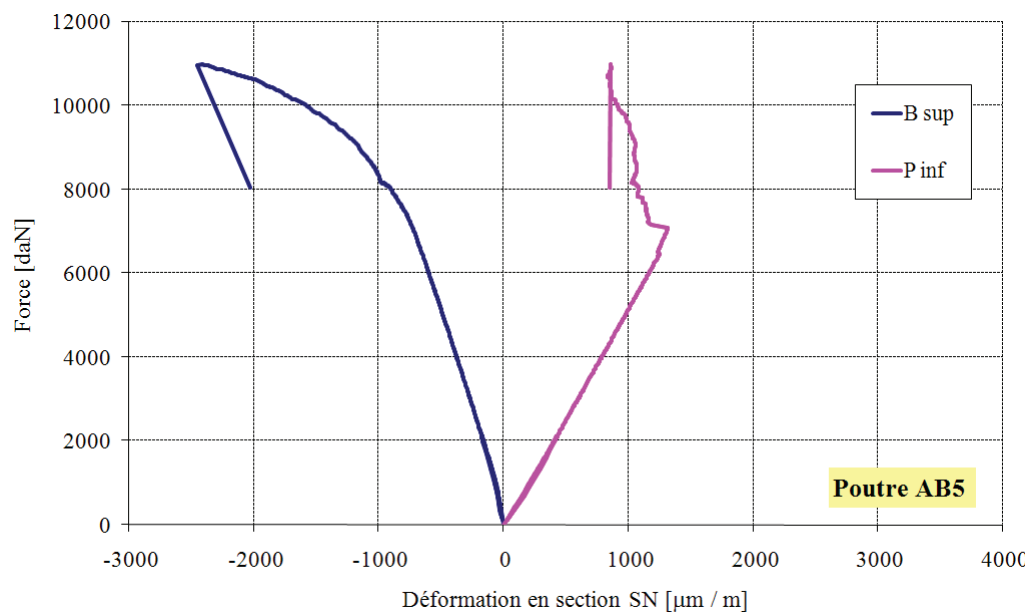


Figure E.134 : Déformations en Section Nord de la poutre AB5

E.2.3 Poutre AB6

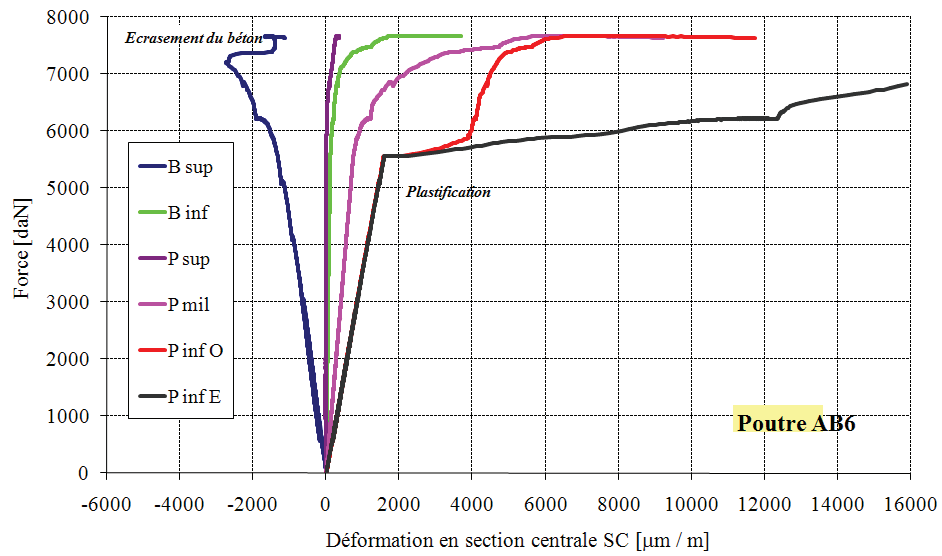


Figure E.135 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB6

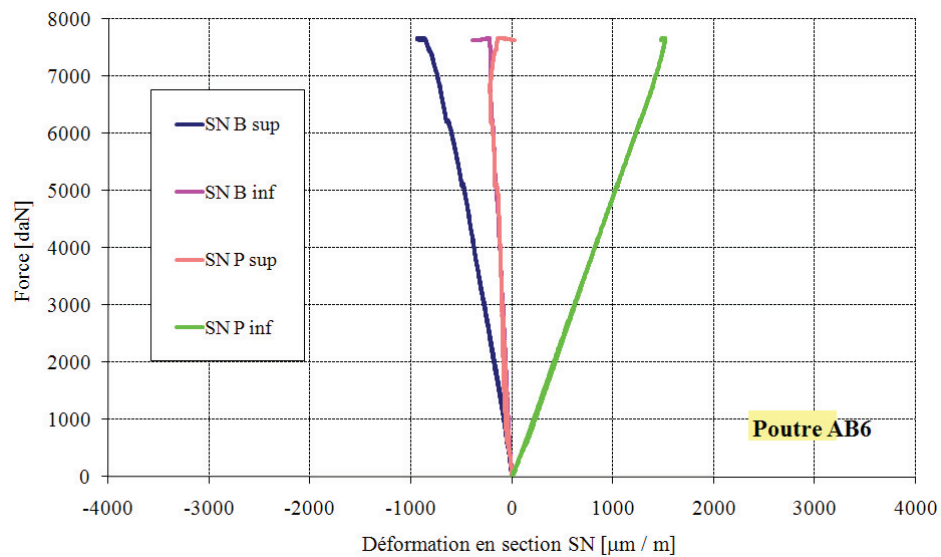


Figure E.136 : Déformations en Section Nord de la poutre AB6

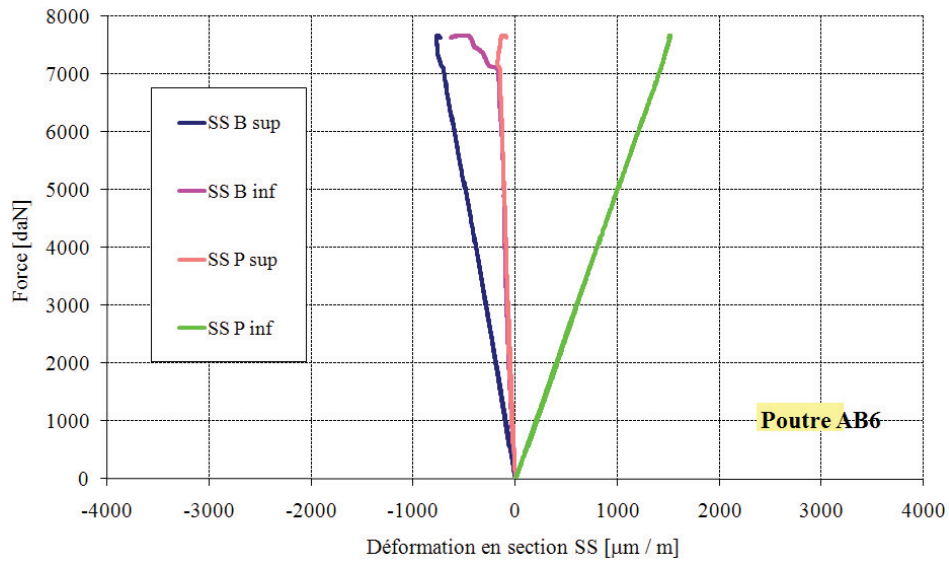


Figure E.137 : Déformations en Section Sud de la poutre AB6

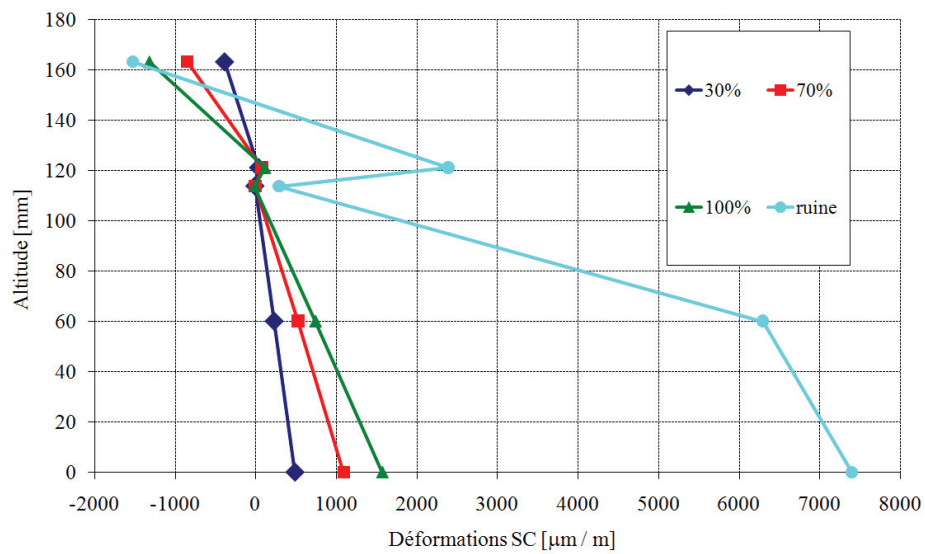


Figure E.138 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)

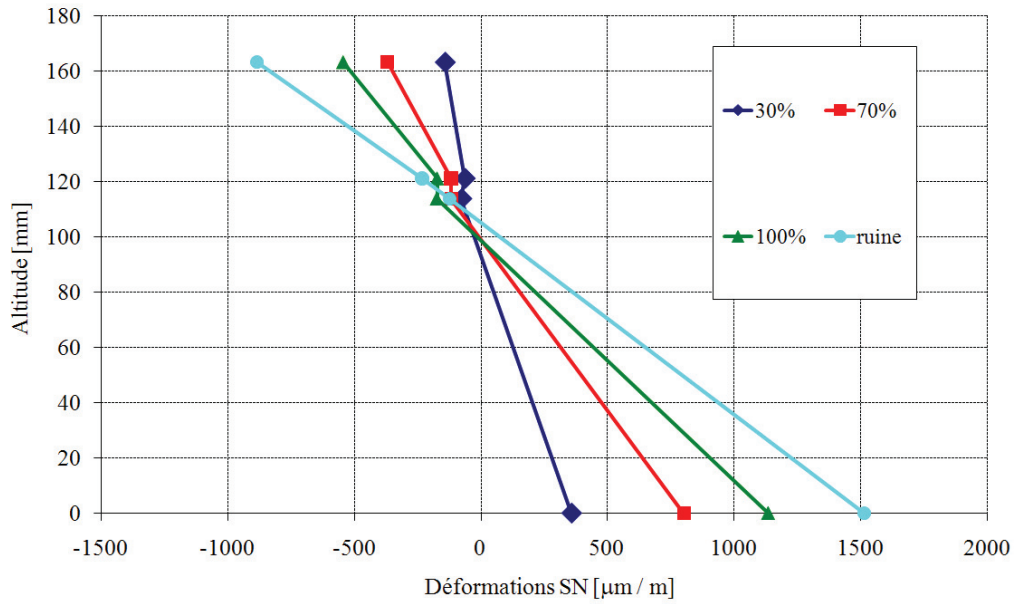


Figure E.139 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)

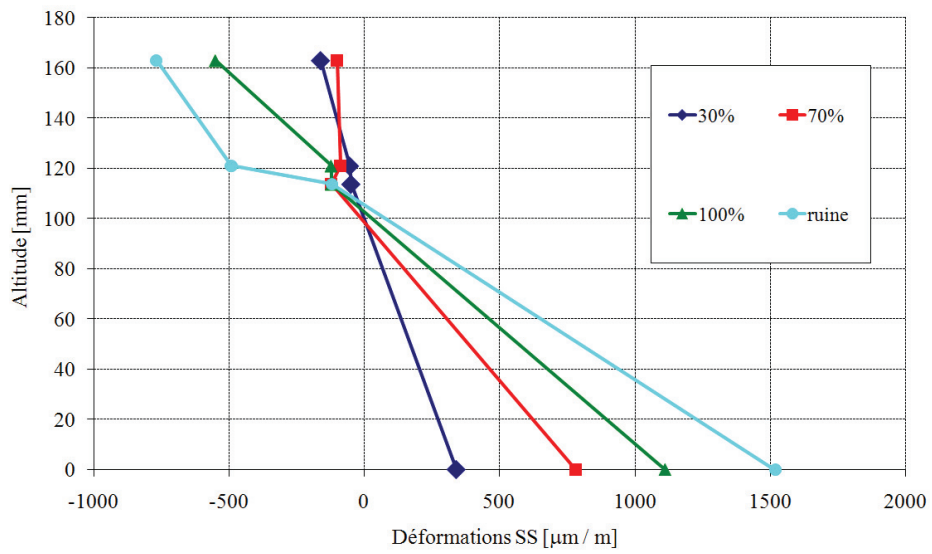


Figure E.140 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)

E.2.4 Poutre AB7

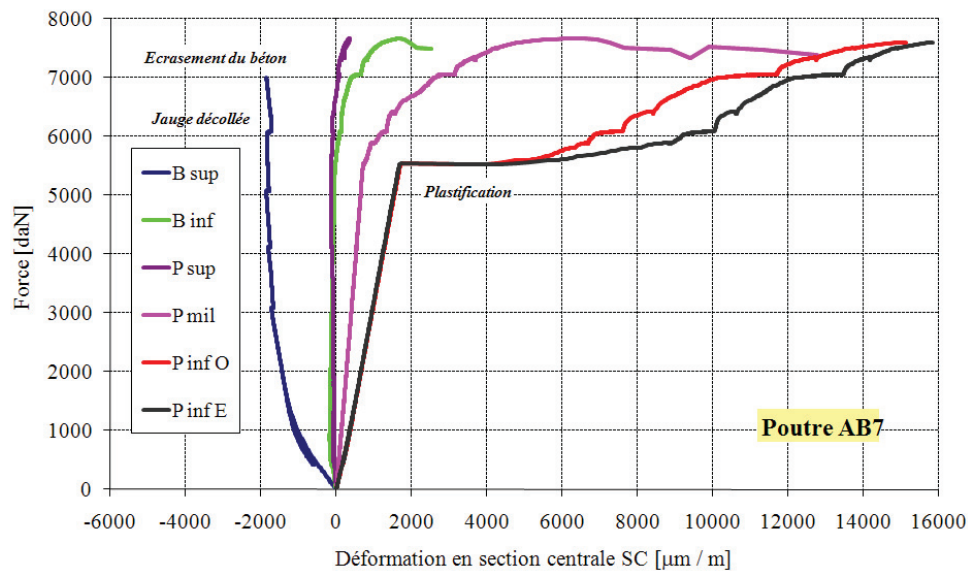


Figure E.141 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB7

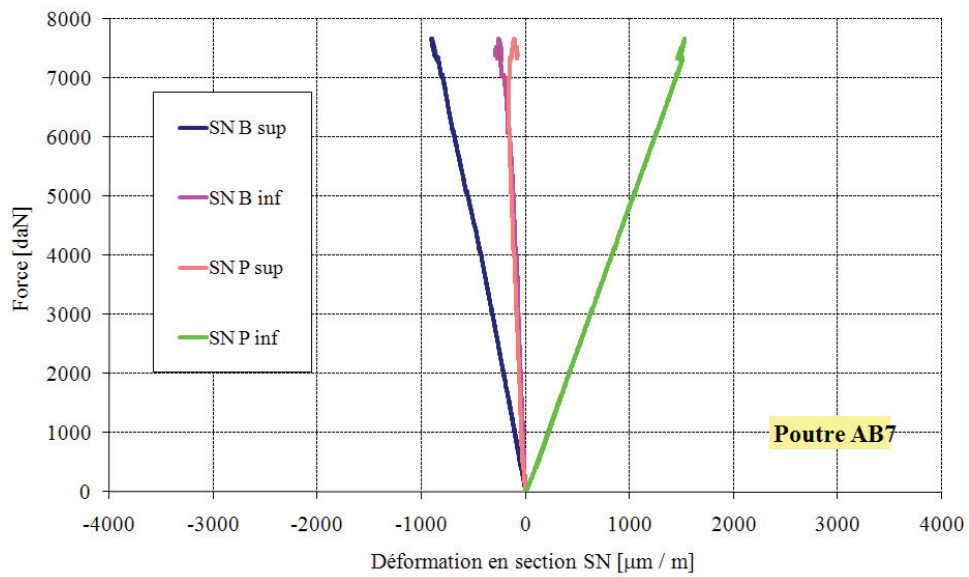


Figure E.142 : Déformations en Section Nord de la poutre AB7

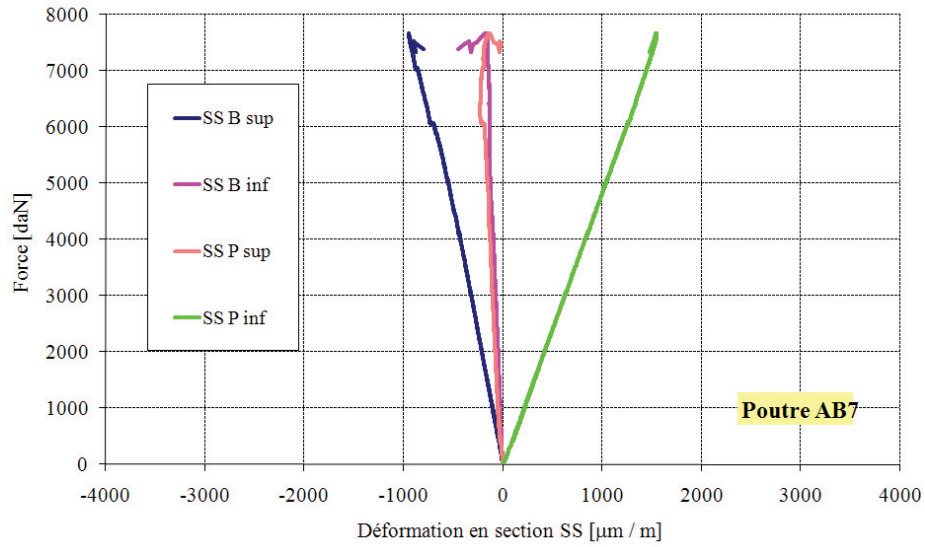


Figure E.143 : Déformations en Section Sud de la poutre AB7

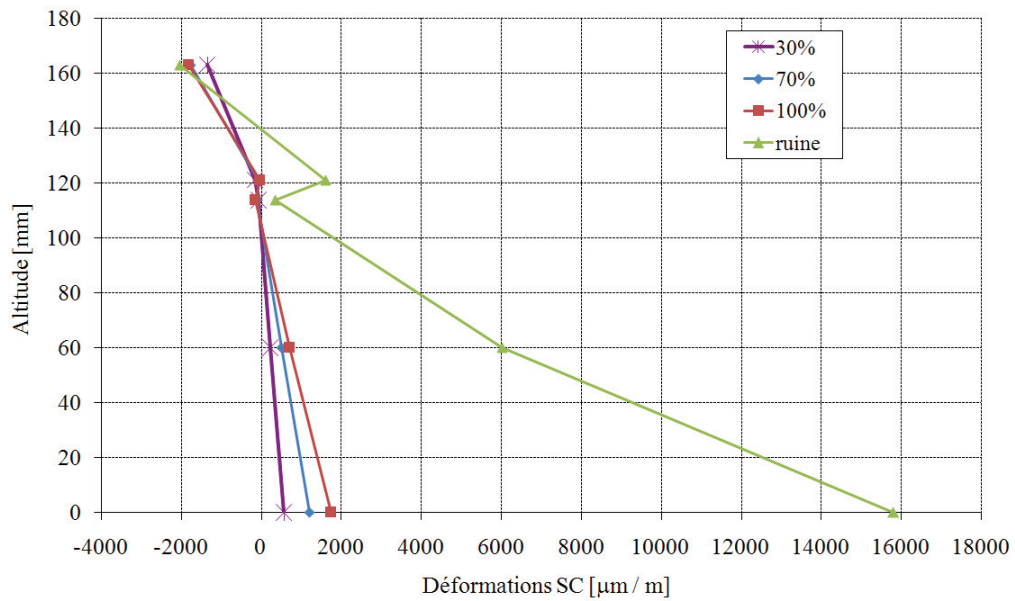


Figure E.144 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)

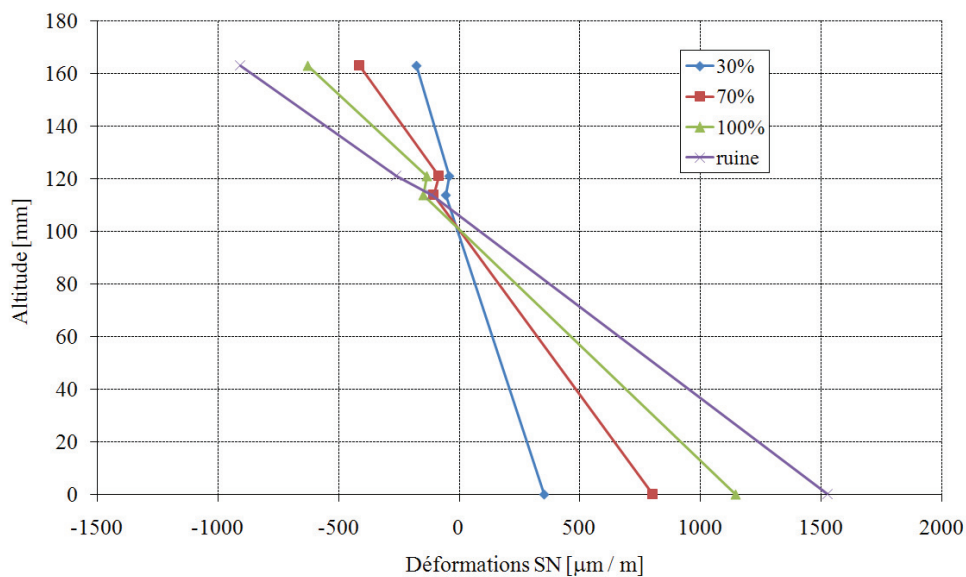


Figure E.145 : *Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)*

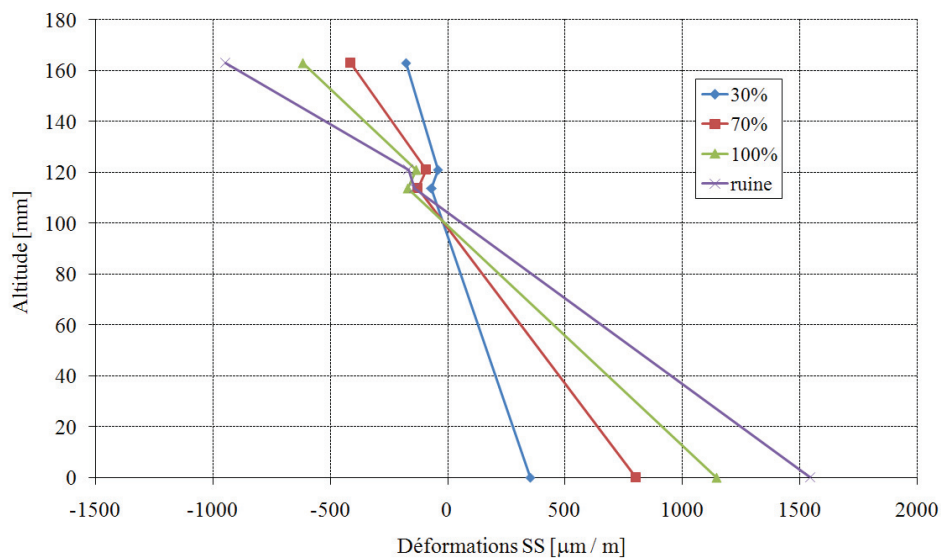


Figure E.146 : *Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)*

E.2.5 Poutre AB8

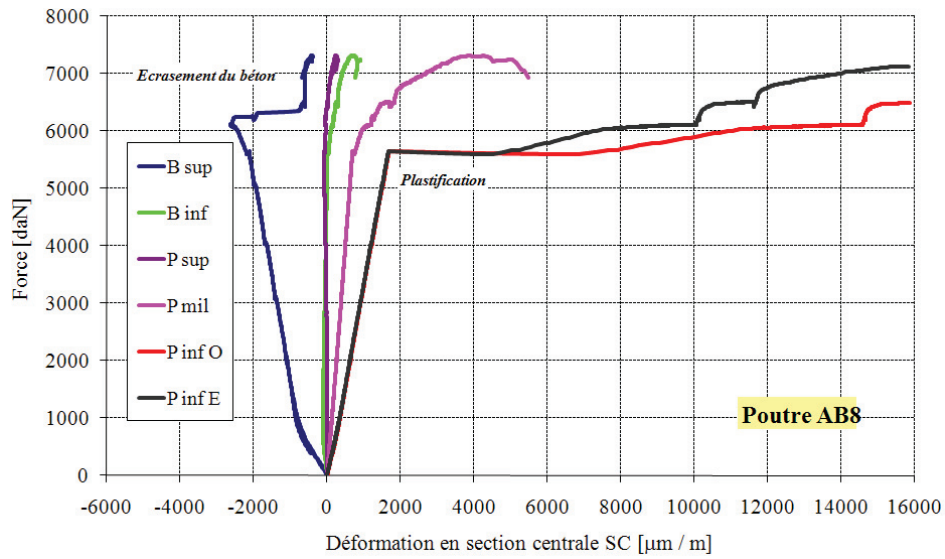


Figure E.147 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB8

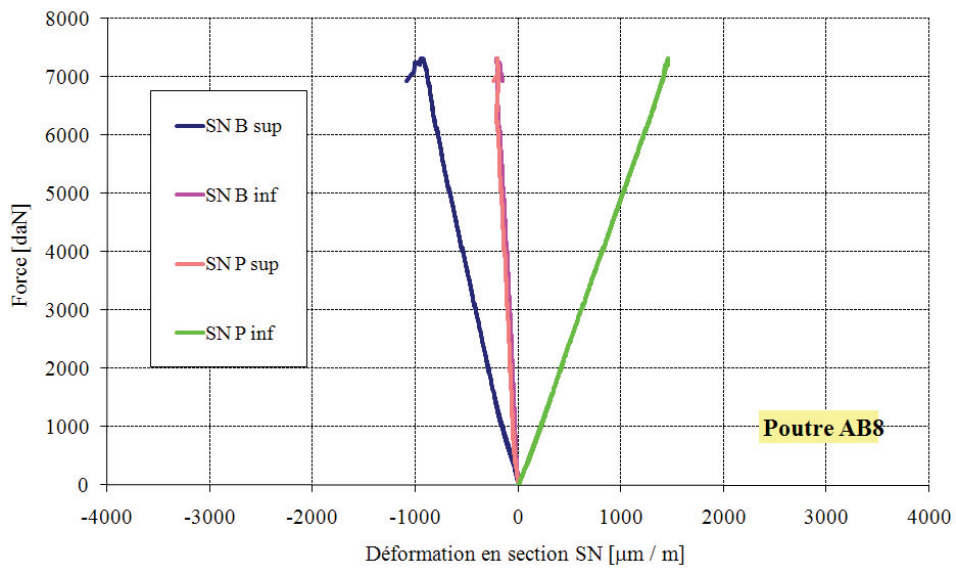


Figure E.148 : Déformations en Section Nord de la poutre AB8

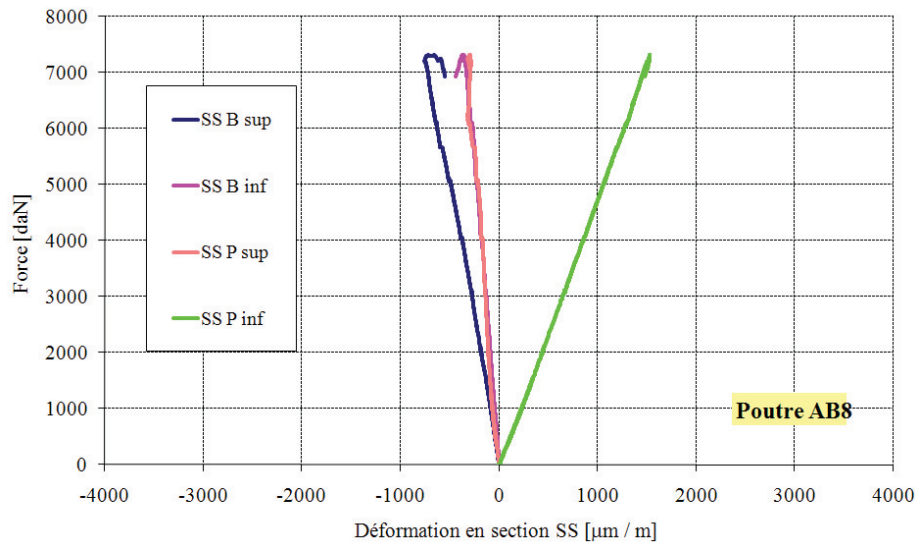


Figure E.149 : Déformations en Section Sud de la poutre AB8

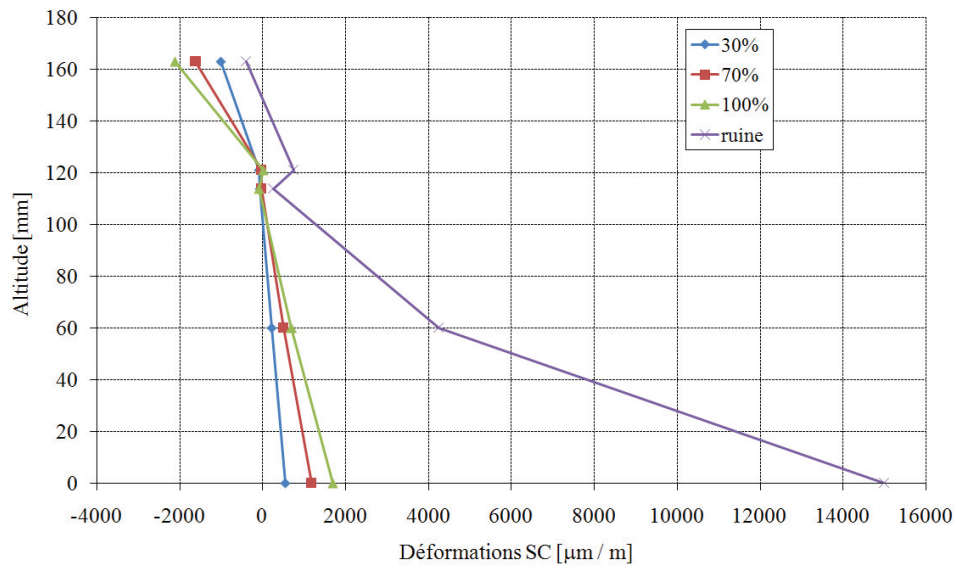


Figure E.150 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)

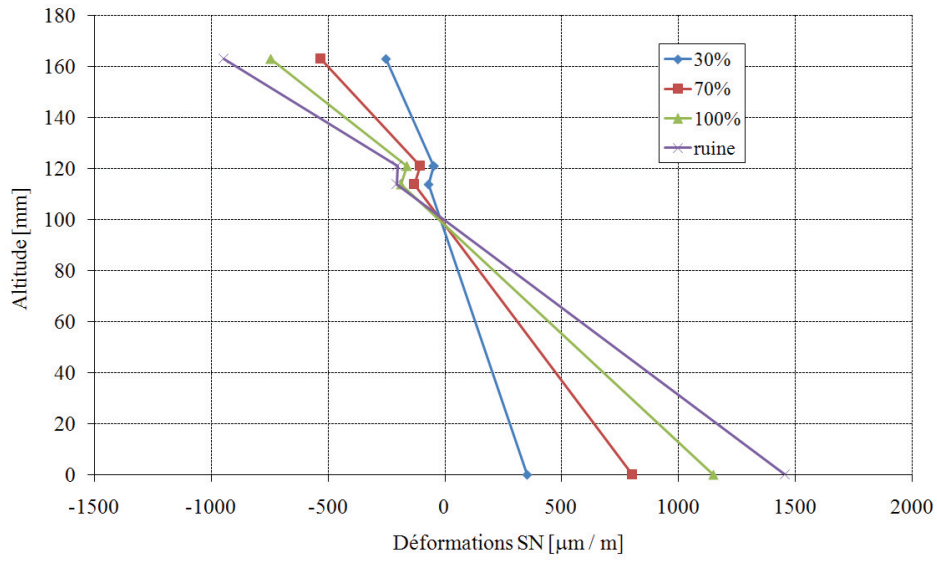


Figure E.151 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)

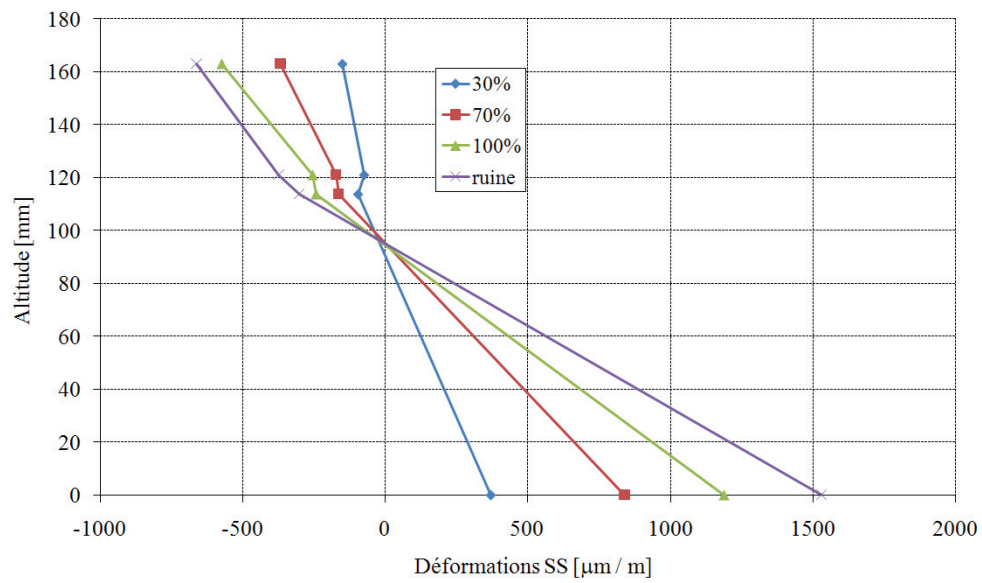


Figure E.152 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)

E.2.6 Poutre AB13

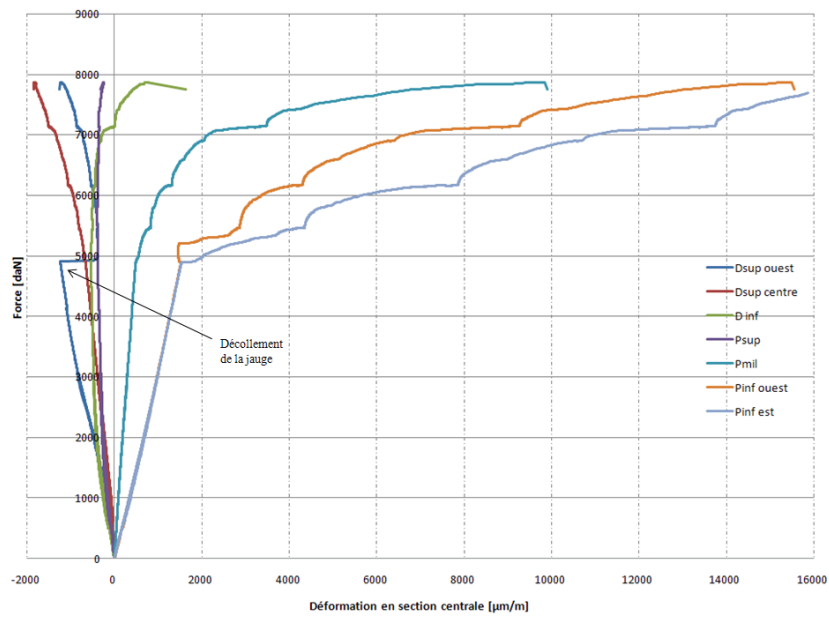


Figure E.153 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB13

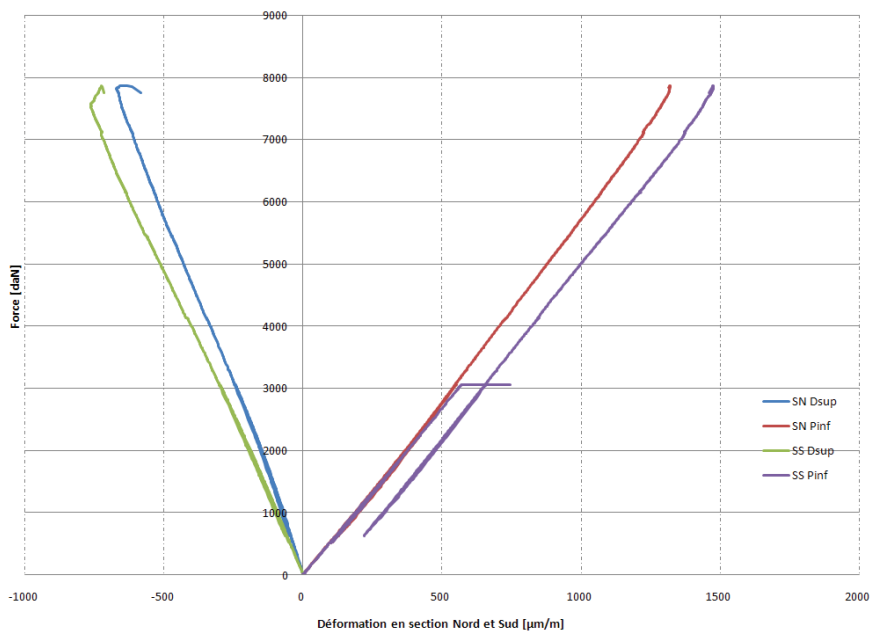


Figure E.154 : Déformations en Section Nord et Sud de la poutre AB13

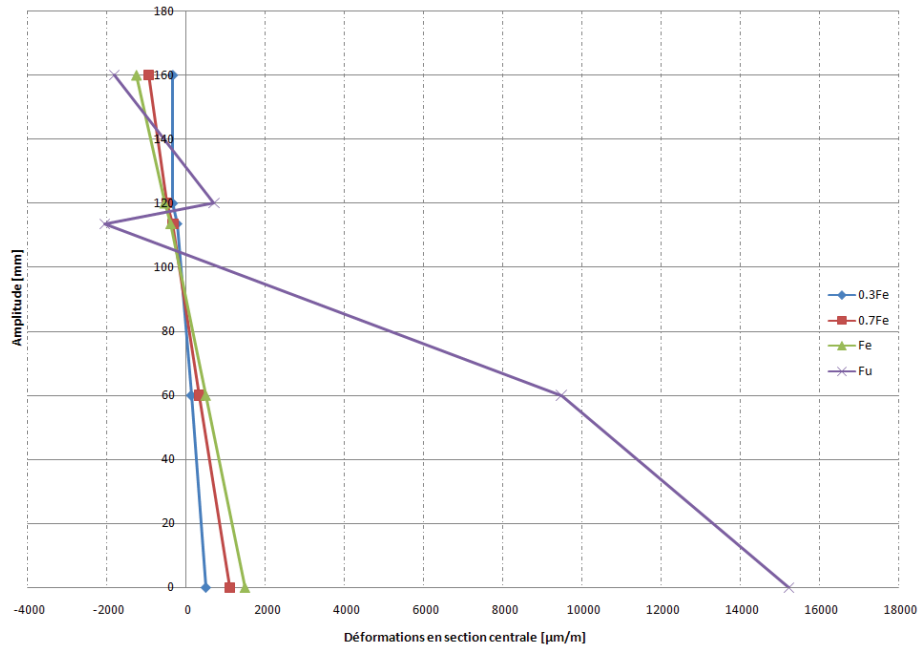


Figure E.155 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB13 (Fe est la limite élastique)

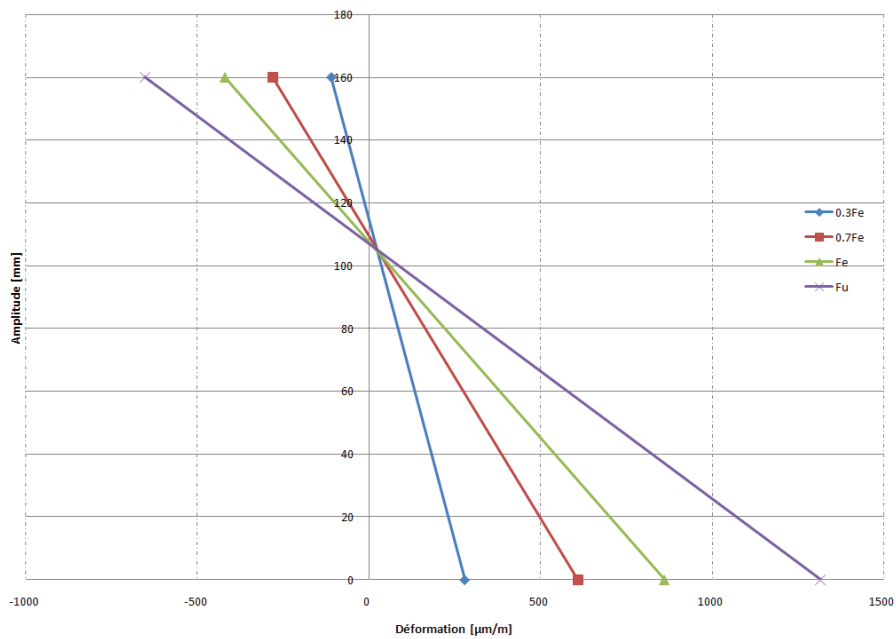


Figure E.156 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB13 (Fe est la limite élastique)

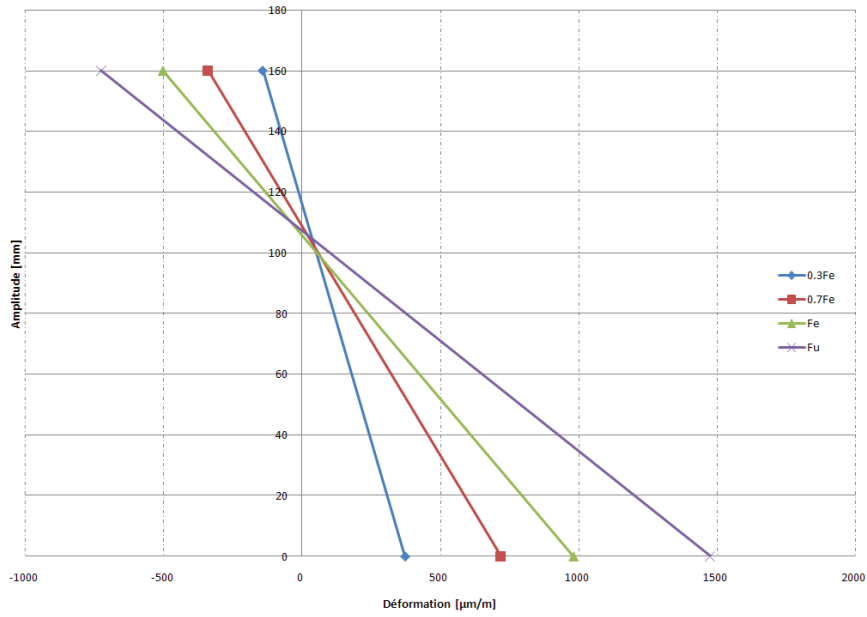


Figure E.157 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB13 (F_e est la limite élastique)

E.2.7 Poutre AB15

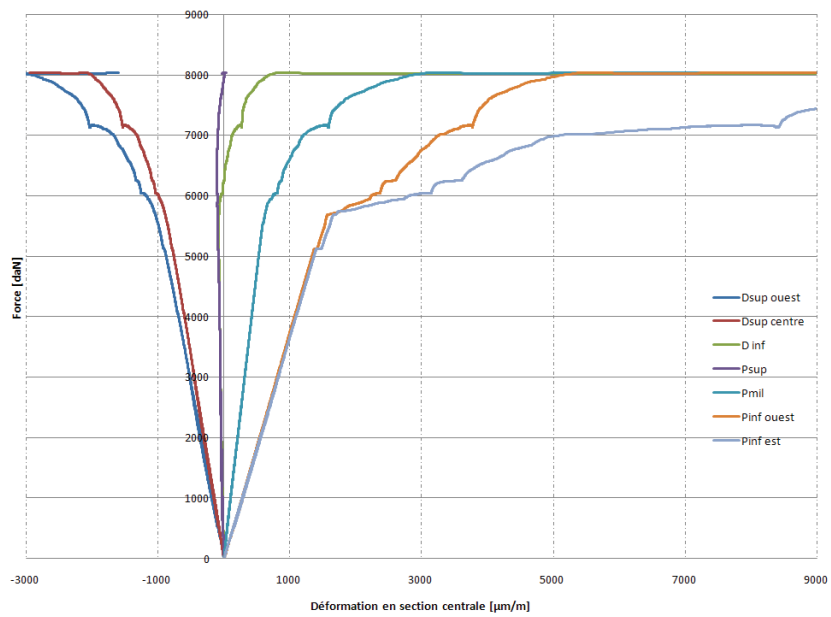


Figure E.158 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB15

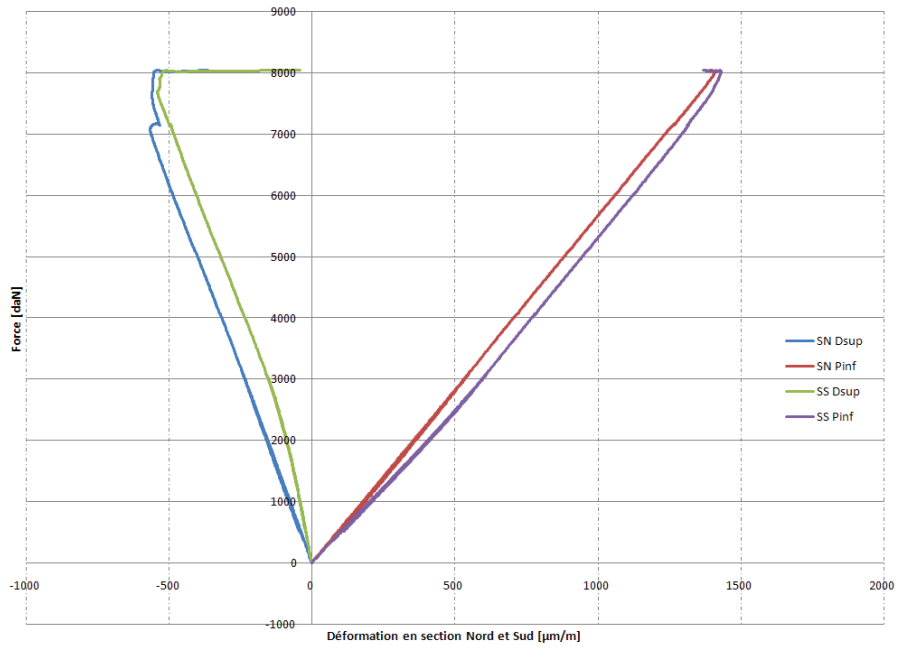


Figure E.159 : Déformations en Section Nord et Sud de la poutre AB15

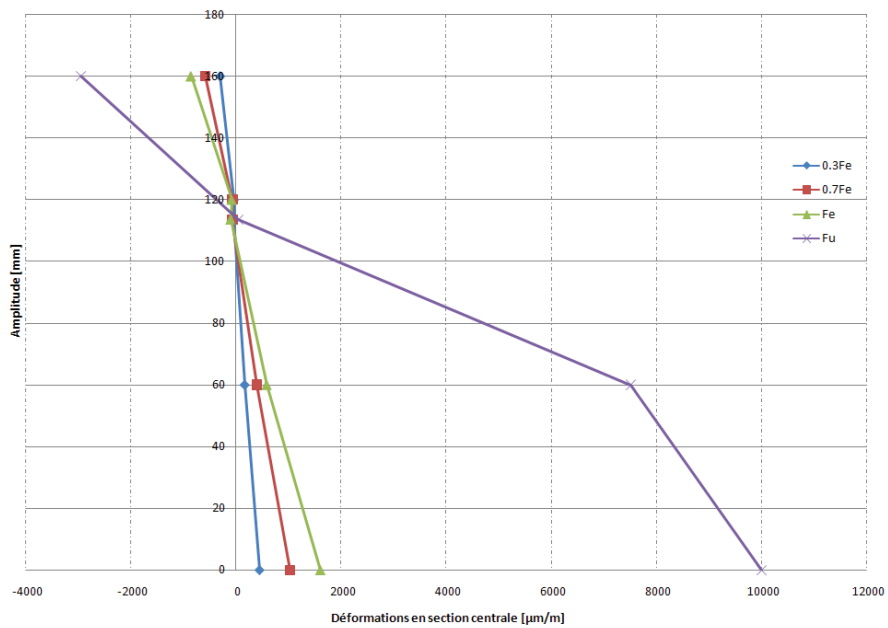


Figure E.160 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)

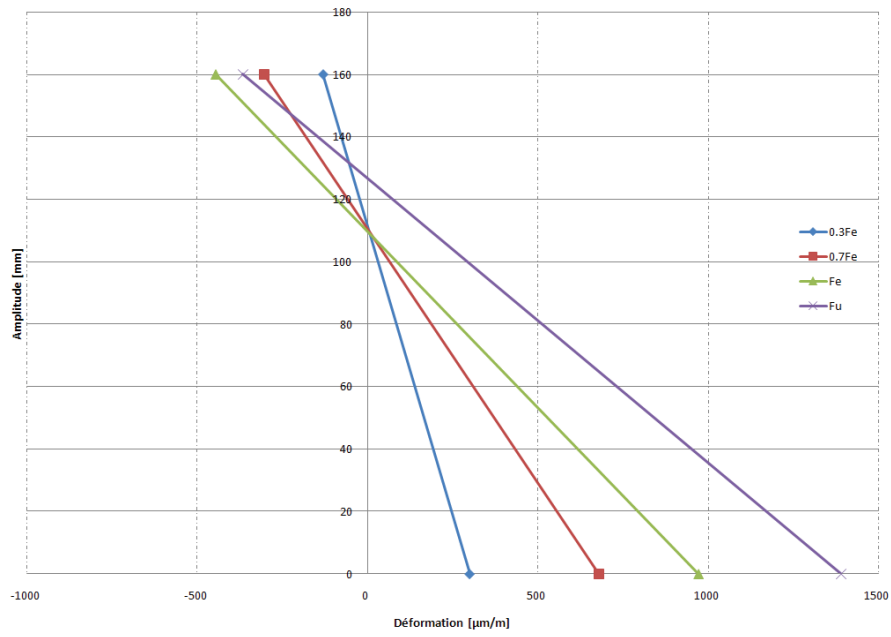


Figure E.161 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)

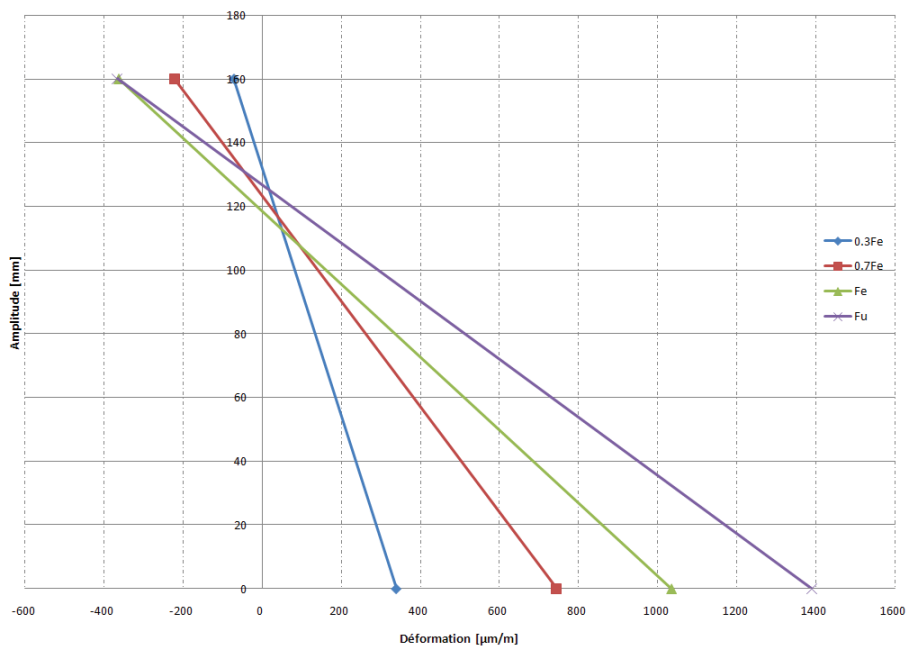


Figure E.162 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)

Annexe F : Résultats théoriques des poutres pour le comportement instantané

F.1 Paramètres de calcul :

$E_{\text{acier}} = 210000 \text{ MPa}$; $E_{\text{béton}} = 22000 (f_{\text{ck}}/10)^{0.3}$; Z_m = position de l'axe neutre élastique par rapport à la fibre inférieure de la poutre; I_m = inertie de la section mixte.

Tableau F.37 : Paramètres de calcul

Poutre	h_a [cm]	S_a [cm ²]	I_a [cm ⁴]	h_c [mm]	b_{eff} [mm]	f_{ck} [MPa]	f_y [MPa]	$E_{\text{béton}}$ [MPa]	Z_m [cm]	I_m [cm ⁴]
AB4	120	13.2	318	43	300	34.8	250	31981	10.9	879
AB5						34.8	250	31981	10.9	879
AB6						31.6	300	31069	10.85	872
AB7						31.6	300	31069	10.85	872
AB8						31.3	300	30980	10.84	871
AB13						35.6	300	32200	10.92	881
AB15						60.6	300	37772	11.23	919

F.2 Flèche centrale jusqu'à la limite élastique de chaque poutre:

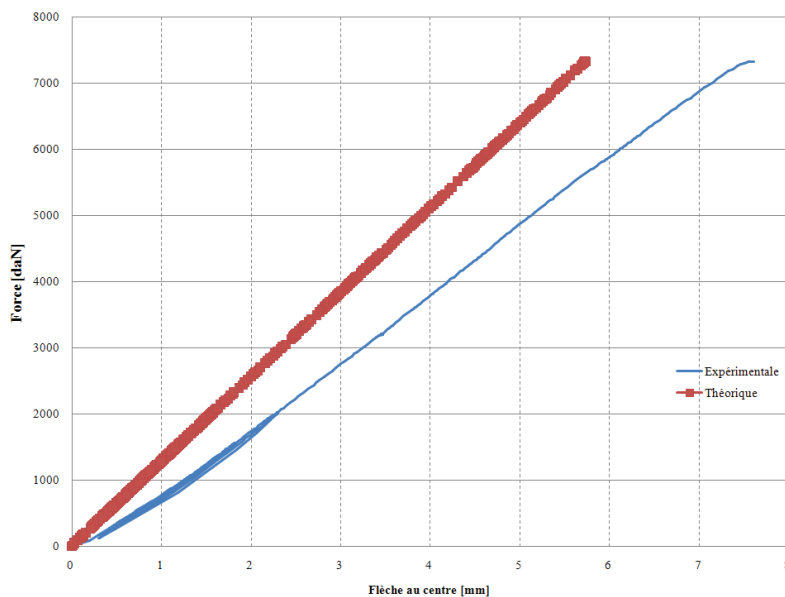


Figure F.163 : Flèche centrale de la poutre AB4

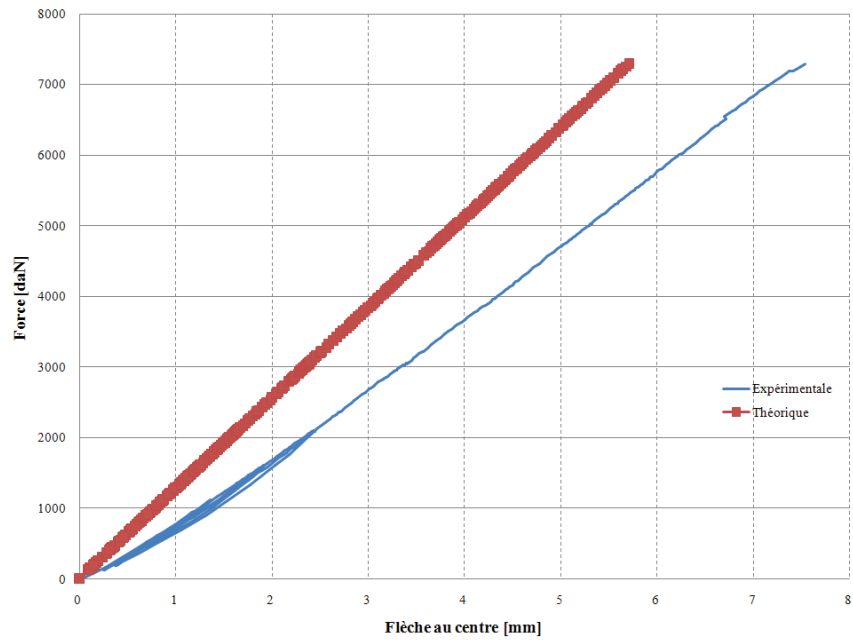


Figure F.164 : Flèche centrale de la poutre AB5

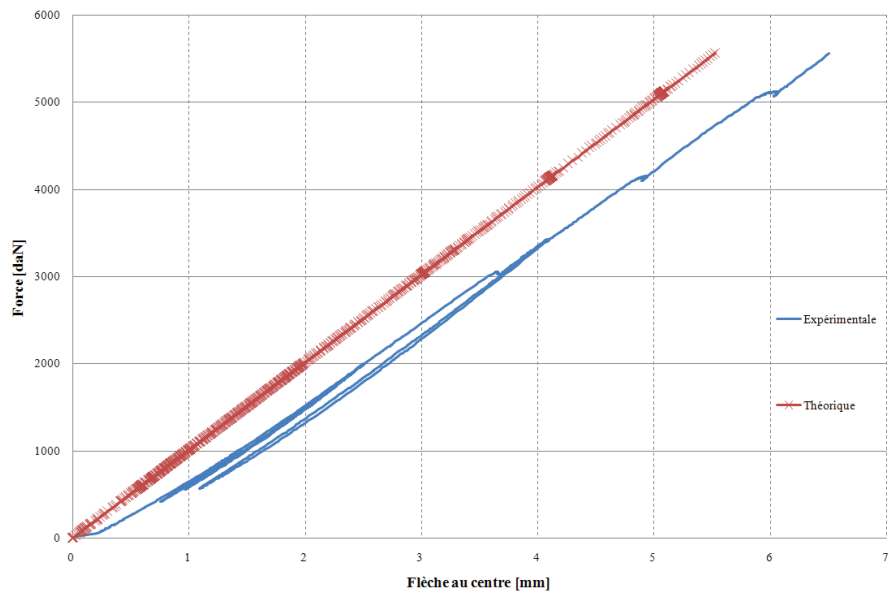


Figure F.165 : Flèche centrale de la poutre AB6

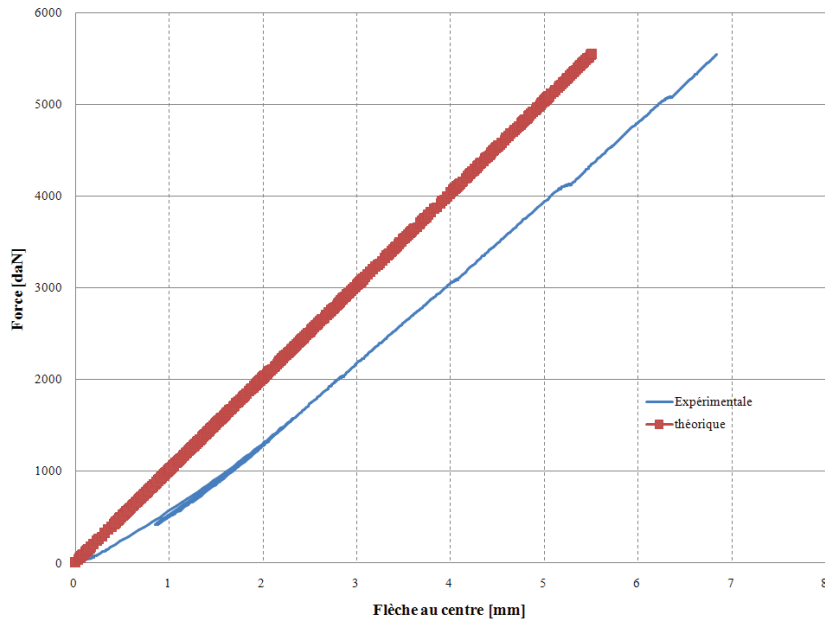


Figure F.166 : Flèche centrale de la poutre AB7

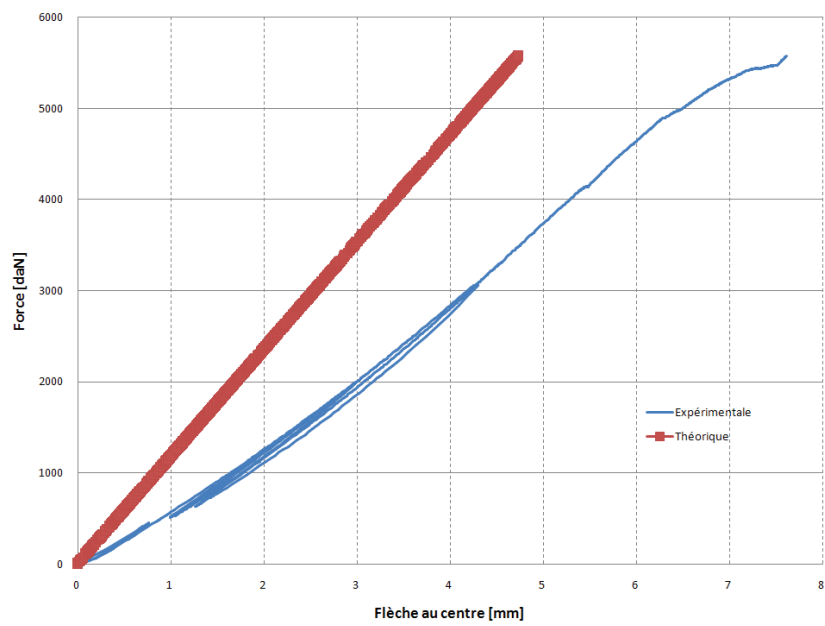


Figure F.167 : Flèche centrale de la poutre AB13

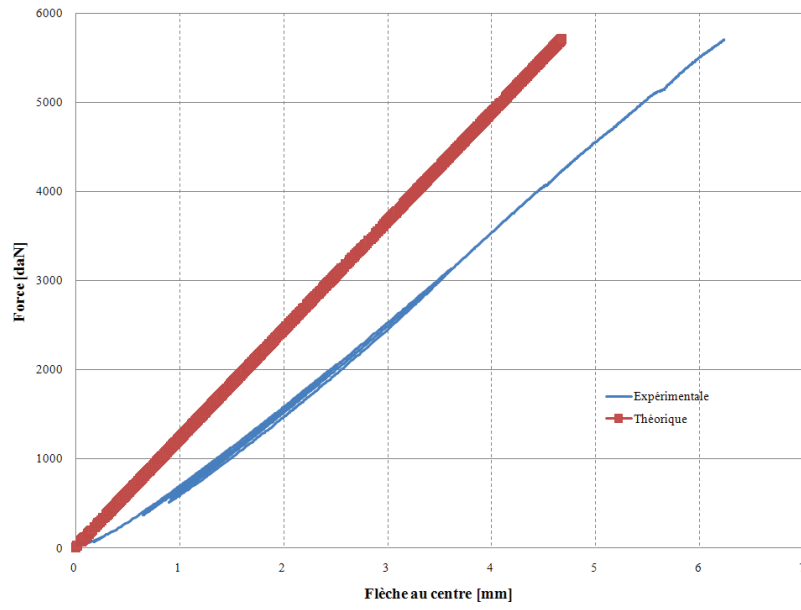


Figure F.168 : Flèche centrale de la poutre AB15

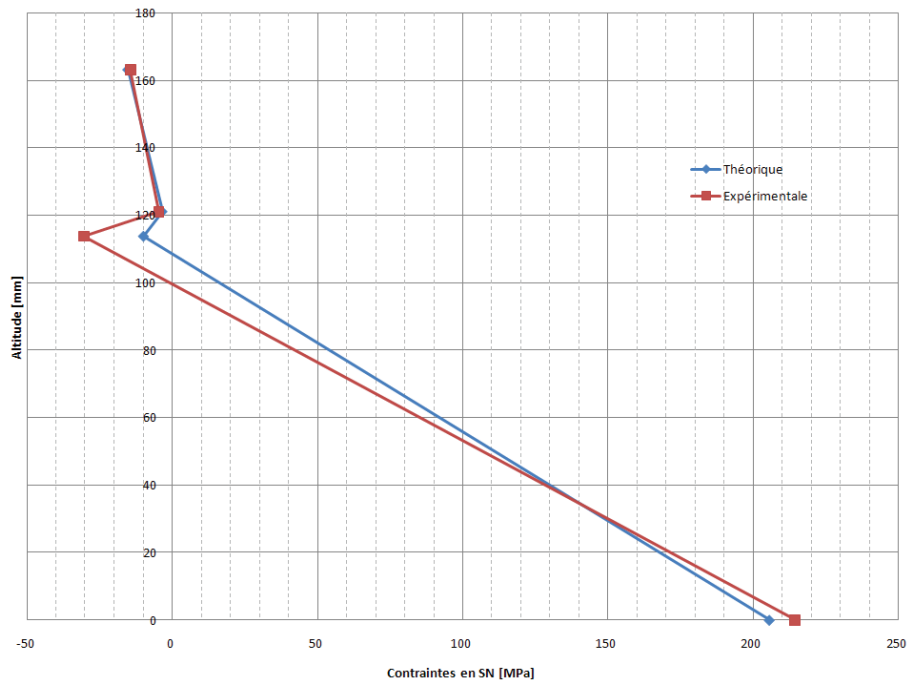


Figure F.169 : Contraintes en SN de la poutre AB6 à 5000 daN

Annexe G : Géométrie, ferrailage, chargement et positions des jauges des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17 + relevé des fissures

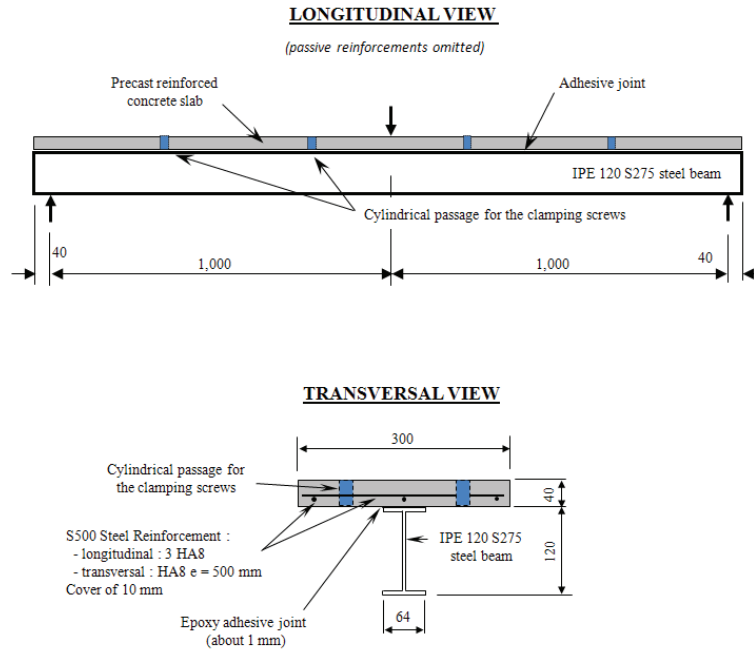
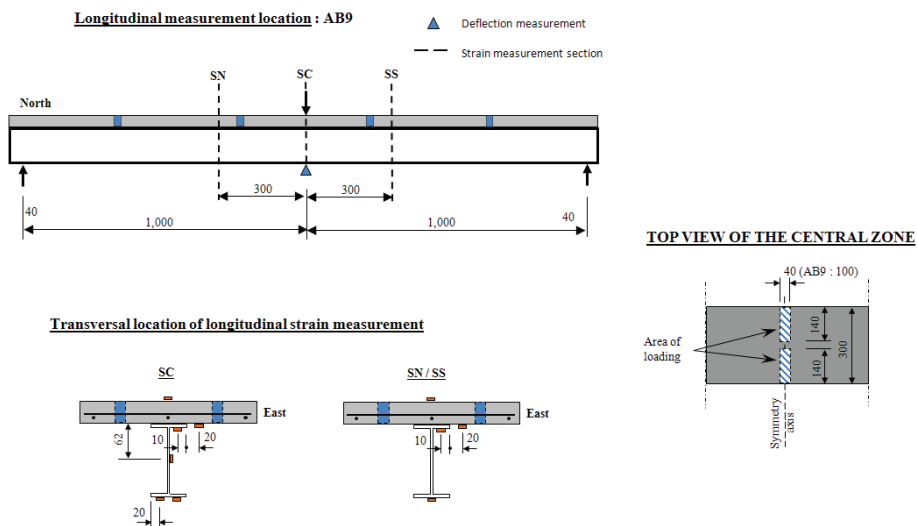


Figure G.170 : Géométrie et ferrailage des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17



Remarques pour AB9 : La jauge SS_Dsup est désaxée vers l'est de 10 mm. Par ailleurs, après l'essai de fatigue, la jauge SN_Dinf ne fonctionne plus et n'est pas remplacée; les jauges SC_Dinf et SC_Dsup ne fonctionnent plus non plus mais elles sont remplacées par des jauges identiques à proximité.

Figure G.171 : Mesures et chargement de la poutre AB9

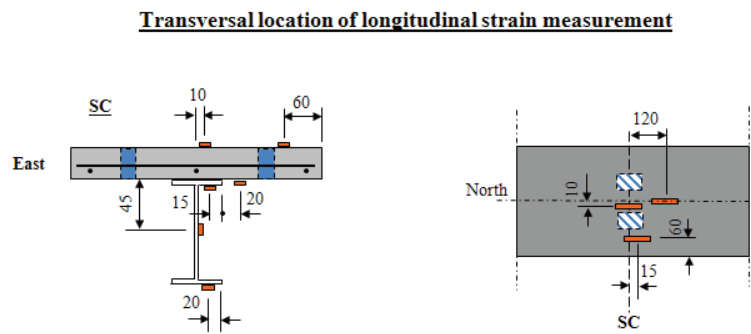
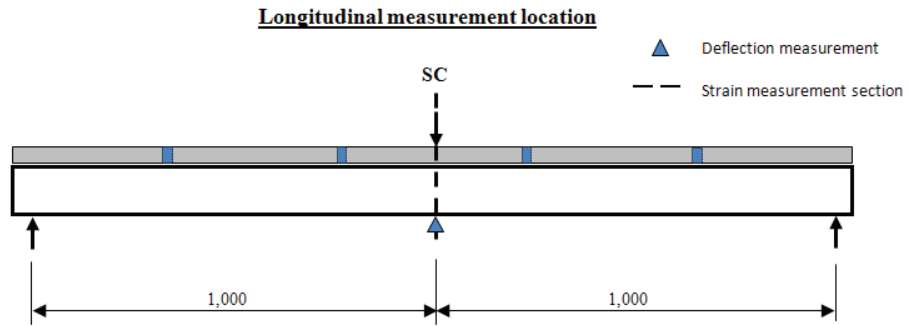


Figure G.172 : Mesures et chargement pendant le fluage de la poutre AB10

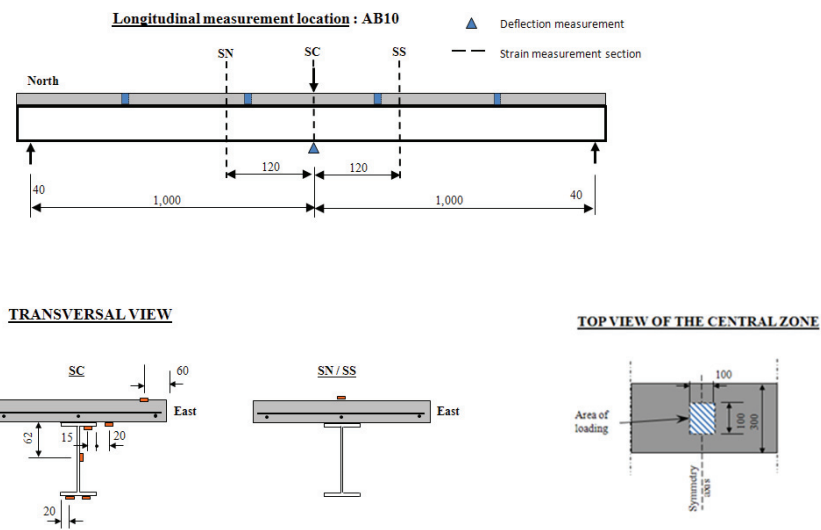


Figure G.173 : Mesures et chargement après le fluage de la poutre AB10

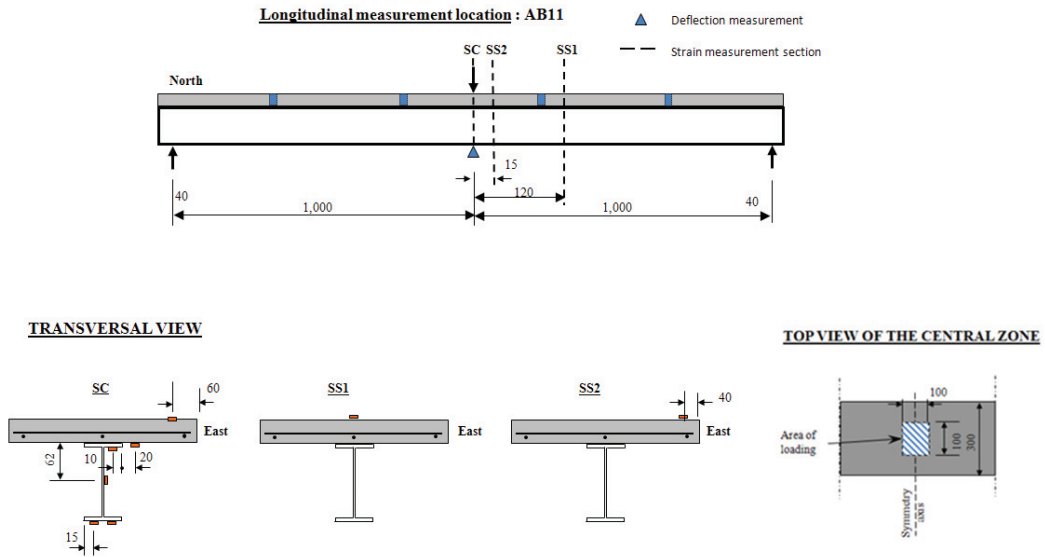
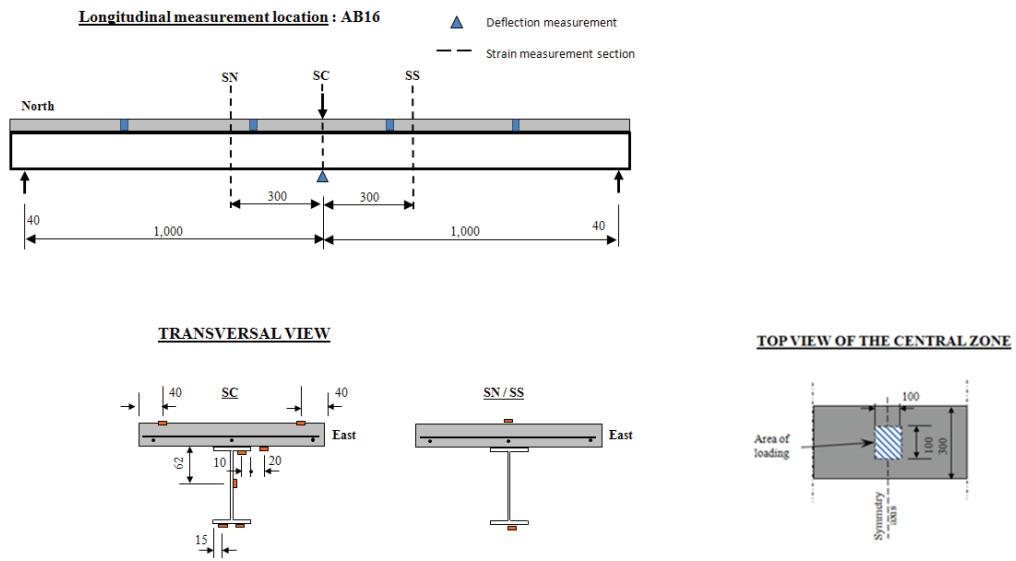


Figure G.174 : Mesures et chargement de la poutre AB11 (poutre ayant subi le retrait seul)

Mesure et chargement sur AB16



Remarque pour AB16 : Les jauges en section centrale SC dans la partie supérieure de la dalle sont décalées de 55 mm vers le nord

Figure G.175 : Mesures et chargement de la poutre AB16 pendant et après l'essai de fatigue

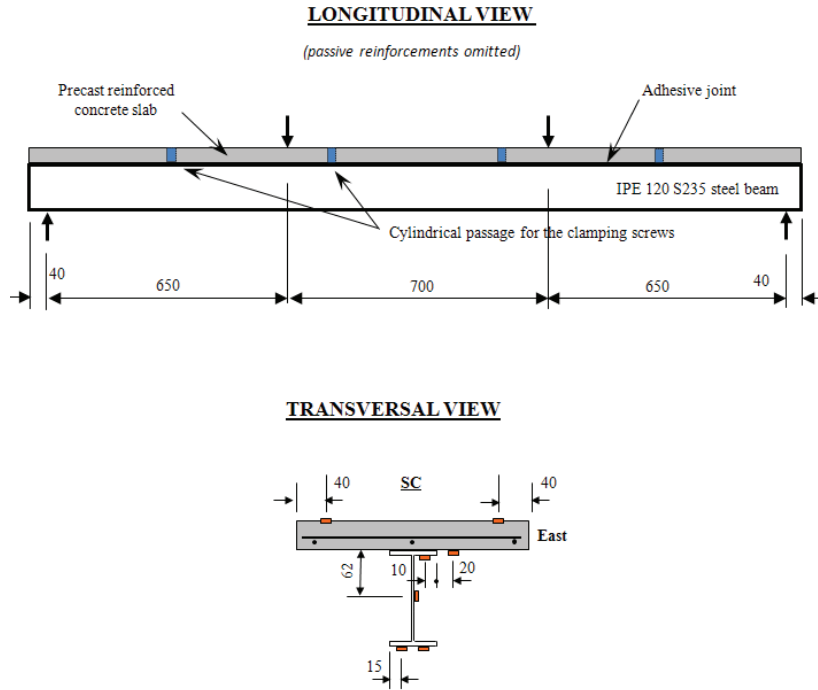


Figure G.176 : Mesures et chargement de la poutre AB17 pendant l'essai de fatigue

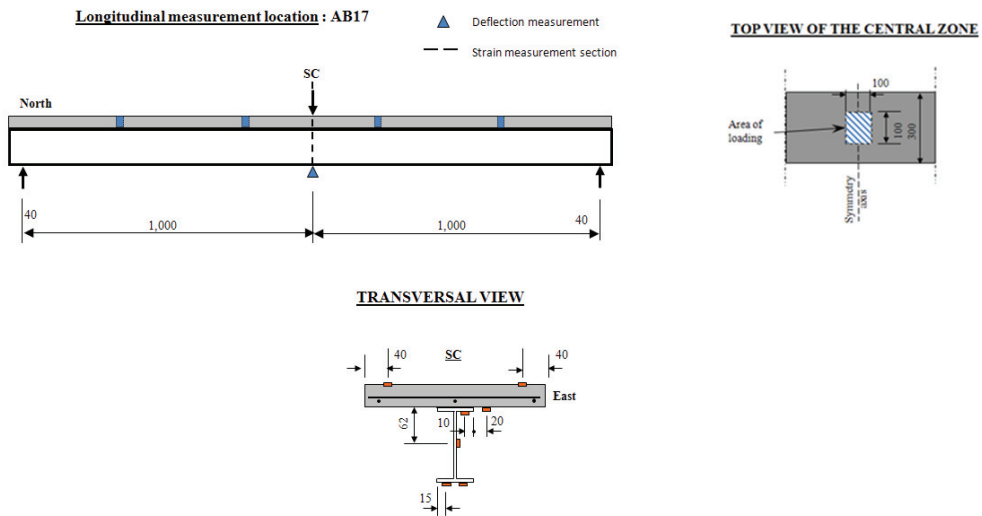


Figure G.177 : Mesures et chargement de la poutre AB17 après l'essai de fatigue

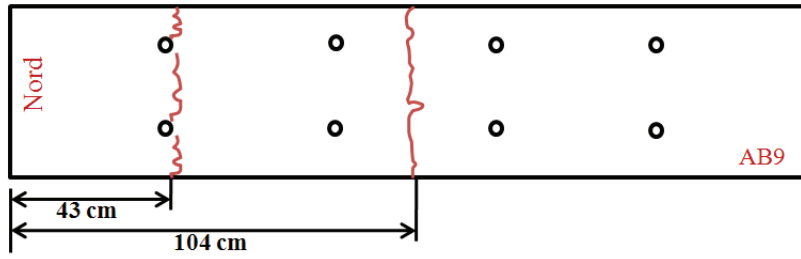


Figure G.178 : Relevé des fissures sur la poutre AB9

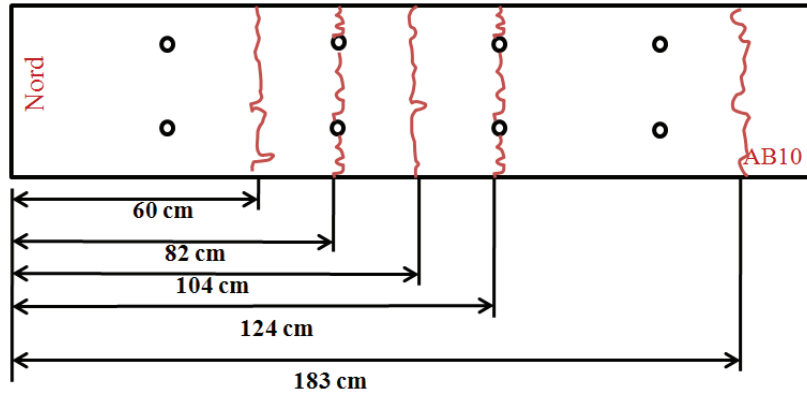


Figure G.179 : Relevé des fissures sur la poutre AB10

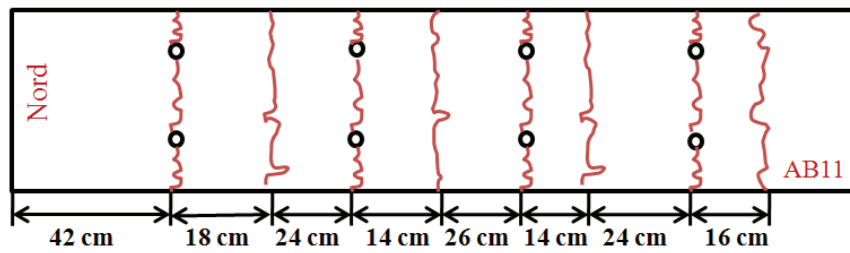


Figure G.180 : Relevé des fissures sur la poutre AB11

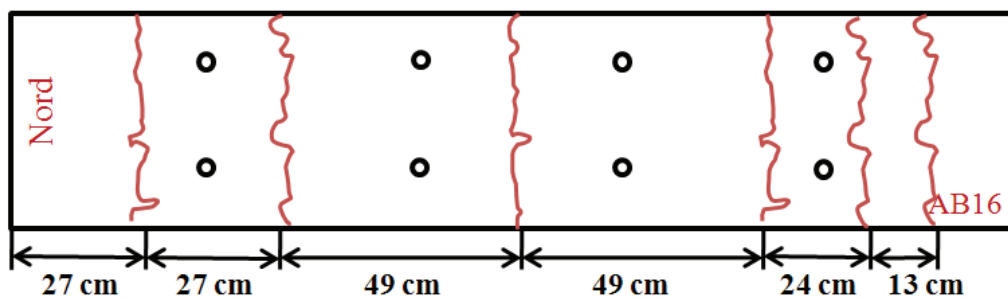


Figure G.181 : Relevé des fissures sur la poutre AB16

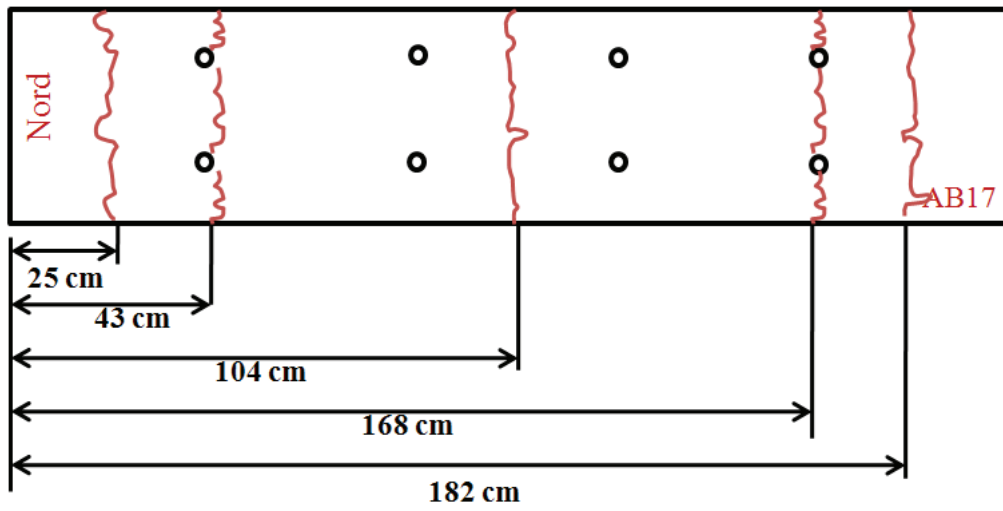


Figure G.182 : Relevé des fissures sur la poutre AB17

Annexe H : Données des poutres AB9, AB16 et AB17

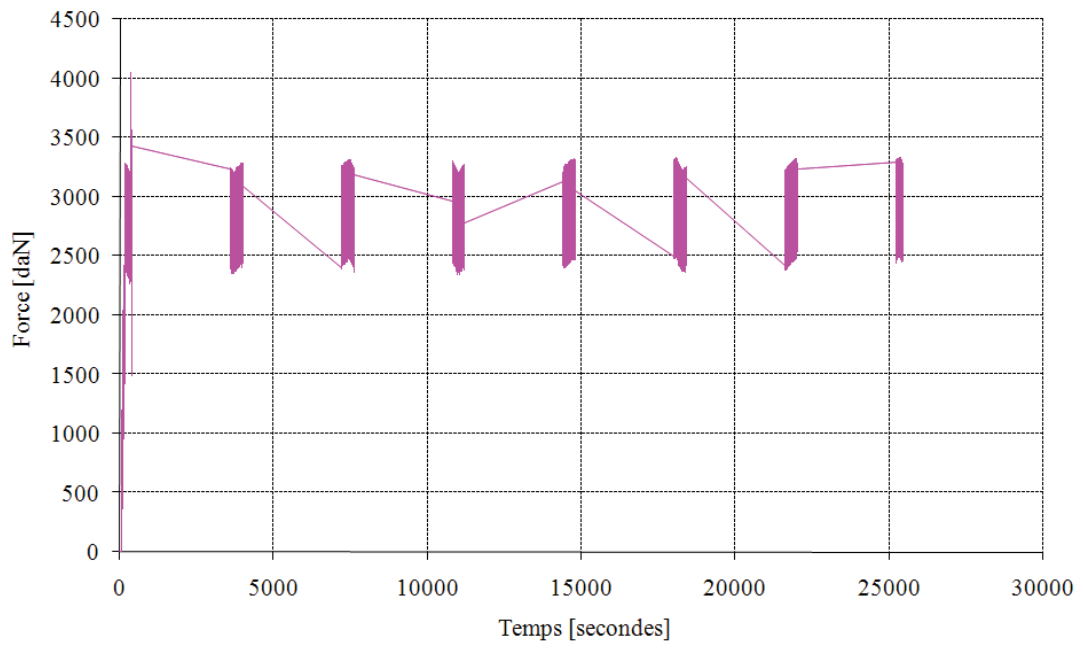


Figure H.183 : Charge/décharge de la poutre AB16

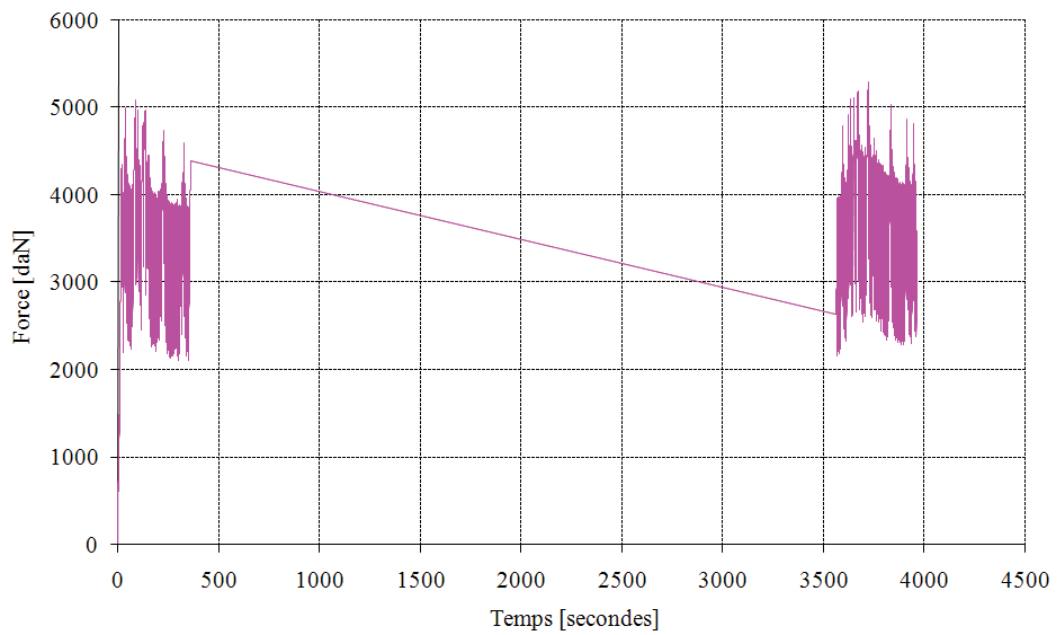


Figure H.184 : Charge/décharge de la poutre AB17

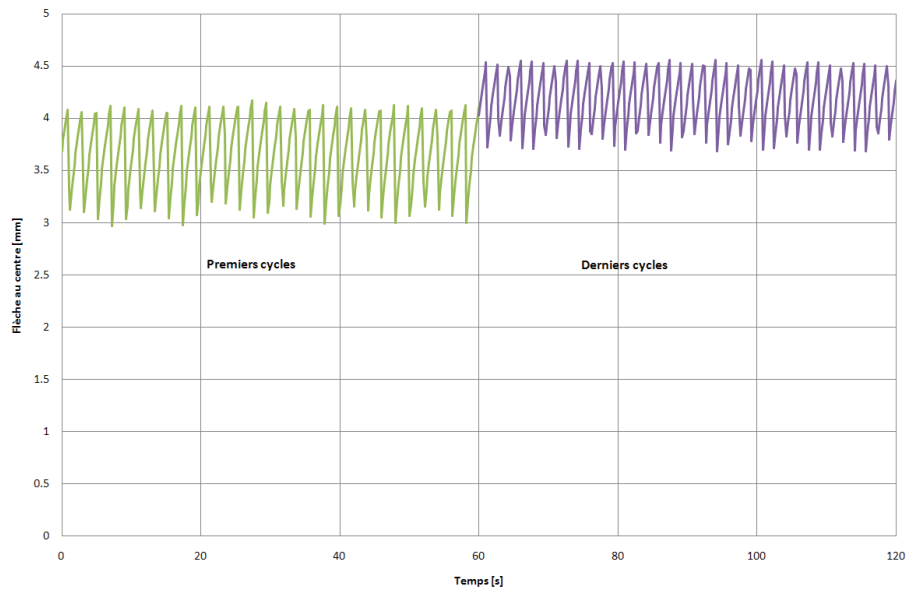


Figure H.185 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB16

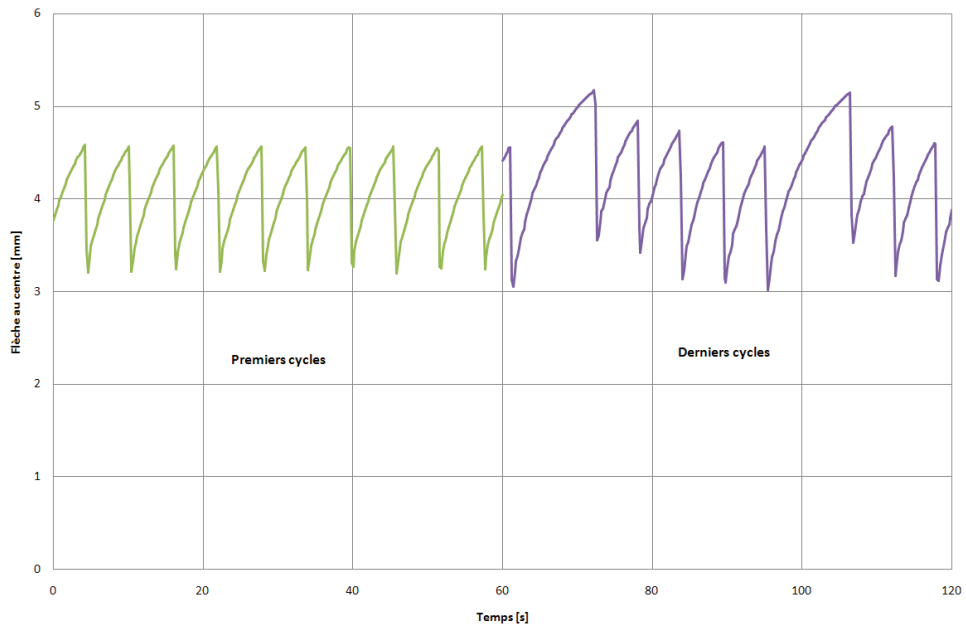


Figure H.186 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB17

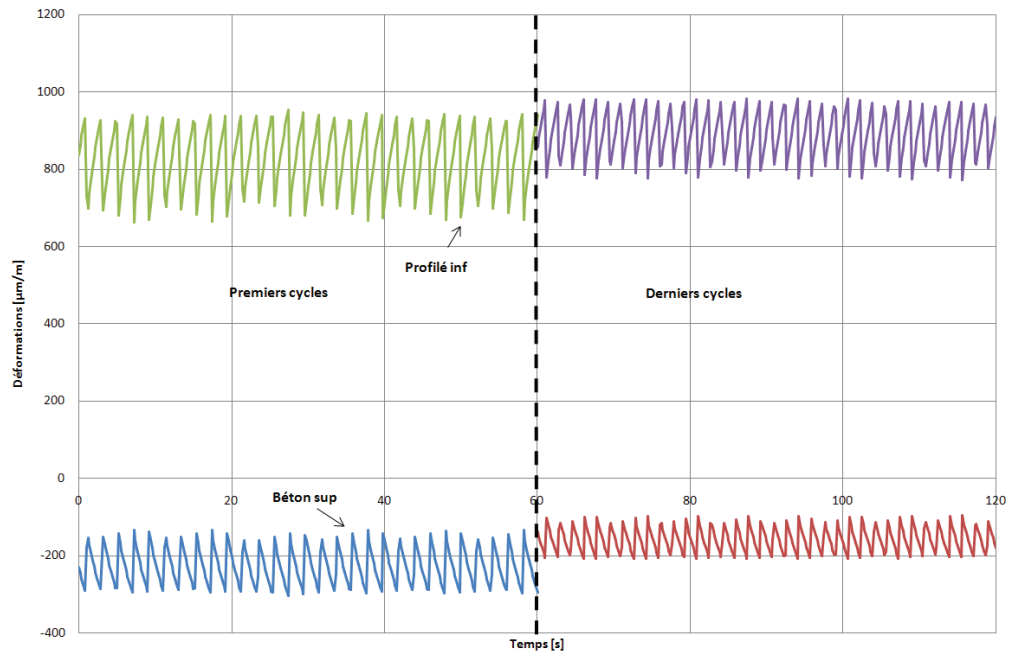


Figure H.187 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB16

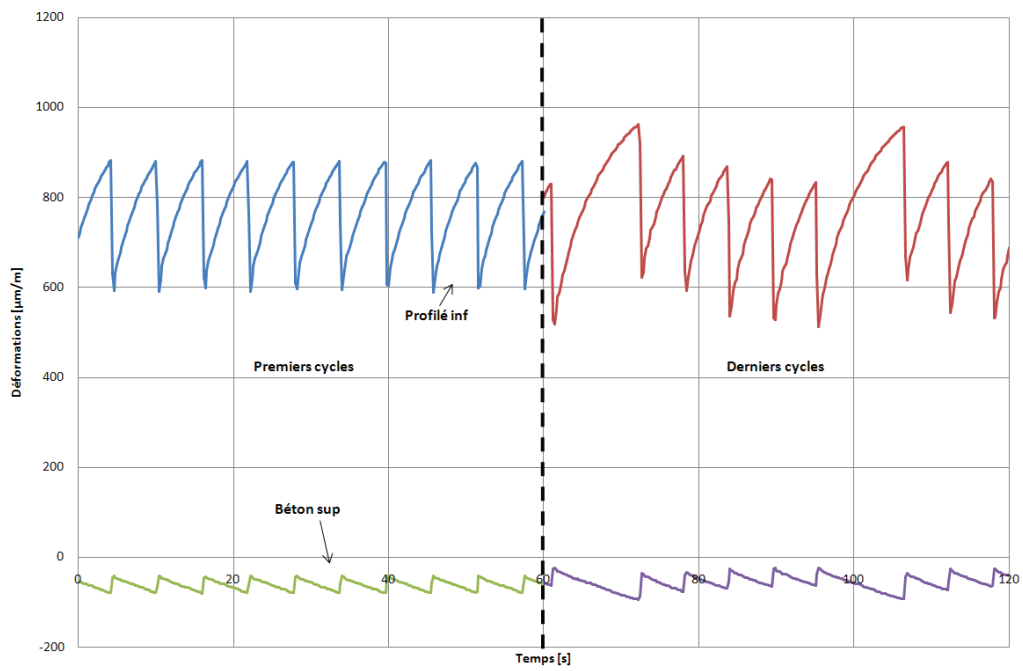


Figure H.188 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB17

Table des figures

Figure 1.1 : Connexion de la dalle préfabriquée à l'aide de groupes de goujons.....	5
Figure 1.2 : Exemple de connexion par adhérence [Thomann, 2005]	6
Figure 1.3 : Mouillage selon modèle de Young	8
Figure 1.4 : Représentation schématique du mouillage. a : mauvais mouillage, b : mouillage partiel, c : bon mouillage.....	8
Figure 1.5 : Représentation schématique du modèle électrostatique.	9
Figure 1.6 : Modèle de l'ancrage mécanique. La colle doit mouiller parfaitement la surface du solide (image de gauche) afin d'éviter le piégeage (image de droite) de bulles d'air.....	10
Figure 1.7 : Représentation d'une molécule comportant deux groupements époxy. La partie R correspond à un groupement fonctionnel.	11
Figure 1.8 : Modes de sollicitation d'un assemblage collé [Creac hcadec, 2008]	14
Figure 1.9 : Modes de rupture d'un joint de colle [Chataigner 2010].....	15
Figure 2.10 : Développement des déformations [Holmen, 1979 – d'après Mallet, 1991]	29
Figure 2.11 : Géométrie des éprouvettes de traction du profilé IPE 220 S275 (épaisseur h), dimension en mm	31
Figure 2.12 : Résultats des essais de traction (norme ISO 572-2 (2002)). Courbe contraintes déformations pour un IPE 220 S 275 [Meaud 2012].	32
Figure 2.13 : Essai de fatigue sur l'acier	33
Figure 2.14 : Géométrie des éprouvettes de colle	36
Figure 2.15 : Eprouvettes instrumentées	36
Figure 2.16 : Montage de l'essai de traction réalisé sur éprouvettes haltère	37
Figure 2.17 : Evolution des contraintes en fonction des déformations pour des éprouvettes de l'adhésif SIKADUR 31- DW.....	38
Figure 2.18 : Evolution des contraintes en fonction des déformations pour des éprouvettes de l'adhésif SIKADUR 31- CF.....	39
Figure 2.19 : Comportement de la colle non vieillie	41
Figure 2.20 : Comportement de la colle vieillie	41
Figure 2.21 : Comportement du primaire non vieilli.....	42
Figure 2.22 : Comportement du primaire vieilli.....	43
Figure 2.23 : Résultats des essais de traction (norme ISO 527-2(2002)) pour les treillis soudés ST35 [Meaud 2012]	44
Figure 2.24 : Influence du diamètre d'armature sur la tenue à la fatigue [Tilly, 1979 - d'après Mallet, 1991]	46
Figure 2.25 : Courbe de S-N pour aciers [Hamelin et Ferrier, 2001]	46
Figure 2.26 : Courbe de Wöhler [BPEL 91, 1992]	47
Figure 3.27 : Essais pour mesurer la résistance d'un assemblage collé.....	52
Figure 3.28 : Dispositif de torsion [Buch, 2004].....	52
Figure 3.29 : Schéma de l'essai traction-cisaillement par (Keller et Vallée, 2005).....	53
Figure 3.30 : Schéma de l'essai traction-traction-cisaillement [Si Larbi et al., 2009].....	53
Figure 3.31 : Corps d'épreuve de l'essai réalisé par [Bresson, 1971]	54
Figure 3.32 : Essai simple recouvrement.....	55

Figure 3.33 : Essai double recouvrement	56
Figure 3.34 : Essai push out dans le cas des goujons [Eurocode 4]	56
Figure 3.35 : Essai double recouvrements	59
Figure 3.36 : Géométrie des éprouvettes réalisées	60
Figure 3.37 : Réalisation des corps d'épreuve DC1	60
Figure 3.38 : Instrumentations et banc d'essai	61
Figure 3.39 : Eprouvettes DC rompues	61
Figure 3.40 : Contrainte moyenne de cisaillement jusqu'à la rupture	62
Figure 3.41 : Contrainte en fonction du déplacement (DC1-6)	63
Figure 3.42 : Dimensions des essais Push Out effectués par (Si Larbi et al., 2007)	64
Figure 3.43 : Géométrie des push-out réalisée par (Meaud, 2012)	65
Figure 3.44 : Hauteur libre	66
Figure 3.45 : Spécimen des séries PO_100	68
Figure 3.46 : Spécimen des séries PO_200	69
Figure 3.47 : Réalisation des corps d'épreuve push-out	70
Figure 3.48 : Graissage de la série PO5	70
Figure 3.49 : Série avec butées de colle	71
Figure 3.50 : Série vieillie	72
Figure 3.51 : Presses utilisées	73
Figure 3.52 : Eprouvettes des séries PO4 et PO5 rompues	75
Figure 3.53 : Eprouvettes rectifiées et influence de non rectification	75
Figure 3.54 : Courbe force/déplacement de la série PO13	77
Figure 3.55 : Séries avec butées rompues	78
Figure 3.56 : Eprouvettes de la série PO16 rompues	79
Figure 3.57 : Eprouvettes rompues non vieillies et vieillies	81
Figure 4.58 : Les trois possibilités d'assembler les poutres mixtes acier-béton [Hertig et Perret, 1973]	84
Figure 4.59 : Rupture de la poutre AB0 [Jurkiewicz et al., 2008]	87
Figure 4.60 : Géométrie des poutres AB1&AB2 [Jurkiewicz et al., 2011]	88
Figure 4.61 : Rupture des poutres AB1&AB2 [Jurkiewicz et al., 2011]	88
Figure 4.62 : Géométrie de la poutre AB3 [Meaud, 2012]	89
Figure 4.63 : Géométrie des poutres AB4, AB6, AB8, AB 13 et AB15	91
Figure 4.64 : Géométrie des poutres AB5 et AB7	92
Figure 4.65 : Préparation des poutres	93
Figure 4.66 : Poutres mixtes collées	93
Figure 4.67 : Réalisation de la poutre AB7	94
Figure 4.68 : Positions des jauges de déformation pour la poutre AB4 [cotes en mm]	95
Figure 4.69 : Bâti de chargement en flexion	96
Figure 4.70 : Comportement global des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13	97
Figure 4.71 : Déformations en section centrale des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13	97
Figure 4.72 : Les deux types de rupture des poutres	99
Figure 4.73 : Comportement global des poutres avec butées	100
Figure 4.74 : Comportement global à mi portée des poutres AB13 et AB15	101
Figure 4.75 : Déformations en section centrale des poutres AB13 et AB15	102
Figure 4.76 : Rupture de la poutre AB15	102
Figure 4.77 : Section droite de la poutre mixte	104
Figure 4.78 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle	108

Figure 4.79 : Flèche centrale d'AB8	110
Figure 4.80 : Contraintes en SC de la poutre AB6 à 5000 daN.....	111
Figure 5.81 : Essai de fluage	116
Figure 5.82 : Courbe de Wöhler	117
Figure 5.83 : Flèche centrale au cours du temps des poutres de [Al-Deen et al., 2011]	118
Figure 5.84 : Comportement global des deux poutres testées par [Jurkiewicz, 2009].....	118
Figure 5.85 : Type de connexion dans les poutres de [Papastergiou et al., 2014]	119
Figure 5.86 : Géométrie et ferrailage des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17	121
Figure 5.87 : Positions des jauges de déformation pour la poutre AB17 [cotes en mm]	122
Figure 5.88 : Bâti pour les essais de fatigue et fluage.....	123
Figure 5.89 : Minuteur pour effectuer un chargement cyclique	123
Figure 5.90 : Diapositif de l'essai de fluage.....	124
Figure 5.91 : Charge/décharge de la poutre AB9	125
Figure 5.92 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB9.....	126
Figure 5.93 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB9.....	126
Figure 5.94 : Comportement global résiduel des poutres fatiguées	127
Figure 5.95 : Déformations en section centrale des poutres fatiguées.....	127
Figure 5.96 : Mode de rupture des poutres fatiguées	128
Figure 5.97 : Charge de fluage.....	129
Figure 5.98 : AB10 et AB11	129
Figure 5.99 : Evolution de la flèche de la poutre AB10 pendant le fluage.....	130
Figure 5.100 : Evolution des déformations pendant le fluage.....	131
Figure 5.101 : Comportement général des poutres AB10 et AB11	133
Figure 5.102 : Déformations en section centrale des poutres AB10 et AB11	133
Figure 5.103 : Mode de ruine des poutres AB10 et AB11	134
Figure A.104 : PO_100	147
Figure A.105 : PO_200 avec hauteur libre de 100 mm.....	147
Figure A.106 : Série PO6 avec rainures	147
Figure A.107 : Séries avec une hauteur libre de 50 mm	148
Figure A.108 : Séries PO9 à PO13	148
Figure A.109 : Série PO17	149
Figure A.110 : Séries PO18 et PO19	149
Figure C.111 : P1&P2 [Bouazaoui, 2005].....	155
Figure C.112 : P3&P4 [Bouazaoui, 2005].....	155
Figure C.113 : P5 [Bouazaoui, 2005]	156
Figure C.114 : P6 [Bouazaoui, 2005]	156
Figure C.115 : P7 [Bouazaoui, 2005]	157
Figure C.116 : Géométrie de la poutre AB0 [Jurkiewicz et al., 2008].....	157
Figure D.117 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB4.....	158
Figure D.118 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB5.....	158
Figure D.119 : Positions des jauges sur AB4 et AB5	159

Figure D.120 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB6 et AB8	159
Figure D.121 : Positions des jauges pour AB6 et AB8	160
Figure D.122 : Géométrie, ferrailage et chargement de la poutre AB7	160
Figure D.123 : Positions des jauges pour AB7.....	161
Figure D.124 : Géométrie, ferrailage et chargement des poutres AB13 et AB15	161
Figure D.125 : Positions des jauges pour AB13 et AB15	162
Figure E.126 : Relevé des fissures pour la poutre AB6	163
Figure E.127 : Relevé des fissures pour la poutre AB7	163
Figure E.128 : Relevé des fissures pour la poutre AB8	163
Figure E.129 : Relevé des fissures pour la poutre AB13	164
Figure E.130 : Relevé des fissures pour la poutre AB15	164
Figure E.131 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB4.....	165
Figure E.132 : Déformations en Section Nord de la poutre AB4	165
Figure E.133 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB5.....	166
Figure E.134 : Déformations en Section Nord de la poutre AB5	166
Figure E.135 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB6.....	167
Figure E.136 : Déformations en Section Nord de la poutre AB6	167
Figure E.137 : Déformations en Section Sud de la poutre AB6.....	168
Figure E.138 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)	168
Figure E.139 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)	169
Figure E.140 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB6 (% par rapport à la limite élastique)	169
Figure E.141 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB7.....	170
Figure E.142 : Déformations en Section Nord de la poutre AB7	170
Figure E.143 : Déformations en Section Sud de la poutre AB7.....	171
Figure E.144 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)	171
Figure E.145 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)	172
Figure E.146 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB7 (% par rapport à la limite élastique)	172
Figure E.147 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB8.....	173
Figure E.148 : Déformations en Section Nord de la poutre AB8	173
Figure E.149 : Déformations en Section Sud de la poutre AB8.....	174
Figure E.150 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)	174
Figure E.151 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)	175
Figure E.152 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB8 (% par rapport à la limite élastique)	175
Figure E.153 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB13.....	176
Figure E.154 : Déformations en Section Nord et Sud de la poutre AB13	176
Figure E.155 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB13 (Fe est la limite élastique)	177

Figure E.156 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB13 (Fe est la limite élastique)	177
Figure E.157 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB13 (Fe est la limite élastique)	178
Figure E.158 : Déformations en Section Centrale de la poutre AB15	178
Figure E.159 : Déformations en Section Nord et Sud de la poutre AB15	179
Figure E.160 : Diagramme des déformations en section centrale de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)	179
Figure E.161 : Diagramme des déformations en section nord de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)	180
Figure E.162 : Diagramme des déformations en section sud de la poutre AB15 (Fe est la limite élastique)	180
Figure F.163 : Flèche centrale de la poutre AB4	181
Figure F.164 : Flèche centrale de la poutre AB5	182
Figure F.165 : Flèche centrale de la poutre AB6	182
Figure F.166 : Flèche centrale de la poutre AB7	183
Figure F.167 : Flèche centrale de la poutre AB13	183
Figure F.168 : Flèche centrale de la poutre AB15	184
Figure F.169 : Contraintes en SN de la poutre AB6 à 5000 daN	184
Figure G.170 : Géométrie et ferrailage des poutres AB9, AB10, AB11, AB16 et AB17	185
Figure G.171 : Mesures et chargement de la poutre AB9	185
Figure G.172 : Mesures et chargement pendant le fluage de la poutre AB10	186
Figure G.173 : Mesures et chargement après le fluage de la poutre AB10	186
Figure G.174 : Mesures et chargement de la poutre AB11 (poutre ayant subi le retrait seul)	187
Figure G.175 : Mesures et chargement de la poutre AB16 pendant et après l'essai de fatigue	187
Figure G.176 : Mesures et chargement de la poutre AB17 pendant l'essai de fatigue	188
Figure G.177 : Mesures et chargement de la poutre AB17 après l'essai de fatigue	188
Figure G.178 : Relevé des fissures sur la poutre AB9	189
Figure G.179 : Relevé des fissures sur la poutre AB10	189
Figure G.180 : Relevé des fissures sur la poutre AB11	189
Figure G.181 : Relevé des fissures sur la poutre AB16	189
Figure G.182 : Relevé des fissures sur la poutre AB17	190
Figure H.183 : Charge/décharge de la poutre AB16	191
Figure H.184 : Charge/décharge de la poutre AB17	191
Figure H.185 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB16	192
Figure H.186 : Variation de la flèche pendant l'essai de fatigue de la poutre AB17	192
Figure H.187 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB16	193
Figure H.188 : Variation des déformations pendant l'essai de fatigue de la poutre AB17	193

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : <i>Composition du béton BHP</i>	22
Tableau 2.2 : <i>Caractéristiques du béton ordinaire utilisé</i>	24
Tableau 2.3 : <i>Caractéristiques du béton BHP utilisé</i>	25
Tableau 2.4 : <i>Dimensions en mm des éprouvettes haltères utilisées pour la caractérisation en traction des éprouvettes IPE 220 S275, (R correspond au rayon de la courbure de l'haltère)</i>	31
Tableau 2.5 : <i>Valeurs caractéristiques en traction de l'IPE testé [Meaud 2012]</i>	32
Tableau 2.6 : <i>Résultats des essais de traction sur l'adhésif SIKADUR 31-DW et SIKADUR 31-CF</i>	38
Tableau 2.7 : <i>Résultats des essais de traction sur l'adhésif SIKADUR 30 (Meaud, 2012)</i>	39
Tableau 2.8 : <i>Dimensions de la zone centrale pour la colle et le primaire</i>	40
Tableau 2.9 : <i>Résultats des essais de la colle vieillie et non vieillie</i>	42
Tableau 2.10 : <i>Résultats des essais du primaire vieillie et non vieillie</i>	43
Tableau 2.11 : <i>Valeurs caractéristiques en traction du ST 35 S500 testé [Meaud 2012]</i>	45
Tableau 3.12 : <i>Récapitulatif des résultats de l'essai double recouvrement</i>	62
Tableau 3.13 : <i>Dénomination des push-out selon les dimensions géométriques et la longueur du collage [Meaud, 2012]</i>	65
Tableau 3.14 : <i>Contraintes moyennes de cisaillement en MPa [Meaud, 2012]</i>	65
Tableau 3.15 : <i>Charge de ruine et contrainte moyenne à rupture obtenue pour PO1_200 en modifiant la hauteur libre [Meaud, 2012]</i>	66
Tableau 3.16 : <i>Caractéristiques des séries push-out testées</i>	68
Tableau 3.17 : <i>Résultats obtenus pour les essais push-out faits (série PO4 à PO19)</i>	74
Tableau 4.18 : <i>Dimensions des poutres P1 à P6 [Bouzaoui, 2005]</i>	85
Tableau 4.19 : <i>Récapitulatif des essais statiques sur les poutres</i>	91
Tableau 4.20 : <i>Charges caractéristiques et mode de ruine des poutres AB4, AB6, AB8 et AB13</i>	99
Tableau 4.21 : <i>Caractéristiques de la poutre mixte</i>	104
Tableau 4.22 : <i>Résultats dans le domaine élastique</i>	109
Tableau 4.23 : <i>Contraintes en SC de toutes les poutres</i>	110
Tableau 4.24 : <i>Résultats à la ruine des poutres</i>	112
Tableau 5.25 : <i>Essais de fatigue</i>	125
Tableau 5.26 : <i>Valeurs du comportement résiduel des poutres fatiguées</i>	128
Tableau 5.27 : <i>Etat des contraintes en SC pendant le fluage</i>	131
Tableau 5.28 : <i>Résistances résiduelles des poutres AB10 et AB11</i>	132
Tableau B.29 : <i>Séries PO4 à PO6</i>	150
Tableau B.30 : <i>Séries PO7 et PO8</i>	151
Tableau B.31 : <i>Séries PO9 à PO11</i>	152
Tableau B.32 : <i>Détail des résultats des essais push-out des séries PO12 et PO13</i>	153
Tableau B.33 : <i>Détail des résultats des essais push-out des séries PO14 et PO15</i>	153
Tableau B.34 : <i>Détail des résultats des essais push-out de la série PO16</i>	153
Tableau B.35 : <i>détail des résultats des essais push-out de la série PO17</i>	154
Tableau B.36 : <i>Séries PO18 et PO19</i>	154
Tableau F.37 : <i>Paramètres de calcul</i>	181