



HAL
open science

Fonctionnement des jonctions âmes-membrures en Béton Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP)

Amaury Herrera

► **To cite this version:**

Amaury Herrera. Fonctionnement des jonctions âmes-membrures en Béton Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP). Matériaux. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT: 2017PESC1102 . tel-01630512

HAL Id: tel-01630512

<https://theses.hal.science/tel-01630512>

Submitted on 7 Nov 2017

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.

Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est

Ecole doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement

Matériaux et Structures

Amaury HERRERA

**Fonctionnement des jonctions âmes-membrures en Béton Fibré à
Ultra-Hautes Performances (BFUP)**

Préparée à l'IFSTTAR (Département MAST, Laboratoire EMMS)

Soutenue le 20 juin 2017

Devant le jury composé de :

Pr. Robert LE ROY	Président du jury	ENSA Paris-Malaquais/ENPC
Pr. Emmanuel FERRIER	Rapporteur	Université Lyon 1
Pr. Dario REDAELLI	Rapporteur	HEIA-FR
M. Jacques RESPLENDINO	Examineur	Consultant
Dr. Florent BABY	Examineur, Conseiller d'études	Ifsttar
Dr. François TOUTLEMONDE	Directeur de thèse	Ifsttar
Dr. Sébastien BERNARDI	Invité	LafargeHolcim
M. Alain SIMON	Invité	Eiffage

Jamais, jamais, jamais. N'abandonnez jamais.
W. Churchill

*Je ne me décourage pas, car chaque tentative infructueuse qu'on
laisse derrière soi constitue un pas en avant.*
Thomas Edison

Remerciements

Cette thèse a été réalisée au sein du laboratoire EMMS (Expérimentations et Modélisations des Matériaux et des Structures) du département MAST (Matériaux et Structure) de l'IFSTTAR. Je tiens tout d'abord à remercier François Toutlemonde d'avoir dirigé ces travaux de thèse. Je remercie également Florent Baby et Pierre Marchand pour l'accueil au sein de l'équipe et l'encadrement de ces travaux de thèse. Merci à Florent d'avoir continué à suivre ces travaux après son départ vers d'autres horizons.

Je tiens à remercier Dario Redaelli, Emmanuel Ferrier, Jacques Resplendino, Sébastien Bernardi et Alain Simon qui ont accepté de faire partie du jury. Je suis honoré que vous ayez consacré de votre temps pour la lecture de ce manuscrit et la soutenance de thèse.

Je souhaite remercier l'ensemble des membres de l'équipe EMMS pour leur aide et pour l'ambiance qui règne sur la passerelle. Je remercie plus particulièrement :

- tous les membres de l'équipe technique (Franck, Marc, JC, Joël, Lénaïc) pour leur participation aux fabrications des prismes de cisaillement dans des conditions acrobatiques...
- Franck et Marc pour avoir partagé l'aventure briviste dans la joie et la bonne humeur, pour leur professionnalisme et leur expérience qui m'ont souvent sorti de mauvaises passes,
- JC pour ses conseils toujours avisés, sa disponibilité sans faille, son aide dans la mise au point des différentes campagnes expérimentales et la réalisation des essais de cisaillement,
- Joël pour les conseils et les discussions parfois difficiles à digérer mais toujours constructifs,
- Lénaïc pour son investissement sur les essais de caractérisation, de cisaillement et de poutres en Té,
- RP pour la gestion du planning mais aussi pour ses nombreux conseils d'ancien, son soutien et ses conseils de réorientation de mon sujet de thèse qui sont arrivés à point nommé. Les travaux réalisés durant mon passage à l'IFSTTAR n'auraient probablement pas constitué une thèse sans tes conseils. Merci également pour l'aide apportée lors de la campagne de fabrication à l'IFSTTAR.
- Claude et Sandrine l'équipe « historique » de la salle des presses qui ont su transmettre leur goût de la recherche,
- Minh pour le soutien administratif, les nombreuses commandes passées et sa grande disponibilité,
- Baddredine pour les discussions passionnées sur l'absence de RSI dans les BFUP et leur faible perméabilité aux agents agressifs,
- Marie-Jo pour ton professionnalisme, ton adaptation éclair et ta bonne humeur chaque matin.

Et parce qu'il faut bien l'avouer, le quotidien ne serait pas le même si nous ne partagions pas la passerelle avec l'équipe SDOA, merci à eux pour la bonne ambiance quotidienne ! Un merci particulier à :

- Franziska pour la prise de photos lors des coulages des prismes de cisaillement et la confiance qu'elle m'a accordée en me confiant les cours de béton armé de l'ENTPE,
- Benjamin pour sa disponibilité indéfectible pour rendre toute sorte de services et pour la préparation du café chaque matin,
- Anne-Sophie pour les discussions, les conseils stratégiques et la prise de photos lors des coulages à l'IFSTTAR,
- Yolaine pour la prise de photos lors des coulages et l'aide au collage des fibres optiques dans les armatures.

Et même si elle n'est pas localisée sur la passerelle, merci également à Valérie pour la bonne ambiance. Merci à toi pour ta disponibilité et le soutien administratif que tu as apporté à mon travail de thèse.

Ce travail de thèse comporte de grosses expérimentations qui demandent une préparation importante. Elles ont été réalisées avec l'aide de plusieurs stagiaires : merci à Nawel, Christina, Hajar, Ahmed et Quentin. Merci également à Nordine d'avoir finalisé l'implémentation du modèle analytique.

D'autres équipes de l'IFSTTAR ont également participé de près ou de loin à la bonne marche des campagnes expérimentales :

- Je remercie Aghiad Khadour et Gonzague Six pour leur aide dans la mise en place et l'interrogation des fibres optiques (malheureusement non exploitées dans ce manuscrit de thèse mais à venir dans les publications futures).
- Je remercie également Dominique Siegert pour ses conseils sur les calculs de résistance des contacts linéiques qui m'ont permis d'achever la conception et le dimensionnement du bâti de cisaillement.
- Merci à François Martineau pour sa formation sur les équipements de l'atelier carottage.
- Merci à Jean-Daniel Simitambe et à Jean-François Bouteloup pour le prêt de matériel de fabrication.
- Merci au service documentation de l'IFSTTAR pour leur aide dans la recherche de références parfois anciennes et difficilement dénichables.
- Merci au service SMC (Structures Métalliques et à Câbles) de l'IFSTTAR pour la réalisation des essais de tractions sur mes armatures. Je remercie particulièrement Pauline et William qui m'ont accueilli dans leur laboratoire et ont réalisé les essais.

Je tiens à adresser un remerciement particulier à Yannick qui par sa bonne humeur constante, son expérience et ses qualités humaines sans failles m'a apporté conseils et courage pour mener cette thèse à son terme.

Je remercie également Bernard Fouré pour avoir apporté son avis éclairé sur certains aspects des problématiques abordées dans cette thèse et pour m'avoir fourni de nombreuses références bibliographiques « introuvables ». Merci également à Elisabeth Lurin pour l'autorisation délivrée de consulter certains documents.

Je souhaite remercier nos partenaires industriels sans qui nous n'aurions pas été en mesure de mener à bien des campagnes expérimentales de cette ampleur :

- Merci à Alain Simon, Emmanuel Gerald, Amélie Bouhours et à l'équipe de l'Atelier Artistique du Béton.
- Merci à Sébastien Bernardi et à Gérard Molines.
- Merci à Christian Clergue, Florian Chalencon, Guillaume Roux, Damien Rogat, Laurent Barillon et à l'équipe de Sigma Béton.

Les travaux de thèse ont été rendus difficiles par le contexte de déménagement de l'IFSTTAR de Paris à Champs sur Marne et les difficultés de définition du programme expérimental. Dans un tel contexte, la compétence et la motivation de l'équipe technique de la dalle d'essais des structures ont été une nouvelle fois démontrées. Merci à tous pour votre aide et votre soutien (même si vous le cachez bien, y'a un gros cœur là dessous... je l'ai vu).

Enfin, un énorme merci à Yolaine pour son soutien et pour avoir supporté mes sautes d'humeur (très) fréquentes au cours de ces travaux. Merci d'avoir été là dans les moments de doute, de découragement, de colère. Merci d'avoir apporté dans ma vie l'équilibre nécessaire à mon épanouissement. Ces travaux n'auraient probablement pas touché à leur fin sans toi et qui sait ce que je serais devenu...

Résumé

Dans le cadre de l'utilisation de plus en plus courante des BFUP dans des structures techniquement ou architecturalement complexes et de la recherche d'optimisation de la quantité de matériau mis en œuvre, cette thèse s'intéresse au fonctionnement des jonctions en BFUP. Son objectif principal est de mettre en évidence les phénomènes physiques qui interviennent dans la jonction et de mieux les retranscrire dans les méthodes de calcul afin de mieux maîtriser la sécurité et d'optimiser la matière mise en œuvre.

Le travail de thèse s'articule en quatre étapes :

- Une étude bibliographique a permis d'établir les bases de connaissances permettant de dimensionner les campagnes expérimentales et de proposer une structure de modélisation des jonctions âme-membrure.
- Le développement d'un modèle analytique avancé permettant de prédire le comportement d'une poutre en T soumise à une sollicitation combinée de flexion longitudinale (et donc de cisaillement longitudinal dans la table) et de flexion transversale.
- L'étude expérimentale, à l'échelle du matériau, du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur. Cette étude permet d'enrichir les connaissances sur le comportement des BFUP (données encore indisponibles dans la carte d'identité des différents matériaux) et constitue également une donnée d'entrée pour la compréhension quantitative des phénomènes qui interviennent dans la jonction, à l'échelle de la structure, lorsqu'elle est sollicitée en cisaillement longitudinal.
- Enfin, l'essai à rupture de 6 poutres en T à l'échelle 1 a permis d'étudier le comportement expérimental des jonctions soumises à des sollicitations de cisaillement longitudinal. Les résultats expérimentaux de cette étude ont été comparés aux différentes prédictions analytiques possibles, y compris le modèle proposé.

Ces travaux de thèse ont permis d'apporter de nouveaux outils de dimensionnement (notamment dans le cadre de l'étude de la résistance des jonctions en BFUP sous sollicitation de cisaillement pur). Ils mériteraient d'être complétés par des essais de poutres soumis à une sollicitation concomitante de flexion longitudinale et de flexion transversale, pour mieux conforter les méthodes d'analyse proposées.

Abstract

Ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) are increasingly used for technically or architecturally complex structures and research is going on to optimize design and save implemented material quantities. In this context, this thesis focuses on the mechanical behavior of junctions in UHPFRC structures. The main goal is to highlight physical phenomena occurring in the junctions in order to optimally transpose them into calculation methods. In this way, both safety and cost-efficiency should be better controlled.

This thesis is divided in four steps :

- A literature review enabled to establish the background knowledge allowing to design the experimental campaigns and to suggest a modeling for web-flange junctions.
- An advanced analytical model was developed in order to predict the behavior of a T-beam subjected to combined longitudinal bending (and therefore longitudinal shear in the table) and transverse bending.
- The experimental study, at the material scale, of UHPFRC behavior under pure shear stress, allowed enriching the knowledge in this field (data still unavailable in the identity card of current UHPFRC mixes). It also constituted an input for the quantitative understanding of the phenomena occurring in the junction, at the structure scale, when it is loaded in longitudinal shear.
- Finally, the test of 6 full scale T-beams up to failure made it possible to study the experimental behavior of the junctions subjected to longitudinal shear stresses. The experimental results were compared with the various analytical predictions, including the proposed model.

A new approach has thus been proposed to design junctions under longitudinal shear. It should be completed with experiments on T-beams under combined longitudinal and transverse bending to further validate the proposed analysis methods.

Table des matières

Introduction.....	19
Chapitre 1 : Etat de l'art	27
Sommaire	27
1.1. Introduction.....	31
1.2. Les Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances (BFUP)	33
1.2.1. Généralités	33
1.2.2. Caractéristiques mécaniques	36
1.2.2.1. Comportement en compression.....	37
1.2.2.2. Comportement en traction.....	38
1.2.3. Premiers enseignements.....	40
1.3. Comportement à l'échelle de la structure	43
1.3.1. Comportement des jonctions sous sollicitations combinées de flexion et de cisaillement	43
1.3.1.1. Résultats expérimentaux issus de la littérature	43
1.3.1.2. Modélisation analytique et/ou dimensionnement des jonctions	52
1.3.1.3. Conclusion.....	73
1.3.2. Comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement	74
1.3.2.1. Béton armé et/ou précontraint	75
1.3.2.2. Béton de fibres métalliques (BFM)	93
1.3.2.3. Béton Fibré à Ultra-hautes Performances	95
1.3.2.4. Conclusion.....	96
1.4. Comportement à l'échelle du matériau	97
1.4.1. Comportement sous sollicitation de cisaillement pur	97
1.4.1.1. Typologie des essais réalisés.....	98
1.4.1.2. Matériaux cimentaires non fibrés.....	100
1.4.1.3. Matériaux cimentaires fibrés.....	109
1.4.1.4. Béton fibré à Ultra Hautes Performances.....	114
1.4.1.5. Conclusion.....	119
1.4.2. Comportement sous sollicitations multiaxiales	120
1.4.2.1. Modalités expérimentales	120
1.4.2.2. Sollicitation de compression bi-axiale	124

1.4.2.3.	Sollicitation de traction biaxiale	131
1.4.2.4.	Sollicitation combinée de traction et de compression	135
1.4.2.5.	Combinaison tranchant-traction directe	141
1.4.2.6.	Combinaison tranchant-flexion	145
1.4.2.7.	Conclusion.....	150
1.4.3.	Conclusion	151
1.5.	Conclusion	153
Chapitre 2 : Modélisation analytique du comportement des jonctions monolithiques en BFUP		155
Sommaire		155
2.1.	Introduction.....	157
2.2.	Sollicitations et géométries considérées.....	159
2.3.	Modélisation analytique en trois dimensions	161
2.3.1.	Présentation générale du modèle.....	161
2.3.1.1.	Principe du calcul et éléments de sortie du modèle	161
2.3.1.2.	Hypothèses principales et données d'entrées du modèle	162
2.3.2.	Détermination de l'état de contraintes	173
2.3.2.1.	Principe du calcul en flexion longitudinale	173
2.3.2.2.	Principe du calcul en flexion transversale	174
2.3.2.3.	Mise en œuvre du calcul.....	175
2.3.3.	Détermination de l'état de déformations.....	183
2.3.4.	Détermination de la déformée	184
2.4.	Simplification du modèle : raisonnement en 2 dimensions dans la table	187
2.4.1.	Principe de calcul simplifié	187
2.4.2.	Impact de la suppression du caractère 3D.....	188
2.5.	Elargissement du domaine de définition du modèle (BFUP adoucissant ou localisation de l'endommagement)	189
2.5.1.	Principe de fonctionnement du modèle	189
2.5.1.1.	Hypothèses principales	189
2.5.1.2.	Calcul en flexion longitudinale.....	191
2.5.1.3.	Calcul en flexion transversale	194
2.5.2.	Difficultés rencontrées	195
2.6.	Conclusion	197
Chapitre 3 : Caractérisation du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur		199
Sommaire		199

3.1.	Introduction.....	201
3.2.	Description de la campagne expérimentale.....	203
3.2.1.	Principe de l'essai.....	203
3.2.2.	Corps d'épreuve	204
3.2.2.1.	Matériaux étudiés.....	204
3.2.2.2.	Géométrie des corps d'épreuve	204
3.2.2.3.	Fabrication des corps d'épreuve.....	206
3.2.3.	Dimensionnement du dispositif expérimental.....	211
3.2.3.1.	Principe d'application de l'effort	211
3.2.3.2.	Conditions d'appui	213
3.2.4.	Moyens d'essais et instrumentation des corps d'épreuve	215
3.2.4.1.	Presse hydraulique utilisée et pilotage.....	215
3.2.4.2.	Instrumentation des corps d'épreuve	215
3.2.5.	Synthèse des essais réalisés	216
3.3.	Résultats expérimentaux.....	217
3.3.1.	Caractérisation des matériaux	217
3.3.1.1.	BFUP A.....	217
3.3.1.2.	BFUP B.....	219
3.3.1.3.	BFUP C.....	220
3.3.2.	Détermination de la contrainte de cisaillement	221
3.3.3.	Résultats des corps d'épreuve en BFUP A.....	221
3.3.3.1.	Mode de rupture.....	221
3.3.3.2.	Courbes expérimentales	222
3.3.4.	Résultat des corps d'épreuve en BFUP B	223
3.3.4.1.	Mode de rupture.....	223
3.3.4.2.	Courbes expérimentales	223
3.3.5.	Résultats des corps d'épreuve en BFUP C.....	224
3.3.5.1.	Mode de rupture.....	224
3.3.5.2.	Courbes expérimentales	224
3.3.6.	Synthèse des résultats expérimentaux	225
3.4.	Analyse des résultats	227
3.4.1.	Confrontation aux modèles et données disponibles dans la littérature	227
3.4.1.1.	Comparaison aux résultats expérimentaux de (Crane, 2010)	227
3.4.1.2.	Estimation de la résistance au cisaillement : modèles issus de la littérature	230
3.4.2.	Réflexion sur la résistance au cisaillement des BFUP	233

3.4.2.1.	Compréhension du comportement sous sollicitation de cisaillement.....	234
3.4.2.2.	Estimation « approximative » de la limite élastique des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur en fonction de la limite élastique en traction	238
3.4.2.3.	Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction de la résistance à la traction	239
	Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction du volume de fibres.....	240
3.5.	Conclusion	243
Chapitre 4 : Comportement des membrures de poutres en Té soumises à une sollicitation d'effort tranchant longitudinal		245
Sommaire		245
4.1.	Introduction.....	249
4.2.	Présentation de la campagne expérimentale	251
4.2.1.	Dimensionnement et caractéristiques dimensionnelles des corps d'épreuve	251
4.2.1.1.	Géométrie adoptée.....	251
4.2.1.2.	Vérification du dimensionnement des poutres	252
4.2.2.	Fabrication des corps d'épreuve	260
4.2.2.1.	Moyens de fabrication utilisés.....	260
4.2.2.2.	Moyens métrologiques mis en œuvre.....	263
4.2.2.3.	Fabrication des poutres en Té	263
4.2.3.	Caractérisation des matériaux	271
4.2.3.1.	BFUP.....	271
4.2.3.2.	Armatures	282
4.2.4.	Dispositif expérimental	284
4.2.4.1.	Montage.....	284
4.2.4.2.	Instrumentation	286
4.2.4.3.	Pilotage et programme de chargement.....	291
4.3.	Comportement expérimental des poutres en Té.....	293
4.3.1.	BFUP A.....	293
4.3.1.1.	Description du comportement des poutres en BFUP A.....	293
4.3.1.2.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP A.....	300
4.3.2.	BFUP B	301
4.3.2.1.	BFUP B A.....	301
4.3.2.2.	BFUP B B.....	306
4.3.2.3.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP B.....	310
4.3.3.	BFUP C	310

4.3.3.1.	Description du comportement	310
4.3.3.2.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP C.....	316
4.3.4.	Synthèse	316
4.4.	Confrontation des résultats à différents modèles analytiques.....	319
4.4.1.	Approche « contrainte-déformation » : comparaison avec le modèle développé	319
4.4.1.1.	Applicabilité du modèle et hypothèses de calcul	319
4.4.1.2.	Comparaison des résultats expérimentaux	323
4.4.1.3.	Conclusion.....	337
4.4.2.	Estimations issues basées sur l'analyse limite	338
4.5.	Conclusion	343
Conclusions et Perspectives		345
Bibliographie		349
Annexe 1 Caractérisation des matériaux, campagne cisaillement		361
Annexe 2 Caractérisation des matériaux, campagne poutres en Té		377
Annexe 3 Evaluation des pertes de précontrainte.....		401
Annexe 4 Exploitation des rosettes de capteurs.....		409
Annexe 5 Détails de la comparaison des résultats expérimentaux et de la modélisation analytique.....		415

Introduction

Contexte du travail de thèse

Les BFUP sont apparus au milieu des années 1990. Ils sont aujourd'hui utilisés de plus en plus fréquemment et dans des domaines de plus en plus variés (Toutlemonde et Resplendino, 2011 ; Toutlemonde et Resplendino, 2013).

La première construction en BFUP a eu lieu en 1997 à Sherbrooke, au Canada. Il s'agit d'une passerelle piétonne (Behloul et al., 1999). Par la suite, entre 1997 et 1998, des poutres en BPR[®] et en BSI[®] ont été utilisées pour la rénovation des aéroréfrigérants de la centrale nucléaire de Cattenom (Birelli et al., 1998).



Figure 1: Vue des poutres en BFUP de la centrale nucléaire de Cattenom

La première construction d'un pont routier a eu lieu en France, à Bourg les Valence en 2001 (Hajar et al., 2004a). Les utilisations se sont ensuite multipliées avec notamment des applications aux ponts et aux passerelles en France et à l'international (Toutlemonde et Resplendino, 2011). Il est possible d'en citer quelques exemples :

- Pont routier de *Saint Pierre La Cour* en Ductal[®]-FM en 2005 (Hanoteau et al., 2006).
- Pont de la *Chabotte* (PS34) en BCV[®] en 2007 (Resplendino et al., 2007).
- Pont *Pinel* à Rouen en BSI[®] Ceracem en 2007 (Chanut et al., 2007).
- *Passerelle des Anges* en Ductal[®]-FM en 2008 (Mazzacane et al., 2010).
- Passerelle de *Seonyu* à Séoul en Ductal[®]-FM (Behloul et al., 2004).
- Plus de 12 ponts et ouvrages au Japon dont les ouvrages conçus pour l'extension de l'aéroport d'Haneda à Tokyo (Tanaka et al., 2010). La première passerelle réalisée fut *Sakata Mirai* en 2002 (Tanaka et al., 2002).
- Plusieurs ouvrages en Corée du Sud dans le cadre du projet SUPER Structure 2020 (Byung-Suk et al., 2016).
- *Batu 6 bridge* en Malaisie (Voo et Fooster, 2016)

Les BFUP ont aussi été utilisés pour des ouvrages exceptionnels comme la couverture de la barrière de péage du Viaduc de Millau (Hajar et al., 2004b). Le domaine du bâtiment n'est pas non plus insensible aux propriétés de ce matériau avec le développement de couvertures et

de façades de bâtiments en BFUP (profitant ainsi de la légèreté et du faible encombrement de ces dalles) [Toutlemonde et Resplendino, 2013].

L'utilisation des BFUP est également pressentie dans de nouveaux types de structures. Des premières réflexions ont été menées sur la conception d'éoliennes en BFUP (Jammes et Céspedes, 2012) ou de quais portuaires (Kubwimana et al, 2011).

Ce matériau peut également être utilisé pour des applications non structurales. Ainsi, certaines constructions emblématiques telles que le MUCEM à Marseille ou le stade Jean-Bouin à Paris ont eu recours au BFUP pour la conception des résilles qui les habillent (voir Figure 2).



Figure 2: Vue du Mucem (Marseille)

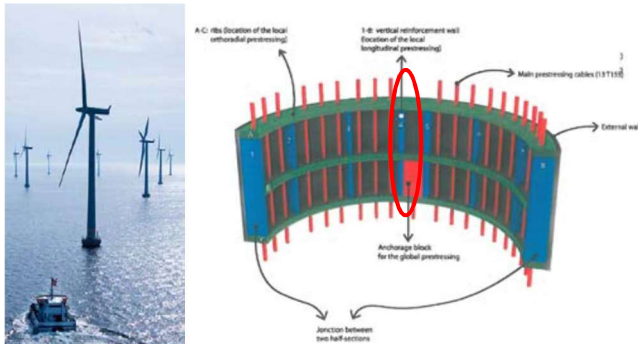
A l'heure actuelle, une norme française (complément national à l'Eurocode 2 : NF P18-710) permet d'encadrer l'utilisation le calcul des structures en BFUP (AFNOR, 2016a). Cependant, ceux-ci restent des matériaux nouveaux et certains aspects du dimensionnement des ouvrages en BFUP sont encore peu documentés. Le travail de thèse présenté ici s'intéresse au comportement des jonctions monolithiques sous sollicitations complexes.

Utilisation des jonctions âme-membrure

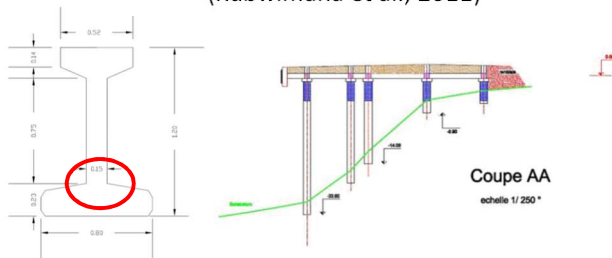
Les jonctions monolithiques entre deux éléments en BFUP sont couramment rencontrées dans les constructions utilisant le BFUP. En effet, les excellentes propriétés mécaniques de ces matériaux encouragent les concepteurs à les utiliser pour des architectures constituées de voiles minces qui nécessitent alors la mise en place de raidisseurs pour rigidifier la structure et éviter les phénomènes de voilement. Ce type de jonctions se retrouve également dans de nombreuses autres applications plus classiques telles que les liaisons âme-membrure des dalles nervurées, les caissons de ponts, les poutres en T, en I, en π ...

Il est possible de citer quelques exemples de structures en BFUP présentant ce type de liaisons tels que les mâts d'éoliennes offshore en BFUP, les poutres du pont Pinel à Rouen, les poutres du projet de quai portuaire en BFUP à Lorient ou encore la couverture du péage du viaduc de Millau (voir Figure 3).

Projet d'éoliennes en BFUP
(Jammes et Cespedes, 2012)



Projet de quai portuaire en BFUP (Lorient),
(Kubwimana et al., 2011)



Couverture du péage du viaduc de
Millau (Hajar et al., 2004a)



Poutres du pont Pinel à Rouen
(Chanut et al., 2007)



Figure 3: Jonctions âme-coque, exemples d'applications

Les ponts caissons présentent également des liaisons qui peuvent être traitées de manière similaire. En effet, dans de telles structures, l'âme des caissons est reliée au hourdis supérieur par une jonction âme-membrure (voir Figure 4). Cependant, le caractère fortement hyperstatique de l'âme (qui est reliée à la fois au hourdis supérieur et au hourdis inférieur) implique un état de contrainte légèrement différent dans celle-ci.



Figure 4: Exemple de jonction dans un caisson (PS 34 de l'A51)

L'ensemble des jonctions présentées ici sont, au cours de leur durée de vie, soumises à des sollicitations multiaxiales. Actuellement, le dimensionnement de ce type d'ouvrages en BFUP est réalisé grâce aux recommandations (AFGC, 2013) ou à la norme française (AFNOR, 2016a) qui proposent une méthode sécuritaire mais peu optimisée: les matériaux et notamment le BFUP sont supposés ne pas être capables de travailler dans deux directions simultanément. Il est donc nécessaire de sommer les sections nécessaires à la reprise de chacune des sollicitations. Afin de vérifier et éventuellement de faire évoluer ces règles de dimensionnement, et comme dans tous les problèmes de sollicitations combinées, le travail de thèse s'est appliqué à tenter de déterminer les effets de la combinaison de sollicitations qui ne sont pas forcément la somme des effets de chacune des sollicitations.

Sollicitations étudiées : définition de l'état de contrainte et des mécanismes de rupture

Ces travaux portent donc sur la sollicitation complexe des jonctions âme-membrure en BFUP : il s'agit de considérer des chargements de cisaillement longitudinal combinés à de la flexion transversale. Dans la pratique, de telles sollicitations sont rencontrées lorsque l'élément est chargé en flexion longitudinale (ce qui implique un cisaillement longitudinal) et lorsque, dans le même temps, la coque ou la membrure est chargée en flexion transversale (par exemple par le vent pour les éoliennes ou par le trafic routier pour les ponts). Ce type de sollicitations ou de chargements est ainsi fréquemment rencontré dans la réalité. L'état de contrainte qui découle de ce type de sollicitations est présenté sur la Figure 5.

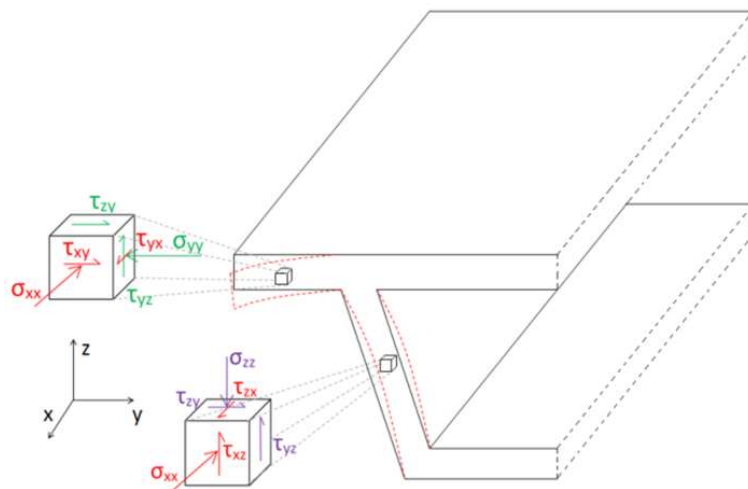


Figure 5: Etat de contrainte à la jonction âme-coque d'un pont caisson

Afin de pouvoir élaborer les principes de modélisation et les campagnes expérimentales, une géométrie représentative a été choisie.

Dans l'ensemble des travaux de thèse, la jonction âme-table des poutres en T sera étudiée. Cette géométrie permet de se rapprocher du comportement de l'ensemble des jonctions de voiles de courbure modérée et des jonctions voiles-raidisseurs. De plus, cette géométrie a déjà été adoptée pour les études réalisées avec des structures en béton armé ordinaire.

Une sollicitation en flexion longitudinale des poutres en T (en rouge sur la Figure 6) induit, dans la table (et donc dans la jonction) la présence d'une sollicitation de cisaillement longitudinal. La sollicitation de la table en flexion transversale (appuis sur l'extrémité de la membrure – en vert sur la Figure 6) apporte la concomitance de sollicitation recherchée dans la jonction.

Par convention, dans le cas où c'est une sollicitation de flexion longitudinale qui est à l'origine de la présence de la contrainte de cisaillement longitudinal, la flexion est dite positive lorsqu'elle comprime la coque et négative lorsqu'elle la tend. Ces deux cas de figure se retrouvent par exemple, sur un pont, à mi travée ou sur appui.

Dans tout le manuscrit, l'axe x est pris parallèle à l'axe longitudinal de la poutre, l'axe y dans le plan de la table et l'axe z est vertical et orienté vers le haut. La direction des axes x et y est choisie telle que le repère soit direct. Dans l'ensemble des travaux de thèse, seules les sollicitations de flexion longitudinale positive sont prises en compte. Cette hypothèse réduit le domaine d'application des travaux présentés dans la suite, le cas étudié est cependant considéré comme représentatif de la majorité des cas rencontrés dans la réalité.

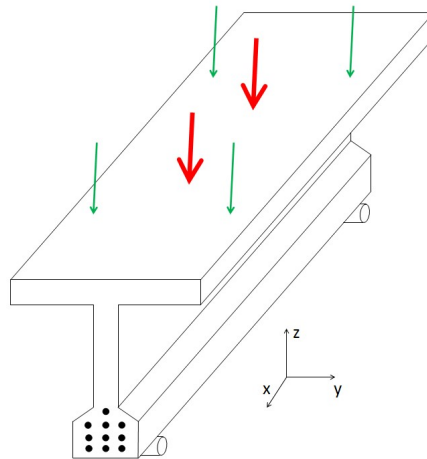
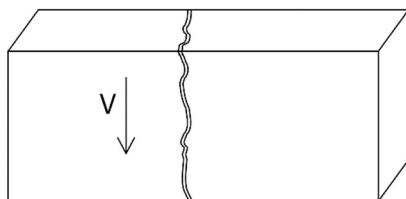


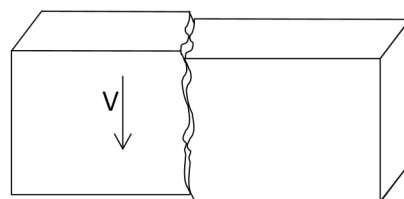
Figure 6: Géométrie et type de sollicitation considérés

Dans l'ensemble du manuscrit de thèse, nous désignerons et distinguerons les deux modes de rupture suivants sous sollicitation de cisaillement :

- La rupture en « cisaillement-glissement » désigne l'ouverture d'une fissure parallèle à la sollicitation de cisaillement au droit de laquelle un glissement relatif entre les deux côtés de la fissure apparaît. Ce glissement est accompagné de l'ouverture de la fissure et conduit à la ruine de l'ouvrage ou du corps d'épreuve (voir Figure 7).



Apparition de la fissure de ruine



Apparition du glissement puis rupture de la structure par séparation

Figure 7: Schéma de rupture en "cisaillement glissement"

- La rupture en treillis désigne un schéma de rupture avec une fissuration diagonale par rapport à la direction de cisaillement qui induit un fonctionnement selon un schéma de bielles et de tirants dans la structure (schéma de rupture classique à l'effort tranchant des âmes de poutre voir Figure 8). La rupture apparaît alors soit par rupture d'un tirant (ouverture d'une fissure diagonale) soit par écrasement du béton des bielles.

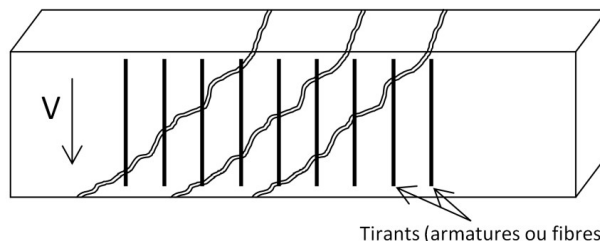


Figure 8: Schéma de rupture en treillis

Dans la littérature, des essais menés sur des poutres en béton armé ont été réalisés dans des configurations qui sont proches de celles que nous voulons étudier. Les résultats obtenus et notamment les types de fissuration et de rupture permettent de confirmer les mécanismes en présence :

- sans concomitance (solicitation de cisaillement longitudinal sans flexion transversale), plusieurs mécanismes sont observés :
 - Fissuration longitudinale au droit de la jonction âme membrure. Rupture par séparation de l'âme et de la table par cisaillement-glissement relatif de l'une par rapport à l'autre.
 - Fissuration selon un schéma de treillis dans la table. Dans notre étude, le mode de rupture n'a jamais été atteint selon un tel schéma.

Le plus souvent, les deux types de fissuration apparaissent et la rupture survient par cisaillement-glissement au droit de la jonction.

- avec concomitance : l'application d'un moment de flexion transversal mène à la présence d'une fissuration longitudinale, cette pré-fissuration favorise une rupture par cisaillement-glissement au droit de la jonction. Cependant, dans le cas de sections fortement renforcées par armatures passives, une fissuration diagonale peut toujours apparaître.

Ainsi, au vu de l'état de contraintes présenté dans la Figure 5 et des profils de fissuration possibles, la nécessité de mieux appréhender le comportement multiaxial des BFUP est évidente. De plus, dans le cas de rupture par cisaillement-glissement, le comportement du matériau en cisaillement direct est déterminant dans le fonctionnement de la jonction à la rupture.

Objectifs principaux et organisation des travaux

L'objectif principal du travail de thèse a donc consisté à clarifier vis-à-vis de ces mécanismes le comportement des jonctions monolithiques en BFUP sous sollicitations complexes afin d'en développer une modélisation analytique.

Le travail est présenté en plusieurs étapes :

- Mise en évidence des données bibliographiques se rapportant à la problématique :
 - Présentation des données expérimentales disponibles dans la littérature sur le comportement des jonctions en béton armé. L'étude de ces résultats permet de comprendre les phénomènes principaux qui régissent le comportement des jonctions, elle a mis en évidence le manque de données bibliographique pour les bétons fibrés et pour les BFUP et donc la nécessité de s'intéresser au comportement à l'échelle du matériau des BFUP (cisaillement et sollicitations multiaxiales) pour modéliser le comportement des jonctions sous sollicitations complexes.
 - Présentation du comportement des poutres et de leur modélisation sous sollicitation de flexion-tranchant afin de définir une base de modélisation pour le problème qui nous intéresse.
 - Etude du comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement. Cette étude permet notamment de mieux appréhender le comportement des poutres dont la rupture intervient en cisaillement glissement.
 - Etude du comportement des matériaux cimentaires sous sollicitations multiaxiales afin de mieux appréhender la participation du BFUP dans la jonction.

- Modélisation analytique du comportement des jonctions en BFUP sous sollicitations combinées de flexion transversale et de cisaillement longitudinal. Il s'agit d'adapter la Modified Compression Field Theory (Vecchio et Collins, 1986) au cas des structures comportant des jonctions monolithiques en BFUP multimicrofissurant en s'appuyant sur les travaux de (Baby, 2012 ; Baby et al., 2013).
- Etude expérimentale du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement. Présentation d'une campagne d'essais visant à caractériser, à l'échelle du matériau, les grandeurs physiques qui régissent le comportement des jonctions en BFUP dans le cas d'une rupture en cisaillement-glisement.
- Validation partielle du modèle analytique, grâce à la réalisation d'une campagne expérimentale à l'échelle de la structure décrite dans le chapitre 4 du manuscrit. Pour différentes raisons organisationnelles et de délais, il n'a pas été possible de valider le modèle sous sollicitations combinées de flexion et de tranchant, seules des sollicitations appliquées selon l'axe longitudinal et conduisant à une rupture en cisaillement longitudinal ont pu être appliquées. Les résultats expérimentaux obtenus sont analysés et confrontés aux résultats théoriques prévus par le modèle analytique.

Cadre des travaux de thèse

Les travaux de cette thèse ont été réalisés dans le cadre d'une quatrième année thèse de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) au sein du laboratoire Expérimentations et Modélisations des Matériaux et des Structures (EMMS) de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR).

Les campagnes expérimentales ont été financées dans le cadre d'un contrat de partenariat entre l'IFSTTAR, Eiffage, Lafarge et Vicat. Seule une partie des programmes expérimentaux de ce partenariat sont présentés dans le cadre de ce manuscrit de thèse.

Organisation du manuscrit

Le présent manuscrit est organisé en quatre chapitres.

Dans un premier temps (chapitre 1), nous nous intéresserons aux données disponibles dans la littérature. Après avoir présenté quelques généralités sur les BFUP, nous évoquerons dans ce premier chapitre les données disponibles à l'échelle de la structure (essais et modélisation de structure comportant des jonctions monolithiques et de poutres soumises à une sollicitation de flexion-tranchant) puis celles disponibles à l'échelle du matériau (comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement pur et sous sollicitations multiaxiales). Nous présenterons par la suite (dans le chapitre 2) le modèle analytique qui a été élaboré et implémenté durant les travaux de thèse.

Enfin, les chapitres 3 et 4 sont consacrés à la présentation des campagnes expérimentales réalisées (cisaillement pur à l'échelle du matériau et flexion 4 points de poutres en Té) et à la confrontation de leurs résultats avec le modèle présenté au chapitre 2 ainsi qu'avec les modèles disponibles dans la littérature.

Chapitre 1 : Etat de l'art

Sommaire

1.1.	Introduction.....	31
1.2.	Les Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances (BFUP)	33
1.2.1.	Généralités	33
1.2.2.	Caractéristiques mécaniques	36
1.2.2.1.	Comportement en compression.....	37
1.2.2.2.	Comportement en traction.....	38
1.2.2.2.1.	Comportement écrouissant en traction.....	38
1.2.2.2.2.	Comportement adoucissant en traction	39
1.2.2.2.3.	Comportement à l'échelle « structure »	40
1.2.3.	Premiers enseignements.....	40
1.3.	Comportement à l'échelle de la structure	43
1.3.1.	Comportement des jonctions sous sollicitations combinées de flexion et de cisaillement	43
1.3.1.1.	Résultats expérimentaux issus de la littérature	43
1.3.1.1.1.	Présentation des campagnes expérimentales	43
1.3.1.1.2.	Type de fissuration obtenue/profil de rupture	46
1.3.1.1.2.1.	Comportement sans flexion concomitante.....	46
	Comportement dans la portée d'effort tranchant	46
	Comportement dans la zone de moment constant	47
1.3.1.1.2.2.	Effets de la présence d'une flexion concomitante.....	47
1.3.1.1.2.3.	Effets de la présence d'un effort de précontrainte transversale.....	48
1.3.1.1.3.	Diffusion des contraintes de cisaillement dans la table.....	49
1.3.1.1.4.	Travaux connexes (Kaufmann et Men, 1976) : effet d'une flexion concomitante dans l'âme	50
1.3.1.1.5.	Synthèse et premiers enseignements.....	51
1.3.1.2.	Modélisation analytique et/ou dimensionnement des jonctions	52
1.3.1.2.1.	Détermination des efforts sollicitants.....	52
1.3.1.2.1.1.	Effort de cisaillement longitudinal dans la membrure.....	52
1.3.1.2.1.2.	Effet de la sollicitation de flexion transversale sur la flexion longitudinale	53

1.3.1.2.1.3.	Effet de la sollicitation de flexion longitudinale sur la flexion transversale	53
1.3.1.2.2.	Fissuration et rupture des tables des poutres en Té.....	54
1.3.1.2.2.1.	Fissuration sous une sollicitation de flexion longitudinale	54
1.3.1.2.2.2.	Fissuration due à la sollicitation de flexion transversale	56
1.3.1.2.2.3.	Comportement sous sollicitation concomitante de flexion longitudinale et de flexion transversale	57
1.3.1.2.3.	Approches de calcul à la rupture basées sur un schéma de treillis	57
1.3.1.2.3.1.	Approches proposées par les auteurs des campagnes expérimentales	57
1.3.1.2.3.2.	Approches proposées par les codes et recommandations de calcul.....	59
Eurocode 2 et guide Setra		59
Code model <i>fib</i> 2010		63
ACI materials		64
Bulletins <i>fib</i>		64
Recommandations (AFGC, 2013) et norme française (AFNOR, 2016a)		66
1.3.1.2.3.3.	Réflexions sur la pertinence d'une approche basée sur un phénomène de treillis	68
1.3.1.2.4.	Approche de calcul à la rupture en cisaillement-glissement	69
1.3.1.2.5.	Approche de calcul à la rupture basée sur la méthode « sandwich »	70
1.3.1.2.6.	Synthèse	72
1.3.1.3.	Conclusion.....	73
1.3.2.	Comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement	74
1.3.2.1.	Béton armé et/ou précontraint	75
1.3.2.1.1.	Sollicitations et éléments résistants.....	75
1.3.2.1.1.1.	Etat de contrainte dans une poutre soumise à une combinaison de flexion et d'effort tranchant.....	75
1.3.2.1.1.2.	Éléments participant à la résistance à l'effort tranchant.....	78
Béton		78
Armatures passives transversales		78
Armatures passives longitudinales.....		79
Précontrainte.....		80
Influence du rapport a/d (portée d'effort tranchant / hauteur utile).....		80
1.3.2.1.2.	Evaluation de la capacité à reprendre la sollicitation d'effort tranchant	81
1.3.2.1.2.1.	Modèle mécanique : le treillis de Ritter-Mörsch	82
1.3.2.1.2.2.	Modèle physique : la MCFT	84
Equilibre des efforts		85

Comportement des matériaux	88
Conditions géométriques	90
1.3.2.2. Béton de fibres métalliques (BFM)	93
1.3.2.3. Béton Fibré à Ultra-hautes Performances	95
1.3.2.4. Conclusion	96
1.4. Comportement à l'échelle du matériau	97
1.4.1. Comportement sous sollicitation de cisaillement pur	97
1.4.1.1. Typologie des essais réalisés.....	98
1.4.1.2. Matériaux cimentaires non fibrés.....	100
1.4.1.2.1. Paramètres influençant le comportement du béton sous cisaillement pur	101
1.4.1.2.2. Effet d'une éventuelle préfissuration	101
1.4.1.2.3. Effet de l'état de surface (effet d'engrènement).....	101
1.4.1.2.4. Effet des armatures.....	103
1.4.1.2.4.1. Contrôle de l'ouverture des fissures	103
1.4.1.2.4.2. Effet d'une éventuelle préfissuration	104
1.4.1.2.4.3. Effet de goujon.....	104
1.4.1.2.5. Effet de la résistance en compression du béton.....	104
1.4.1.2.6. Modélisation du comportement du béton sous cisaillement pur	106
1.4.1.2.6.1. Approche proposée par (Mansur et al., 2008).....	106
1.4.1.2.6.2. Autres modélisations et estimations théoriques proposées dans la littérature	107
1.4.1.3. Matériaux cimentaires fibrés.....	109
1.4.1.3.1. Etat de l'art des essais de cisaillement direct sur matériaux cimentaires fibrés	109
1.4.1.3.2. Modélisations du comportement du béton fibré sous cisaillement pur	111
1.4.1.3.2.1. Estimation théorique de la contrainte de cisaillement maximale : approche empirique	111
1.4.1.3.2.2. Modélisation de la loi « Cisaillement-glissement » pour le cas des BFM : approche empirique à l'échelle du matériau	112
1.4.1.3.2.3. Modélisation de la loi de cisaillement direct dans le cas des BFM : approche structurelle	113
1.4.1.4. Béton fibré à Ultra Hautes Performances.....	114
1.4.1.5. Conclusion.....	119
1.4.2. Comportement sous sollicitations multiaxiales	120
1.4.2.1. Modalités expérimentales	120
1.4.2.1.1. Conditions d'appuis.....	121

1.4.2.1.2.	Chemin de chargement	122
1.4.2.1.3.	Conventions adoptées.....	120
1.4.2.2.	Sollicitation de compression bi-axiale	124
1.4.2.2.1.	Comportement des matériaux non fibrés.....	124
1.4.2.2.1.1.	Effet de la résistance en compression uniaxiale	124
1.4.2.2.1.2.	Module apparent	124
1.4.2.2.1.3.	Gain de résistance	126
1.4.2.2.1.4.	Ductilité du matériau	127
1.4.2.2.1.5.	Conclusion	127
1.4.2.2.2.	Comportement des matériaux fibrés.....	128
1.4.2.2.3.	Conclusion	130
1.4.2.3.	Sollicitation de traction biaxiale	131
1.4.2.3.1.	Comportement des matériaux non fibrés.....	131
1.4.2.3.2.	Comportement des matériaux fibrés.....	132
1.4.2.4.	Sollicitation combinée de traction et de compression.....	135
1.4.2.4.1.	Comportement des matériaux non fibrés.....	135
1.4.2.4.1.1.	Essais réalisés à l'échelle du matériau	135
	<i>Impact d'une traction transversale sur la résistance en compression</i>	135
	<i>Impact de la compression transversale sur la résistance à la traction.....</i>	136
1.4.2.4.1.2.	Essais réalisés sur panneaux armés.....	137
1.4.2.4.2.	Comportement des matériaux fibrés.....	139
1.4.2.4.2.1.	Essais réalisés à l'échelle du matériau	139
1.4.2.4.2.2.	Essais réalisés sur panneaux armés.....	139
1.4.2.5.	Combinaison tranchant-traction directe	141
1.4.2.6.	Combinaison tranchant-flexion	145
1.4.2.7.	Conclusion.....	150
1.4.3.	Conclusion	151
1.5.	Conclusion	153

1.1. Introduction

Les travaux présentés dans ce manuscrit de thèse s'intéressent au comportement des jonctions monolithiques en BFUP. Ce premier chapitre a pour objectif de présenter les connaissances déjà disponibles dans la littérature qui pourront être mises à profit pour mieux appréhender et/ou permettre la modélisation de leur comportement.

Nous aborderons dans un premier temps quelques généralités sur les BFUP. Nous nous intéresserons par la suite à des questions plus proches de notre problématique (comportement mécanique des jonctions en BFUP). L'étude bibliographique se poursuivra selon deux points de vue différents :

- Une première étude à l'échelle de la structure. L'objectif de cette partie est de mieux appréhender le comportement des jonctions monolithiques, elle débute donc par la présentation des campagnes expérimentales qui étudient le comportement des jonctions monolithiques des poutres en T en béton armé ou fibré. Le manque de données disponibles pour réaliser une modélisation analytique du comportement des jonctions a conduit à rechercher une base de modélisation plus simple qui sera, par la suite, adaptée à notre problème. Cette recherche nous a menés à l'étude du comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement et aux modélisations qui s'y rapportent. Les résultats de cette investigation sont présentés dans cette partie.
- Une seconde étude à l'échelle du matériau (étude du comportement des matériaux cimentaires sous sollicitations de cisaillement pur et sous sollicitations multiaxiales). Les résultats de cette étude permettront d'adapter un modèle analytique initialement dédié à l'étude du comportement sous sollicitation de flexion-cisaillement au cas des jonctions monolithiques en BFUP et de développer une approche de type « calcul à la rupture » permettant d'évaluer la résistance d'une jonction.

1.2. Les Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances (BFUP)

Outre la présentation du cadre de développement et d'utilisation des BFUP, Cette première partie est notamment l'occasion de préciser la gamme de matériaux qui sont considérés comme répondant à l'appellation « BFUP » dans la suite des travaux de thèse. La définition des BFUP adoptée dans le cadre de ces travaux s'appuie le plus souvent sur celle de la norme française NF P18-470 (AFNOR, 2016b) mais en diffère parfois (notamment sur la possibilité de considérer des matériaux adoucissants en flexion).

1.2.1. Généralités

Les BFUP sont des matériaux cimentaires développés depuis les années 1990 qui présentent des caractéristiques mécaniques bien supérieures à celles des bétons « ordinaires » ce qui les fait sortir du cadre des textes réglementaires classiques (leur utilisation ne peut pas être régie par l'Eurocode 2 notamment). Leur utilisation a longtemps été encadrée par les recommandations provisoires (AFGC-Sétra, 2002) puis par leur version révisée (AFGC, 2013). Depuis le début de l'année 2016, un complément national français à l'Eurocode 2 (NF P18-710) associé à une norme de produit définissant les performances des BFUP (NF P 18-470) fournit les règles de dimensionnement pour leur application structurelle (AFNOR, 2016a ; AFNOR, 2016b).

Les recommandations (AFGC, 2013) considèrent que les BFUP se distinguent des bétons à hautes et très hautes performances par :

- leur résistance en compression, systématiquement supérieure à 150 MPa,
- l'emploi systématique de fibres, qui assurent la non-fragilité du matériau et modifient le recours classique aux armatures actives ou passives,
- leur fort dosage en liant et la sélection particulière dont les granulats font l'objet.

Grâce à l'emploi systématique de superplastifiants, le rapport eau/liant des BFUP est généralement inférieur à 0,2 contre 0,35 à 0,4 pour les bétons à hautes performances.

Afin de prendre conscience des différences de formulations et des améliorations apportées par rapport à un béton traditionnel, le Tableau 1 présente les compositions du BSI® (Hajar et al., 2004b) et du Ductal-®FM (Graybeal, 2006). Pour un BFUP donné, la composition de ce dernier tend à être la plus constante possible quel que soit le lieu géographique du chantier et les ressources disponibles à proximité. Au cours du temps et du raffinement des compositions, les formulations présentées dans le Tableau 1 ont cependant pu évoluer. Ainsi, le volume de fibres métalliques utilisées dans le BSI est généralement de 2,5%.

		Ductal®-FM	BSI®
Premix (kg)	Agrégats (0-6 mm)	-	1072
	Ciment Portland	712	1114
	Sable fin (0,15 – 0,6 mm)	1020	-
	Fumée de Silice	231	169
	Quartz	211	-
Adjuvants (Superplastifiant, accélérateur,...) (kg)		60,7	40
Eau ajoutée (kg)		109	209
Fibres métalliques (kg)		156	234
Rapport E/C		0,2	0,19
Pourcentage volumique de fibres métalliques(%)		2	3

Tableau 1: Composition du BSI® (Hajar et al., 2004a) et du Ductal®-FM (Graybeal, 2006) pour 1 m³

Pour comparaison, une composition possible pour un béton ordinaire d'ouvrages d'art ($f_{ck} = 50$ MPa) est donnée au Tableau 2.

Composition Béton Ordinaire(BO)		
Composants	Provenance/taille	Masse (kg/m³)
Ciment	CEMI 52.5 N PMES CP2/Lafarge/Le Havre	340,00
Eau		184,22
Sable (Seine)	Bernières 0-4 mm	739,45
Granulats (Seine)	Bernières 6,3-20 mm	1072,14
Total		2335,81
E/C		0,54

Tableau 2: Composition d'un béton ordinaire d'ouvrage d'art

L'utilisation de ces formulations et la sélection stricte des granulats utilisés permet d'obtenir une matrice particulièrement homogène (voir Figure 9). Cette limitation des défauts explique en partie l'amélioration de la résistance.

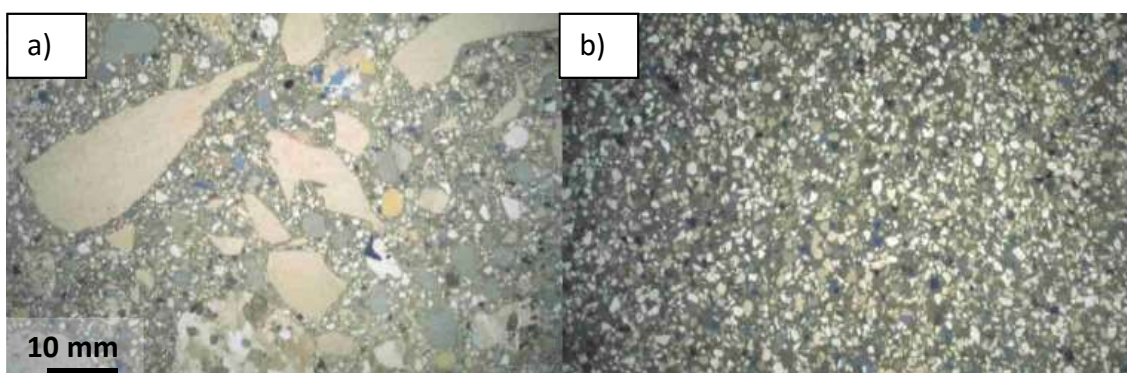


Figure 9: Photos de matrices cimentaire : a) Béton ordinaire, b) BFUP

Cette optimisation de la matrice permet ainsi d'atteindre différents objectifs :

- une résistance en compression accrue,
- une durabilité très importante (Toutlemonde et al. 2009), (Behloul et al., 2007), (AFGC, 2013) – voir Tableau 3).

<u>Indicateur de durabilité</u>	<u>Béton ordinaire</u>	<u>BHP</u>	<u>BTHP</u>	<u>BFUP</u>
Porosité à l'eau (%)	14 - 20	10 - 13	6 - 9	1,5 – 5
Perméabilité à l'oxygène (m ²)	10 ⁻¹⁶	10 ⁻¹⁷	10 ⁻¹⁸	<10 ⁻¹⁹
Coefficient de diffusion des ions chlorure (m ² /s)	>10 ⁻¹¹	10 ⁻¹² à 10 ⁻¹¹	10 ⁻¹³ à 10 ⁻¹²	10 ⁻¹³
Teneur en portlandite (kg/m ³)	76	86	66	<20 (jusqu'à 0 en fonction des ultrafines et du E/C)

Tableau 3: Indicateur de Durabilité, comparaison des BFUP avec d'autres types de bétons (AFGC, 2013)

Cependant, cette optimisation de la matrice implique également des ruptures plus fragiles, une tenue au feu potentiellement sensible au risque d'écaillage (Marchand, 2011) et donc une perte possible de ductilité vis-à-vis de la résistance ultime des ouvrages. Ainsi, des fibres sont incorporées afin d'augmenter la résistance en traction et la ductilité du matériau. Ces fibres peuvent être, en fonction des formulations, organiques ou métalliques. Les fibres organiques apportent une augmentation de résistance en traction post-pic plus faible que les fibres métalliques et sont plutôt utilisées dans le cas de structures architectoniques.

Pour la tenue au feu, des formules « feu » de BFUP existent. La tenue au feu est notamment améliorée grâce à l'adjonction de fibres de polypropylène qui fondent au moment de l'augmentation de température ce qui crée une porosité interconnectée qui permet à la vapeur d'eau de circuler dans le béton et évite ainsi l'endommagement du BFUP (Pimienta et al., 2011).

L'adéquation entre le comportement de la matrice et des fibres n'est pas un problème simple. En effet, l'adjonction de fibres dans une formulation implique un changement du comportement du béton à l'état frais (changement de rhéologie, ségrégation...) mais également à l'état durci. Ainsi, par exemple, l'ancrage des fibres dans la matrice résulte d'une interaction entre la compacité de la matrice dépendant de l'élanement des fibres et influe directement sur le comportement du matériau sous sollicitation de traction : le ratio et la géométrie des fibres métalliques sont déterminés de manière à obtenir un compromis entre rupture en traction des fibres et rupture par déchaussement afin de dissiper un maximum d'énergie.

En ce qui concerne les déformations différées, la matrice cimentaire des BFUP étant caractérisée par un rapport E/C extrêmement faible, ces bétons présentent un retrait de dessiccation faible (de l'ordre de 150 µm/m) et un retrait endogène plus important (de l'ordre de 550 µm/m).

A l'heure actuelle, trois BFUP sont notamment produits à l'échelle industrielle :

- Le DUCTAL® commercialisé par Lafarge-Holcim (issu d'une collaboration entre Bouygues, Lafarge et Rhodia).
- Le BSI® développé par le groupe Eiffage.
- Le BCV® développé par le groupe Vinci et le cimentier Vicat.

D'autres organismes ont également développé des BFUP ; ainsi, le CEMTEC-multiscale® a été développé au sein des services de l'IFSTTAR (ex-LCPC) (Rossi et al., 2005) et appliqué sous des formes dérivées par l'EPFL en rénovation (Habert et al., 2013). Les laboratoires d'EDF (Electricité de France) ou du CERIB (Centre d'Etude et de Recherche de l'Industrie du Béton) ont aussi développé des

formulations propres. Certaines autres universités, organismes de recherche ou industriels ont également mis au point des formulations :

- Université de Kassel en Allemagne avec le M1Q, B3Q BFUHP (Fehling et al., 2005).
- Université de Delft aux Pays Bas avec l'Hybrid-fibre concrete (Markovic 2006).
- Université de Cardiff au Royaume Unis avec le CARDFRC (Stiel et al., 2004).
- Université de Michigan (Wille et al., 2011).
- Korea Institute of Civil Engineering & Building Technology avec le Super Concrete (Kim et al., 2016).
- Nanyang Technological University (Li et al., 2016).

La production de ces matériaux demande une rigueur importante dans le suivi des pesées et du protocole de fabrication. Certaines particularités sont notables :

- Lors de la fabrication d'éléments en BFUP, les fibres suivent les lignes de courant du matériau frais, il est donc possible de créer des orientations de fibres préférentielles et/ou des sections faibles qui peuvent devenir critiques vis-à-vis de la résistance structurelle. La procédure de construction d'ouvrage en BFUP prévoit ainsi de fabriquer, avant le lancement de la production, un élément « témoin » et de réaliser une caractérisation de l'orientation des fibres dans les différentes parties de cet élément (détermination des coefficients d'orientation K) afin de valider le processus de fabrication.
- Certains BFUP peuvent être traités thermiquement durant les phases de prise et de durcissement (de manière similaire à ce qui est réalisé pour les BHP en usine de préfabrication par exemple). Il s'agit du traitement dit de type 1 dans (AFGC, 2013) et dans (AFNOR, 2016a). Certains fournisseurs de BFUP proposent de traiter leur matériau 2 jours après sa prise, typiquement pendant 48h à 90°C et 100% d'humidité (vapeur d'eau ou eau liquide). Ce procédé (traitement thermique de type 2 d'après (AFGC, 2013) et (AFNOR, 2016a)) permet notamment d'après (Behloul, 1996) de :
 - o Réduire de façon significative le fluage : le coefficient de fluage est compris entre 0,8 et 1 pour un BFUP non traité (similaire aux BHP avec fumée de silice) et entre 0,2 et 0,5 pour un BFUP traité thermiquement.
 - o Supprimer le retrait de dessiccation.
 - o Augmenter la résistance en compression finale (modification de la structure des hydrates formés).

Nous venons de présenter quelques généralités concernant le matériau BFUP. Les travaux de thèse ont porté sur le comportement du matériau durci et des structures en BFUP, nous présentons ainsi dans la suite les caractéristiques mécaniques du matériau BFUP dans les principales sollicitations gouvernant le comportement des structures (traction et compression).

1.2.2. Caractéristiques mécaniques

Tout comme les bétons « ordinaires » ou les bétons à hautes et très hautes performances, les BFUP présentent une résistance en compression bien supérieure à leur résistance en traction. Cependant, contrairement aux autres gammes de béton, les BFUP présentent une résistance en traction non négligeable (du point de vue du calcul des structures) et un caractère ductile grâce, notamment, à un fort dosage en fibres métalliques (souvent compris entre 2 % et 3 %).

1.2.2.1. Comportement en compression

Le comportement en compression des BFUP se caractérise par :

- une résistance en compression comprise entre 150 et 250 MPa,
- un module d'Young élevé par rapport aux bétons ordinaires et typiquement compris (en fonction des granulats utilisés) entre 45 et 65 GPa,
- une linéarité qui commence à se dégrader seulement à proximité de la résistance maximale (85 à 90 % de la résistance maximale),
- un coefficient de Poisson typiquement compris entre 0,16 et 0,24 dans la phase de comportement linéaire élastique (Behloul, 1996).

Le comportement post-pic des Bétons Ultra Hautes Performances non fibrés (BUHP) est extrêmement fragile. La régularité des surfaces de rupture et le fait qu'au dessus de 70 à 80 MPa, les fissures peuvent traverser les granulats impliquent, dans ces bétons, une résistance post-pic très faible. La présence des fibres permet au contraire une maîtrise de la fissuration. Cependant, elle engendre également un certain nombre de défauts dans la matrice. Les deux effets se combinent (si la quantité de fibres est inférieure à 2 % ou 3 % en volume) et l'effet des fibres sur la phase « pré-pic » est ainsi peu significatif (Li, 1992). Le comportement post-pic est, quant-à lui, fortement dépendant des effets structuraux (notamment de l'élançement, des conditions aux limites, du faciès de rupture...). Les résultats d'essais disponibles sont dispersés du fait de la variation des méthodes d'essais et/ou des volumes de fibres utilisés. Ainsi, alors que (Behloul, 1996) constate lors de ses essais sur BPR® la présence de deux plateaux en phases post-pic (l'un juste après le pic, suivi d'une forte chute de contrainte, puis un second plateau à environ un tiers de la résistance maximale), (Jungwirth et Muttoni, 2004 ; Jungwirth, 2006) constatent sur du BSI® une diminution importante et brusque de la contrainte suivie d'un comportement adoucissant. Enfin, (Fehling et al., 2005) constatent un comportement adoucissant avec une inversion de pente entre la phase élastique et la phase plastique. Un aperçu des comportements évoqués est représenté sur la Figure 10.

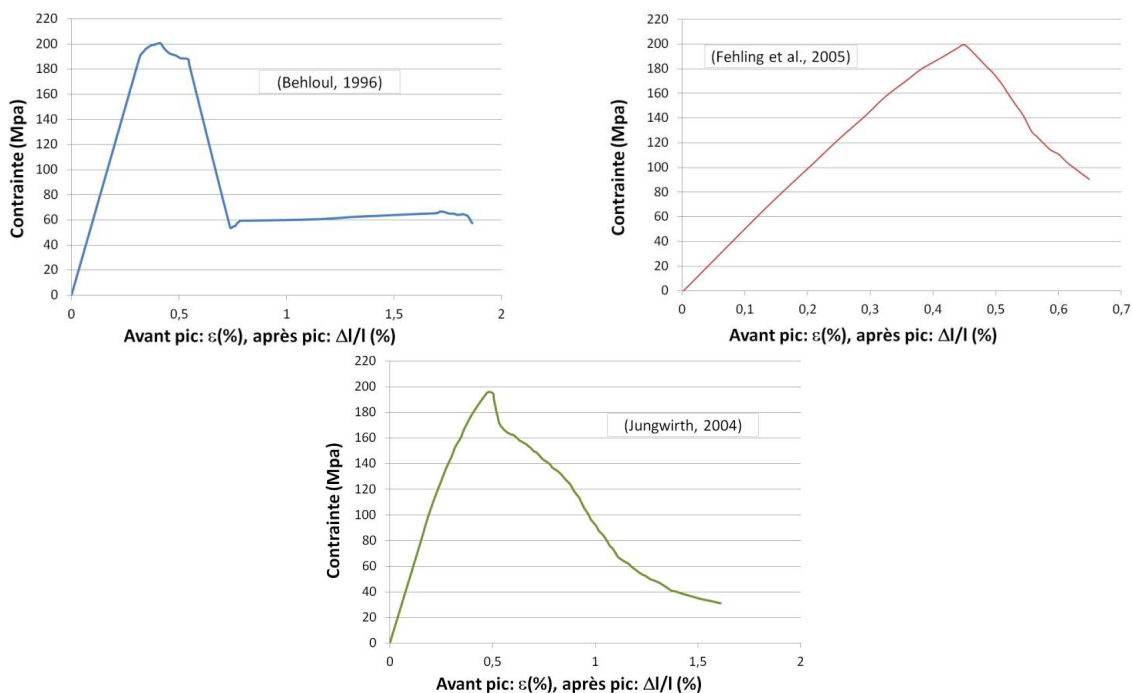


Figure 10: Comportement en compression de différents BFUP

1.2.2.2. Comportement en traction

Le comportement en traction des BFUP peut être ductile grâce à la présence des fibres qui pontent les fissures et qui permettent de reprendre les efforts de traction après la rupture de la matrice. Le comportement post-fissuration est cependant fortement dépendant de l'efficacité des fibres : qualité de l'ancrage des fibres (qualité de la matrice), pourcentage volumique, orientation réelle des fibres... Ainsi, le BFUP peut être caractérisé par deux comportements distincts en traction :

- le BFUP est écouissant et présente une augmentation de la contrainte après la fissuration de la matrice,
- le BFUP est adoucissant et la première fissuration est synonyme de localisation de l'endommagement et de perte locale de résistance.

En ce qui concerne la flexion, pour la grande majorité des BFUP (et l'ensemble de ceux conformes à la norme française (AFNOR, 2016b)), même si le comportement en traction est adoucissant, la capacité de reprise des efforts de traction par les fibres est suffisante pour conférer à une éprouvette donnée un comportement écouissant en flexion.

1.2.2.2.1. Comportement écouissant en traction

Le comportement en traction des BFUP est dit écouissant lorsque, après avoir dépassé le domaine de comportement élastique, la contrainte résistante continue à augmenter (voir Figure 11).

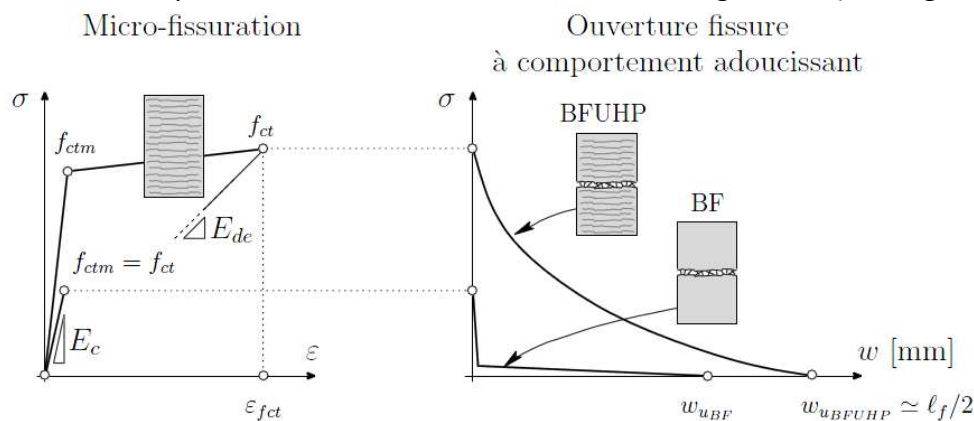


Figure 11: Comportement simplifié d'un BFUP écouissant et d'un BFM en traction (Redaelli, 2009)

Ce comportement s'explique par la présence de fibres en quantité importante et par la disposition des défauts dans la matrice. La perte de linéarité correspond à la contrainte de première fissuration. Une fois cette dernière atteinte, les fibres entrent en action dans la section fissurée et confèrent à cette dernière une résistance supérieure à celle de la matrice d'autres sections qui fissurent à leur tour : un grand nombre de micro-fissures se développent ainsi. Cette phase de microfissuration est dite « pseudo-écouissante » car s'il en résulte une augmentation de la résistance à la traction, cet accroissement est le fruit d'un endommagement du matériau (multi-microfissuration) qui diffère de celui entraînant le comportement écouissant des aciers par exemple.

Lorsque la contrainte appliquée devient supérieure à la résistance conférée par les fibres dans une des sections fissurées, l'endommagement se localise dans une fissure et la phase adoucissante débute. L'endommagement n'est alors plus diffus mais localisé et le suivi du comportement du matériau est alors réalisé grâce à l'étude non plus de la déformation mais de l'ouverture de fissure.

Ainsi, alors qu'avant la localisation l'endommagement est diffus et la déformation intrinsèque au matériau, ce n'est plus le cas après la localisation.

Le comportement décrit ici est celui constaté en traction directe, cependant, la mise en place d'essais de traction directe étant complexe, la caractérisation du matériau est souvent réalisée à l'aide d'essais de flexion trois points et/ou quatre points [(AFGC, 2013), (AFNOR, 2016a), (Baby et al., 2013b)]. Les essais de flexion trois points sur éprouvettes entaillées ne permettent pas de déterminer avec certitude le caractère éventuellement écrouissant du matériau en raison de la création d'une section « faible » qui empêchera le processus de microfissuration exposé plus haut et qui conduira inévitablement à la localisation immédiate de la fissure au droit de l'entaille. (Baby, 2012) a notamment clarifié comment utiliser les résultats d'essais de flexion 4 points pour déterminer le type de comportement en traction directe du matériau.

Afin de parvenir à déterminer le type de comportement en traction directe du matériau grâce aux essais de flexion 4 points, (Baby, 2012) a comparé les profils de fissuration d'un grand nombre d'éprouvettes testées en flexion 4 points et en traction directe. L'analyse qualitative de ces profils de fissuration a montré que les BFUP écrouissants en traction directe possèdent un comportement multi-microfissurant en flexion 4 points avec un profil de fissuration comportant de nombreuses fissures fines et peu espacées (espacement inférieur à trois quarts de fois la longueur des fibres) [voir Figure 12 a)]. Les BFUP adoucissants en traction directe présentent, quant à eux, une multi-macrofissuration avec un espacement plus important (voir Figure 12b))

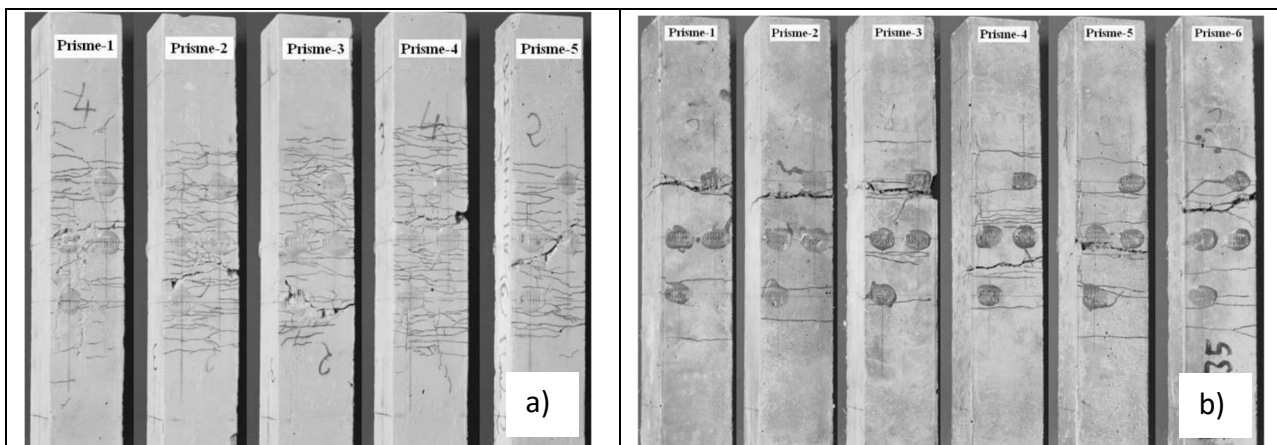


Figure 12: Profil de fissuration d'essais de caractérisation en flexion 4 points. a) BFUP écrouissant en traction directe (multi-microfissuration); b) BFUP adoucissant en traction directe (multi-macrofissuration). (Baby, 2012)

1.2.2.2. **Comportement adoucissant en traction**

Lorsque la répartition ou l'orientation des fibres est défavorable par rapport à la direction de l'effort de traction ou lorsque la quantité de fibres est trop faible, le comportement des BFUP en traction directe peut être adoucissant avec localisation d'une fissure critique dès la première fissuration (comportement qualitativement similaire à celui du béton de fibres métalliques de la Figure 11). Ce comportement révèle que la résistance apportée par les fibres est inférieure à la résistance de la matrice.

Malgré un comportement adoucissant en traction, la capacité de reprise des efforts de traction par les fibres est normalement suffisante pour assurer un comportement écrouissant en flexion (c'est le sens de la « condition de non fragilité » de la norme NF P 18-470 (AFNOR, 2016a)). Cependant, d'après (Baby, 2012) dans le cas où le matériau est écrouissant en flexion mais adoucissant en

traction directe, le profil de fissuration est multi-macrofissurant avec un développement de plusieurs rotules non-linéaires d'une longueur comprise entre une demi-fois et une fois la hauteur du corps d'éprouve.

Dans le cas plus rare où le comportement en flexion est également adoucissant, le profil de fissuration en flexion sera composé d'une seule fissure dans laquelle sera concentrée l'ensemble de l'endommagement de l'éprouvette après fissuration.

La détermination du comportement du BFUP sous les sollicitations élémentaires (traction et compression) permet également d'appréhender son comportement sous des sollicitations plus complexes (par exemple le cisaillement) en ramenant l'étude dans le repère des contraintes principales. En effet, les critères de fissuration ou de rupture sont souvent établis sur la base de l'étude de la contrainte principale de traction et/ou de la contrainte principale de compression.

Enfin, la présence d'efforts complexes dans un élément de structure peut impacter le caractère localement écrouissant ou non du comportement. En effet, la présence éventuelle d'un frettage peut améliorer sensiblement l'ancrage des fibres et donc leur capacité à reprendre des efforts de traction.

1.2.2.3. Comportement à l'échelle « structure »

Le fonctionnement des structures en BFUP est souvent déterminé de façon critique par l'apparition de modes de rupture se traduisant par une fissuration que la modélisation s'efforce de traduire. Dans ces conditions, la modélisation doit être cohérente avec le type de fissuration, et non avec le caractère écrouissant ou non du matériau lors des essais de caractérisation. Ainsi, si le comportement est multimicrofissurant, celui-ci peut être modélisé par une loi élasto-plastique pseudo-écrouissante ce qui n'est pas le cas si le comportement du matériau est multimacrofissurant où une approche discrète en « contrainte-ouverture de fissure » est nécessaire.

On s'est jusqu'ici intéressé au comportement des BFUP sous sollicitations uniaxiales. Si la compréhension de ces comportements est indispensable à la modélisation à l'échelle de la structure, elle n'est pas suffisante. En effet, dans les structures et en particulier dans les cas qui nous intéressent (concomitance cisaillement-flexion), le matériau est sollicité de manière multiaxiale. Des éléments permettant de mieux appréhender le comportement des BFUP sous ce type de sollicitations sont fournis à la section 1.4.2.

1.2.3. Premiers enseignements

Cette première partie a permis, en plus de présenter le contexte d'utilisation des BFUP, de préciser les caractéristiques attendues des matériaux qui sont considérés comme étant des BFUP dans l'ensemble des travaux de thèse.

Ainsi, les BFUP présentent un comportement en compression linéaire jusqu'à 85 à 90% de leur résistance ultime et une ductilité limitée. La résistance en compression des BFUP est supérieure à 150 MPa et leur résistance en traction est importante devant celle des bétons ordinaires. Le comportement en traction peut-être écrouissant (augmentation de la résistance après la première fissuration de la matrice) ou adoucissant (diminution de la contrainte de traction dès la première fissuration).

La connaissance du comportement du matériau sous sollicitation de traction et de compression n'est pas suffisante pour modéliser l'ensemble des phénomènes qui interviennent dans une structure. La suite des travaux s'intéressera à la sollicitation de jonctions en BFUP de manière complexe (concomitance de cisaillement longitudinal et de flexion transversale).

Nous présentons dans la suite de ce chapitre les données disponibles dans la littérature sur le comportement des jonctions sous sollicitations multiaxiales. Les données disponibles n'étant pas suffisantes pour réaliser une modélisation analytique des jonctions, nous présentons ensuite des éléments sur le comportement des poutres (et sur leur modélisation) sous sollicitation de flexion-cisaillement qui permettront de définir une base de modélisation du comportement des jonctions « âme-table » des poutres en T (voir chapitre 2).

L'adaptation du modèle de flexion-cisaillement au cas des jonctions monolithiques nécessitera d'avoir un certain nombre de données sur le comportement du matériau. La troisième partie de ce chapitre présentera donc des éléments de comportement des matériaux cimentaires à l'échelle du matériau. Cette partie sera également l'occasion de présenter des éléments sur le comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement pur qui permettront de mieux appréhender le comportement à la rupture des jonctions qui atteignent la rupture en cisaillement-glissement.

Pour chacun des thèmes abordés, nous nous intéressons aux données disponibles concernant les BFUP mais également les bétons ordinaires (armés ou non) et les bétons de fibres. Cette approche permet d'obtenir une continuité de compréhension de l'origine des phénomènes qui interviennent et de mieux déterminer les éléments de modélisation qui peuvent être extrapolés au cas des BFUP.

1.3. Comportement à l'échelle de la structure

Le travail bibliographique synthétisé dans cette partie a eu pour objet de bien appréhender les phénomènes mécaniques qui interviennent dans le comportement des jonctions et plus généralement des poutres soumises à des sollicitations combinées, qu'elles soient en béton armé, en béton précontraint ou en béton de fibres métalliques afin de déterminer la stratégie à adopter pour développer une modélisation appropriée dans le cas des BFUP (voir chapitre 2).

Dans une première partie nous présenterons les éléments disponibles dans la littérature sur le comportement de poutres en T dont la jonction âme-membrure est soumise à des sollicitations combinées de flexion transversale et de tranchant longitudinal. Nous nous intéresserons par la suite au comportement et à la modélisation de poutres soumises à une sollicitation de flexion-tranchant afin d'en retirer les éléments d'analyse qui constitueront la base de la modélisation des jonctions « âme-table ».

1.3.1. Comportement des jonctions sous sollicitations combinées de flexion et de cisaillement

Aucune campagne expérimentale étudiant le comportement des jonctions en BFUP n'est disponible dans la littérature. A défaut, afin de conserver une compréhension cohérente des phénomènes qui apparaissent au droit des jonctions entre voiles/âmes et hourdis, nous présentons les résultats disponibles dans la littérature pour des éléments en béton armé.

La première partie présentera les résultats expérimentaux qui ont été obtenus par différents auteurs. La deuxième partie se focalisera plus particulièrement sur la modélisation du comportement des poutres et notamment sur l'estimation de sollicitations supposées conduire aux états limites de fissuration et de rupture.

1.3.1.1. Résultats expérimentaux issus de la littérature

En cohérence avec la campagne expérimentale menée dans cette thèse (voir chapitre 4) et la modélisation mise en œuvre (voir chapitre 2) nous nous limitons aux résultats obtenus pour une sollicitation de flexion longitudinale en moment positif.

L'ensemble des résultats disponibles dans la littérature sont issus d'essais sur des structures en béton armé ordinaire de type poutre en T.

1.3.1.1.1. Présentation des campagnes expérimentales

Nous présentons ici les travaux de (Regan et Placas, 1970), (Badawy et Bachman, 1977), (Bacchetta et Bachman, 1977) et (Tizatto et Shahata 1990). Les montages expérimentaux et/ou les méthodes de sollicitation utilisées dans chacun des travaux sont présentés sur la Figure 13.

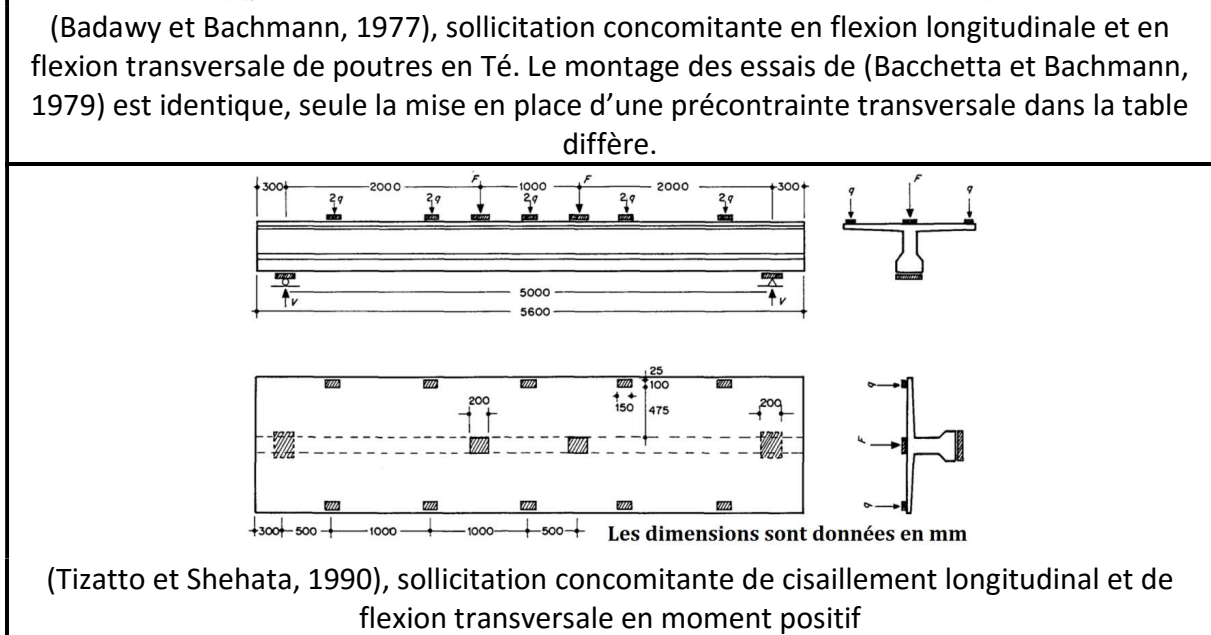
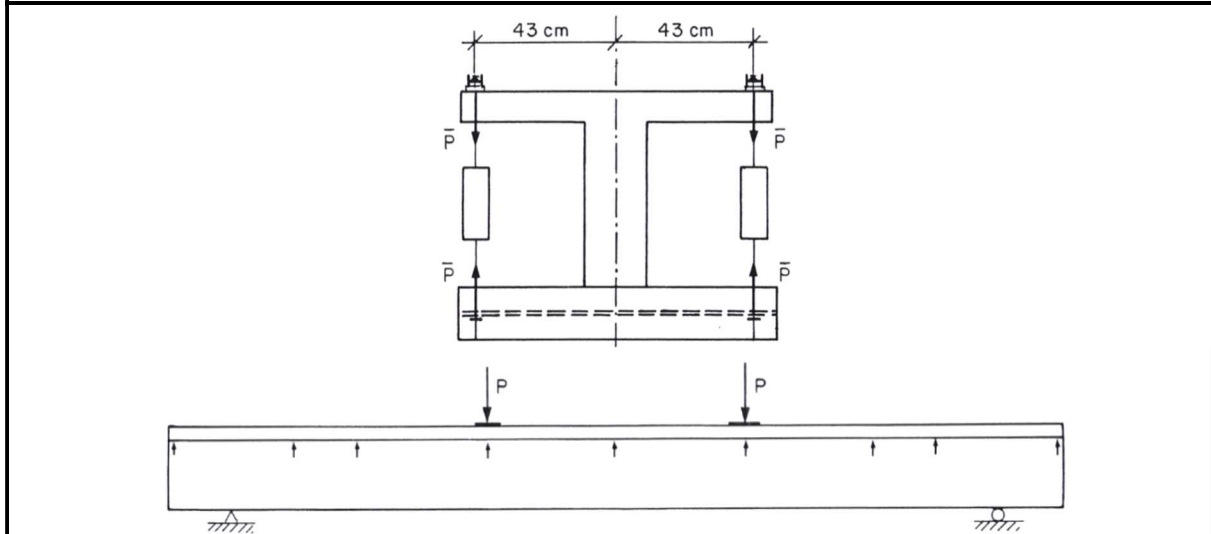
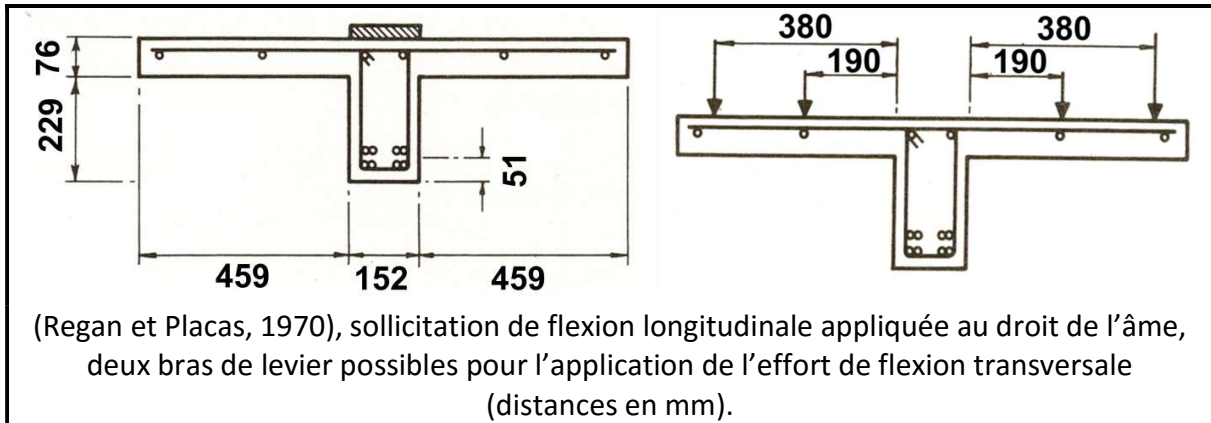


Figure 13: Géométrie des corps d'épreuve et principe de sollicitation des essais à l'échelle de la structure

Les caractéristiques des différents corps d'épreuve testés par les différents auteurs et les principaux résultats expérimentaux sont présentés dans le Tableau 4

Campagne expérimentale	Epaisseur de la jonction (cm)	Béton		Couture âme/hourdis		Distance « bord de l'âme - point d'application effort trans. » (m)	V _r ¹ (kN)	V _u ¹ (kN)	m _{tu} (kN.m)
		f _{cd} (MPa)	f _{td} (MPa)	Fibre supérieure	Fibre inférieure				
(Regan et Placas, 1970)	7,6	34	2,9	0	0	-	50	50	-
	7,6	34	2,9	0	0	-	150	150	-
	7,6	37	3,0	0	0	-	170	170	-
	7,6	21,5	2,5	0,38*	0	-	220	?	-
	7,6	42,5	3,15	1,00*	0	-	220	?	-
	7,6	33,5	2,9	0,38*	0	-	190	?	-
	7,6	31	2,8	6,75*	0	-	220	?	-
	7,6	?	?	?	0	0,19	?	?	-
(Badawy et Bachmann, 1977) (Bacchetta et Bachmann, 1977)	10	25,5	2,15	85** à 285**	85** à 285**	-	?	523	0
	10	29	2,45	125**	125**	-	?	565	0
	10	23	1,85	45 à 100**	90** à 285**	0,33	?	547	11
	10	28	2,05	100 à 55**	275** à 125**	0,33	?	564	11
	10	27,5	2,15	100 à 52,5**	275**	0,33	?	528	11
	10	28,5	2,25	250 à 85** + Préc. 250	275** à 125**	0,33	?	549	11
	10	28,5	2,25	250** à 82** + Préc. 250	275**	0,33	?	546	11
(Tizatto et Shehata, 1990)	70	35,1	?	0***		-	?	500	-
	75	41,6	?	0,68***		-	?	600	-
	75	31,3	?	1,13***		-	?	750	-
	70	36,8	?	1,66***		-	?	730	-
	7	30,8	?	1,82***		-	?	780	-
	70	32,8	?	2,43***		-	?	860	-
	70	32,8	?	2,91***		-	?	860	-
	75	27,5	?	3,40***		-	?	900	-
	75	32	?	1,13***		0,52	?	626	2,6
	75	34,3	?	1,13***		0,52	?	600	3,9
	75	37,6	?	1,55***		0,52	?	560	5,2
	75	30,8	?	1,70***		0,52	?	560	7,9
	70	33,9	?	2,43***		0,52	?	700	7,9
70	29,4	?	3,64***		0,52	?	694	13,1	

Tableau 4: Principaux résultats obtenus par (Regan et Placas, 1970), (Badawy et Bachman, 1977), (Bacchetta et Bachman, 1977), (Tizatto et Shahata, 1990)

* rapport $\frac{A_{t, sup}}{h_0 s_t} f_y$, **espacement des armatures de 6 mm de diamètre (en mm), résistance élastique de 485 MPa, résistance ultime de 530 MPa, *** ρ_f , (aucune donnée sur la répartition entre le lit supérieur et le lit inférieur)

¹ V_r = effort de cisaillement correspondant à la première fissuration, V_u = effort de cisaillement correspondant à la rupture

1.3.1.1.2. Type de fissuration obtenue/profil de rupture

1.3.1.1.2.1. Comportement sans flexion concomitante

Comportement dans la portée d'effort tranchant

Dans le cas de la mise en place d'une sollicitation sans flexion transversale, (Badawy et Bachmann, 1977) ont constaté que la fissuration de la table apparait à la jonction âme membrure avec une inclinaison d'environ 45° au droit de l'appui inférieur. Cette fissuration s'incline progressivement lorsqu'on se rapproche de la zone de moment constant pour finalement être longitudinale dans la zone de moment constant (voir Figure 14). La variation de l'angle des bielles s'explique notamment par l'intensité croissante de la contrainte de compression due à la flexion longitudinale. Les auteurs considèrent qu'un schéma de treillis est adapté à la modélisation de ce comportement.

Lors des essais réalisés par (Badawy et Bachman, 1977) la rupture est intervenue par écrasement du béton dans la partie commune à l'âme et à la table dans la zone de moment constant dans un cas (voir Figure 14), et en flexion (rupture en compression de la table) dans le second cas. L'indication sur la disposition des armatures de couture (Badawy et Bachmann, 1977) ne suffit pas à déterminer quelle est la poutre la plus renforcée.

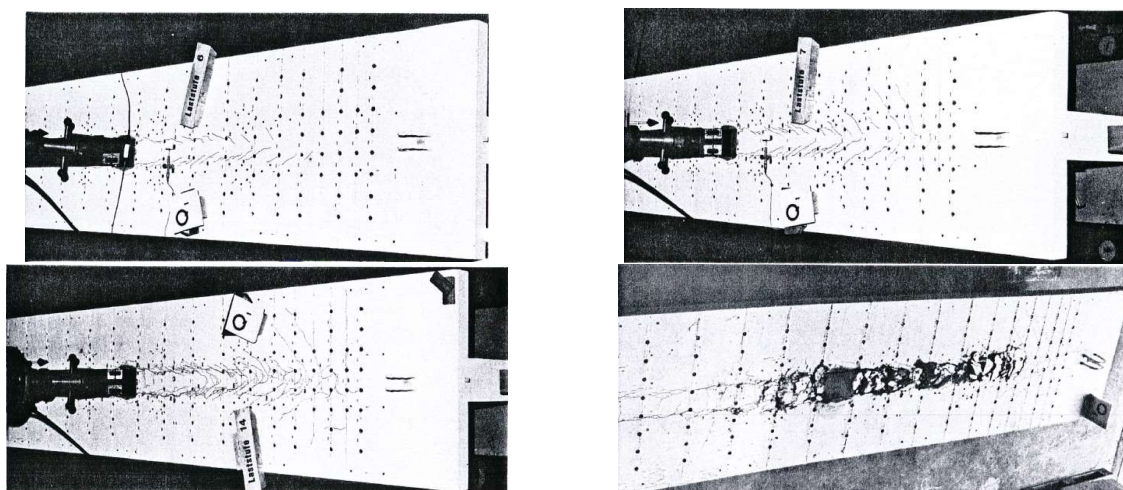


Figure 14: Profil de fissuration d'une des poutres testées sans flexion transversale par (Badawy et Bachmann, 1977)

(Tizatto et Shehata, 1990) ont réalisé des essais sur des poutres ayant un taux de renforcement transversal variable. Il apparait que la rupture intervient par cisaillement glissement pour la poutre sans armature et pour la poutre avec le plus faible taux de renforcement. Pour les autres poutres, la rupture intervient par fissuration longitudinale au droit de la jonction mais, en plus de la plastification des armatures, le béton est localement écrasé. Enfin, lorsque la quantité d'armatures de couture devient importante, la rupture intervient en flexion longitudinale.

Ainsi, malgré le développement d'une fissuration diagonale, il semble que la rupture n'intervienne pas selon un mécanisme de treillis. Le profil de rupture est plus proche d'une rupture en cisaillement-glissement au droit de la jonction avec un développement d'une fissuration diagonale secondaire.

Comportement dans la zone de moment constant

Les corps d'épreuve de (Badawy et Bachman, 1977) et de (Barchetta et Bachman, 1977) présentent une fissuration au droit de la jonction dans la zone de moment constant. L'apparition de cette fissuration n'est pas évidente à expliquer puisqu'il n'y a pas de sollicitation de cisaillement dans cette zone. Cette constatation est confirmée par les mesures de déformation des armatures de couture réalisées par (Tizatto et Shahata, 1990) : les armatures sont plus déformées dans la zone de moment constant que dans le reste de la poutre (voir Figure 15).

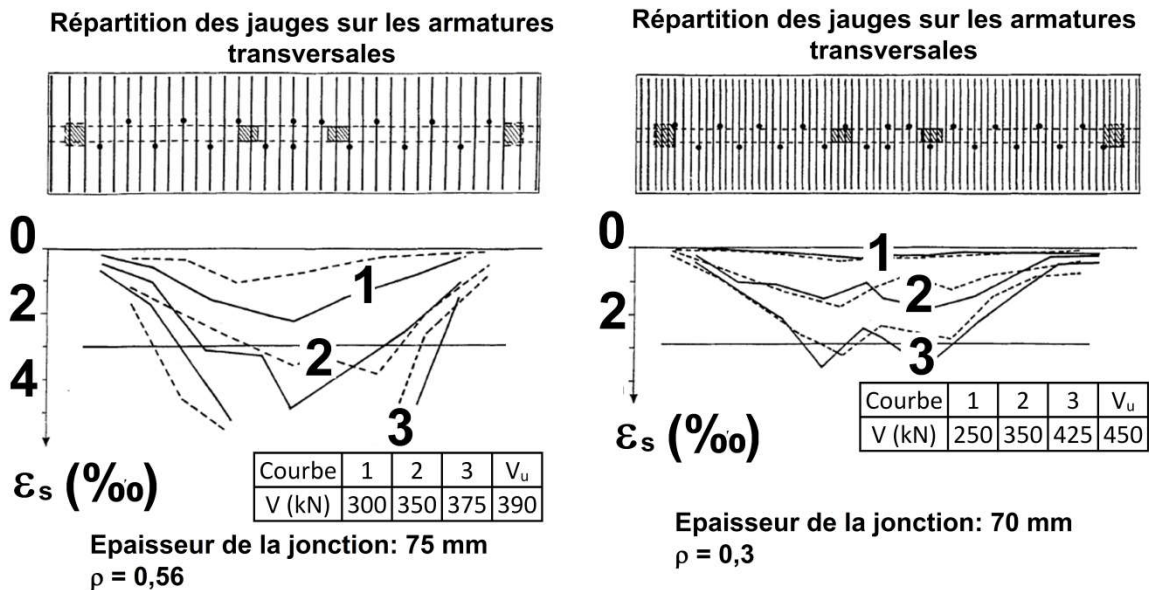


Figure 15: Déformation des armatures de couture (poutres non flechies transversalement)

Cette forte déformation de traction dans les armatures de la zone de moment constant peut être expliquée par la présence d'une traction par fendage dans cette zone sous l'effet de la diffusion des efforts ponctuels sollicitant la poutre.

1.3.1.1.2.2. Effets de la présence d'une flexion concomitante

Dans tous les essais considérés ici, la sollicitation de flexion transversale a été appliquée avant la flexion longitudinale et a été conservée constante (en effort) tout au long de l'essai.

Dans le cas où une sollicitation transversale de flexion est également appliquée, la fissuration est longitudinale sur l'ensemble de la portée d'effort tranchant (voir Figure 16). Cela s'explique par la présence de la contrainte de traction due à la flexion transversale qui « préfissure » la table (ou en tout cas impacte fortement l'orientation de la contrainte principale de traction). L'interprétation des résultats à l'aide d'un schéma de treillis peut être remise en cause. Les poutres testées par (Badawy et Bachman, 1977) semblent avoir rompu en flexion longitudinale (rupture en compression de la table). (Tizatto et Shehata, 1990) ne donnent pas beaucoup de détails sur le profil de fissuration de leurs poutres, ils constatent cependant une « rupture mixte en cisaillement longitudinal et en flexion transversale » : un

plan de glissement apparaît entre la table et la membrure mais le béton est, en plus, écrasé au niveau de la fibre inférieure de la jonction.

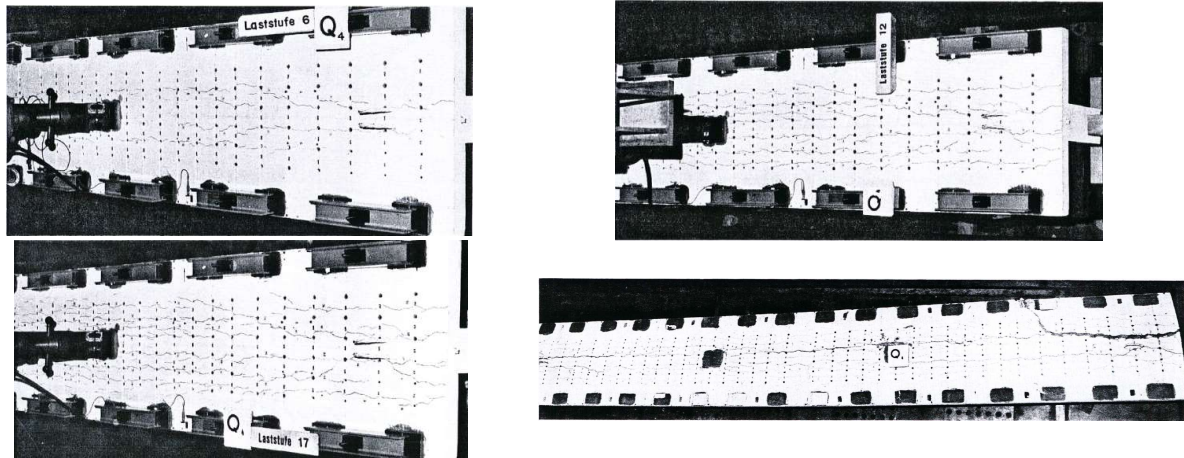


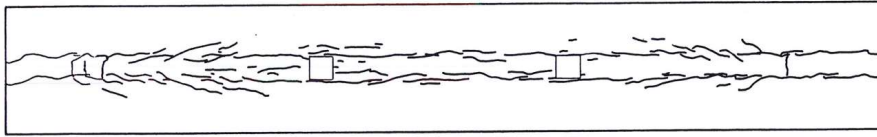
Figure 16: Profil de fissuration de la poutre 4 testée par (Badawy et Bachman, 1977)

Il est difficile de conclure quantitativement sur l'effet de la présence d'une concomitance sur la résistance des jonctions : (Tizatto et Shehata, 1990) ont testé des poutres de géométrie similaire avec et sans concomitance de flexion transversale. La présence de la flexion transversale ne semble pas réduire la résistance de la jonction, il semblerait même que la présence de la flexion transversale améliorerait la résistance ultime de la jonction. Il faut cependant prendre garde au fait que dans le cas des poutres des auteurs, un seul lit d'armatures a été disposé en haut de la section ce qui correspond aux prescriptions de (Mattock et al., 1975 – voir section 1.4.2.6) pour optimiser la résistance de la jonction sous sollicitations concomitantes de cisaillement et de flexion. En effet, la concentration des armatures en haut de la jonction permet de contrôler l'ouverture des fissures de flexion transversale et la compression appliquée en bas de la jonction est favorable à la résistance au cisaillement (notamment en augmentant l'effet d'engrènement).

1.3.1.1.2.3. Effets de la présence d'un effort de précontrainte transversale

La Figure 17 présente le relevé de fissure après essais des deux poutres testées par (Bacchetta et Bachmann, 1977)). Ces poutres possèdent une géométrie identique à celle de (Badawy et Bachman, 1977), leur table a été renforcée transversalement par la mise en place de câbles de précontrainte dans des saignées rebouchées avec un mortier de même résistance en compression que le béton utilisé pour fabriquer les poutres. La fissuration de ces poutres est également longitudinale au droit de la jonction (voir Figure 17). Elle semble cependant beaucoup plus localisée au droit de la jonction que dans le cas des poutres non précontraintes. Il semble ainsi que la contrainte de compression transversale impliquée, en fibre supérieure, par la présence de la précontrainte repousse l'apparition de la fissuration transversale et la concentre dans la zone la plus sollicitée en traction et/ou en cisaillement longitudinal. La fissuration de fendage est toujours présente dans la zone de moment constant.

Poutre 6



Poutre 7

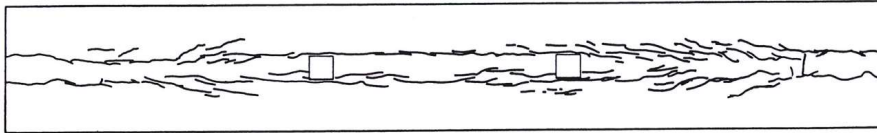


Figure 17: Profil de fissuration des poutres testées par (Bacchetta et Bachmann, 1977)

1.3.1.1.3. Diffusion des contraintes de cisaillement dans la table

La diffusion des efforts de compression longitudinale (et donc de cisaillement longitudinal) dans la largeur de la table après la première fissuration dépend de plusieurs paramètres. Ainsi, (Regan et Placas, 1970) constatent que dans le cas de l'absence d'une sollicitation transversale de flexion, la quantité d'armatures de couture est déterminante dans la diffusion des efforts de cisaillement dans la largeur de la table (voir Figure 18a). En effet, les armatures participent à la transmission des efforts de l'âme vers l'extrémité de la table. Ainsi, lorsque la quantité d'armatures est importante, l'effort est transmis plus rapidement dans la table.

De plus, ces mêmes auteurs constatent que pour les deux poutres sollicitées de manière concomitante en flexion transversale, la diffusion de l'effort de compression est beaucoup plus rapide (voir Figure 18b). Il est cependant complexe de comparer les deux résultats puisqu'aucune indication n'est donnée sur le taux de renforcement et sur les caractéristiques mécaniques du béton utilisé pour les deux poutres sollicitées avec concomitance. De plus, il semble que l'effort de flexion transversale ne soit pas toujours appliqué à l'extrémité de la table (voir Figure 13) ce qui implique un changement dans l'état de contrainte et donc la diffusion des efforts.

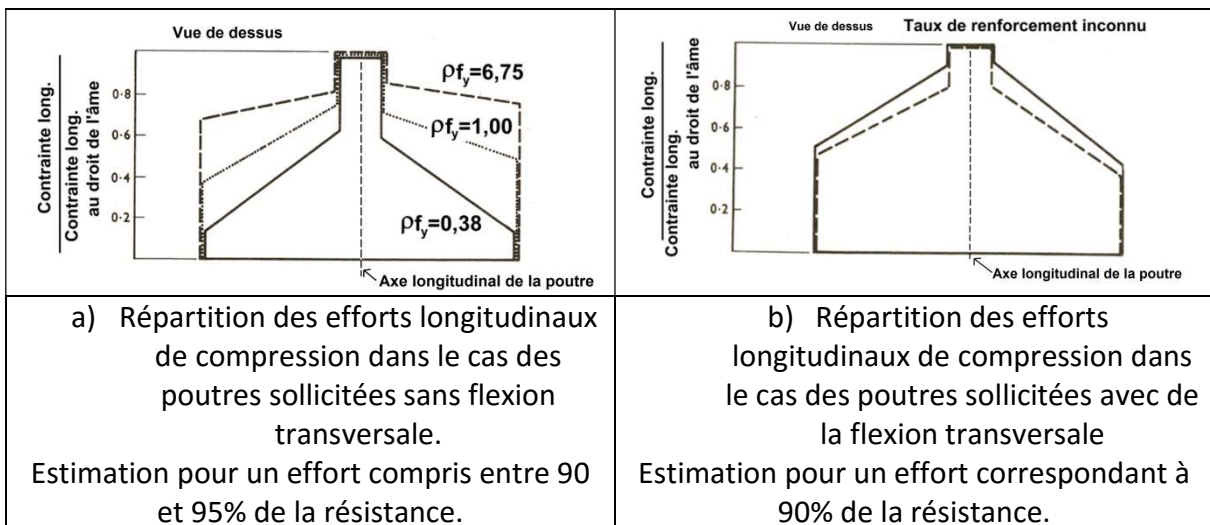


Figure 18: Répartition des contraintes longitudinales de compression en fonction de la distance à l'âme (Regan et Placas, 1970)

Les résultats obtenus par (Tizatto et Shehata, 1990) confirment ceux de (Regan et Placas, 1970). En effet, le suivi des déformations longitudinales au droit de l'âme et dans la largeur de la table (sans sollicitation de flexion transversale) montre une répartition plus homogène dans le cas de la présence d'un fort ferrailage passif (voir Figure 19).

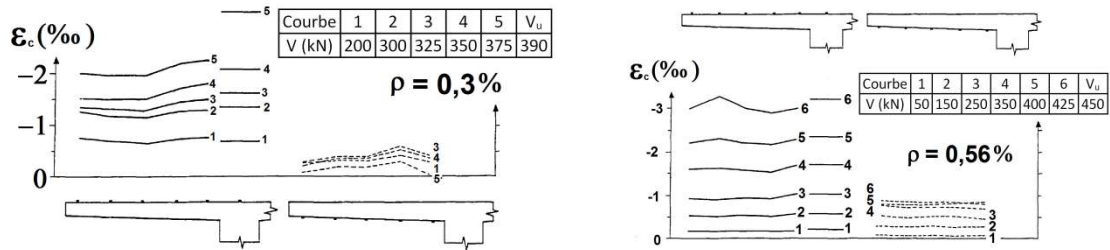
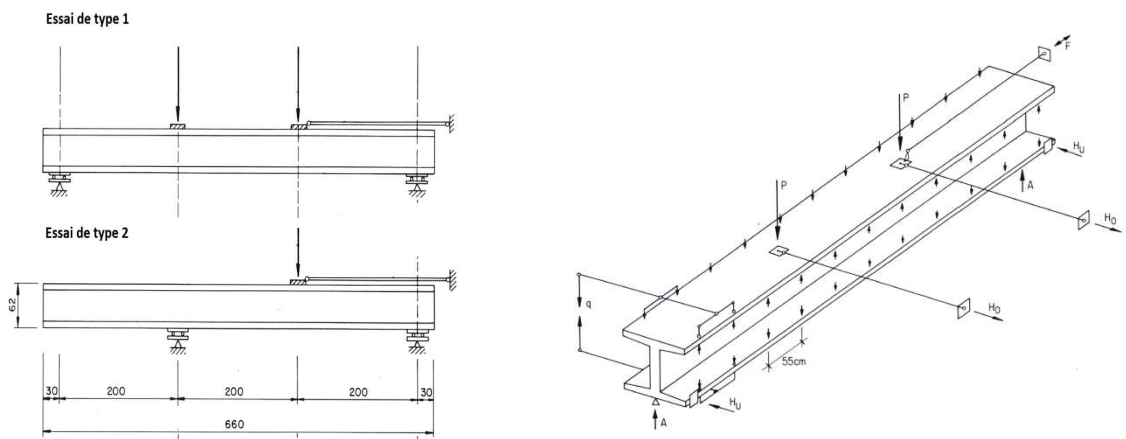


Figure 19: répartition des déformations longitudinales dans la table (Tizatto et Shehata, 1990)

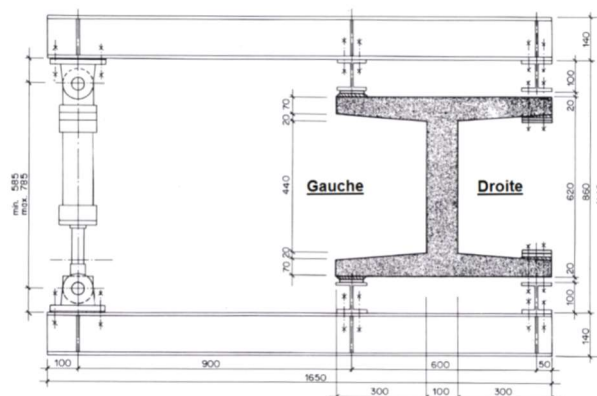
1.3.1.1.4. Travaux connexes (Kaufmann et Menn, 1976) : effet d'une flexion concomitante dans l'âme

En marge de l'étude stricte des essais qui correspondent à ce qui a été réalisé dans cette thèse, nous pouvons évoquer les travaux de (Kaufmann et Menn, 1976) qui se sont intéressés au comportement d'âmes de poutres sollicitées de manière concomitante en cisaillement vertical, et en flexion autour de l'axe de la poutre (voir Figure 20).



Deux types de flexion longitudinale (longueurs en cm)

Chargement de flexion transversale (un côté est sollicité en moment positif, le second en moment négatif)



Sollicitation transversale (dimensions en mm)

Figure 20: Types de sollicitation appliqués sur les poutres en I [Kaufmann et Menn, 1976]

Tous les essais menés par (Kaufmann et Menn, 1976) se sont traduits par une rupture en cisaillement vertical (voir Figure 21).

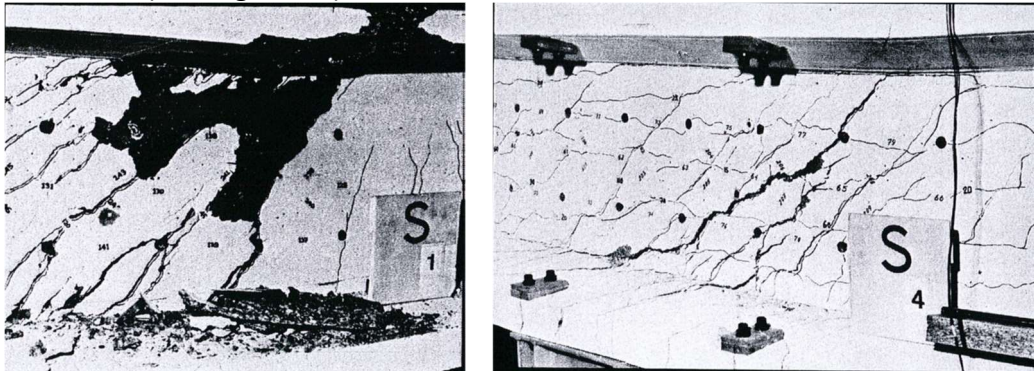


Figure 21: Ruptures des poutres testées par (Kaufmann et Menn, 1976)

Les auteurs arrivent à la conclusion suivante : lorsque la rupture intervient par rupture des tirants, la présence de la flexion transversale n'a pas d'impact sur le comportement de la poutre. Cependant, lorsque la rupture intervient par écrasement du béton, la présence de l'effort de flexion transversale implique une baisse notable de la résistance de la poutre. Cela rejoint les constatations réalisées à l'échelle du matériau par (Mattock et al., 1975) et par (Kavyrchine et Soubret, 1976) (voir section 1.4.2.6) et peut s'expliquer par le fait que lorsque le béton est sollicité en compression par la flexion transversale dans un domaine suffisamment éloigné de sa résistance, la partie comprimée participe de façon plus importante à la reprise des efforts de cisaillement qu'à l'habitude alors que la partie tendue y participe moins. Les deux effets parviennent à s'équilibrer et ainsi à ne pas impacter le comportement global de la poutre. Lorsque la sollicitation de flexion ne laisse pas beaucoup de réserve au béton en termes de résistance en compression, ce phénomène ne peut pas se produire. De plus, le béton comprimé par les bielles de compression peut être fissuré par la traction due à la flexion ce qui implique une diminution de sa résistance en compression (voir section 1.4.2.4)

1.3.1.1.5. Synthèse et premiers enseignements

Les différentes campagnes expérimentales proposant une étude du comportement des jonctions âme-coque sollicitées ou non de manière concomitante en cisaillement longitudinal et en flexion transversale sont basées sur des essais de poutres en T et sont peu nombreuses.

- Dans le cas d'une sollicitation de cisaillement longitudinal sans flexion transversale, une fissuration diagonale apparaît mais elle n'est pas forcément suffisamment importante pour conduire à une rupture selon un schéma de treillis. La rupture semble plutôt intervenir en cisaillement-glisement avec écrasement du béton au droit de la zone de glissement.
- La présence d'une flexion transversale conduit à réduire fortement la présence de la fissuration inclinée et donc à favoriser un mode de rupture en cisaillement-glisement.

D'autres essais ont été menés sur des poutres en T ou en I à membrure élargie sollicitées en moment négatif (Bacchetta et Bachmann, 1979), (Eibl et Kühn, 1979). La table considérée est alors tendue. Ces résultats ne seront pas présentés ici mais les conclusions principales évoquées dans le cas des poutres sollicitées en moment positif sont toujours vérifiées (détermination de l'effort de cisaillement et modélisation via un schéma bielles-tirants notamment).

1.3.1.2. Modélisation analytique et/ou dimensionnement des jonctions

1.3.1.2.1. Détermination des efforts sollicitants

1.3.1.2.1.1. Effort de cisaillement longitudinal dans la membrure

Que ce soit pour (re)calculer des structures ou pour exploiter convenablement les essais réalisés, il est nécessaire de déterminer quel est l'effort de cisaillement longitudinal qui sollicite le hourdis. Cette question n'est pas triviale sous comportement élastique et l'est encore moins lorsque le matériau est endommagé. La Figure 22 présente l'état de contrainte pris en compte avec :

- V_l l'effort tranchant longitudinal sollicitant le hourdis,
- V l'effort tranchant vertical dans l'âme,
- M le moment de flexion sollicitant.

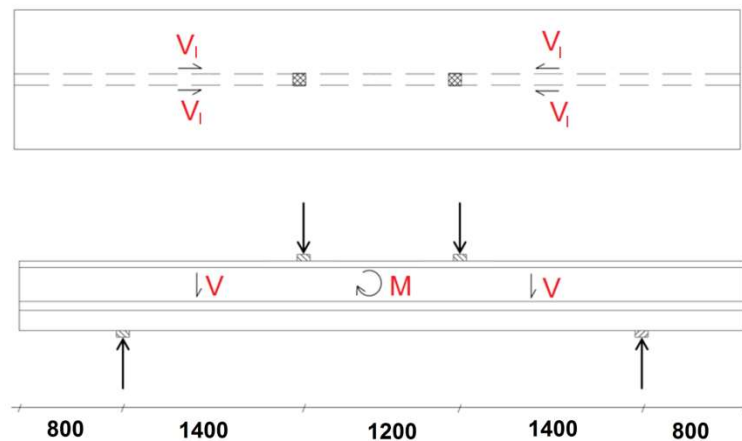


Figure 22: Schéma mécanique considéré et notations

(Tizatto et Shehata, 1990) ont suivi l'évolution de la déformation longitudinale en fonction de la position transversale. Lorsque les poutres n'étaient pas sollicitées en flexion transversale, les mesures ont montré que si le taux de renforcement transversal est important, la déformation longitudinale reste approximativement constante dans la largeur ce qui n'est pas le cas après fissuration lorsque le taux de renforcement est plus faible (voir Figure 19).

Pour les poutres sollicitées également en flexion transversales, (Tizatto et Shehata, 1990) ne présentent pas de résultats quantitatifs mais indiquent qu'un phénomène similaire se produit : dans le cas d'un fort renforcement transversal, les déformations longitudinales sont quasiment uniformes dans la largeur de la poutre alors que dans le cas d'un faible renforcement, les déformations présentes au droit de l'âme sont beaucoup plus importantes que celles présentes dans le hourdis. Les auteurs proposent de prendre en compte ce

phénomène en déterminant l'effort tranchant longitudinal sollicitant la jonction de la façon suivante :

$$V' = \alpha \frac{B'}{B} V$$

Avec :

B' l'aire d'une aile,

B l'aire totale du hourdis,

α un facteur qui dépend de la non-uniformité des contraintes longitudinales dans la largeur de l'âme.

Les auteurs calibrent la valeur du coefficient α sur les résultats de leurs essais et proposent des valeurs comprises entre 0,7 et 0,9 en fonction du type de sollicitation (présence ou non d'une concomitance de flexion) et du taux de renforcement de la jonction.

(Badawy et Bachman, 1977), proposent de considérer que chaque portion du hourdis est sollicitée, après plastification des armatures, par un effort tranchant longitudinal égal à :

$$V' = \frac{4}{10} \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) V$$

L'expression de (Badawy et Bachmann, 1977) revient à adopter la valeur 0,8 pour le coefficient α de l'expression de (Tizatto et Shehata, 1990).

1.3.1.2.1.2. Effet de la sollicitation de flexion transversale sur la flexion longitudinale

En fonction de la méthodologie adoptée pour mettre en place la sollicitation de flexion transversale, celle-ci peut induire la présence d'une flexion longitudinale supplémentaire. En effet, l'application de l'effort de flexion transversal peut être interne (type de sollicitation adopté par (Badawy et Bachmann, 1977)) ou externe (type de sollicitation adopté par (Regan et Placas, 1970), (Tizatto et Shehata, 1990)). Dans ce deuxième cas, l'application de la flexion transversale implique la présence d'une flexion longitudinale supplémentaire. Cependant, compte tenu de la faible résistance de la table devant celle de la poutre, cette sollicitation peut souvent être négligée.

1.3.1.2.1.3. Effet de la sollicitation de flexion longitudinale sur la flexion transversale

D'après les recommandations de la *fib* (CEB-*fib*, 2010a), la concomitance des efforts de cisaillement et de flexion n'est pas à considérer comme un cas rare mais plutôt comme le cas général. En effet, tout chargement comportant une composante verticale exercée sur la membrure se répercute par des efforts de flexion transversale dans celle-ci mais également par des efforts de flexion longitudinale : même en l'absence de chargement exercé sur la membrure, un moment de flexion transversal apparaît lorsque la courbure longitudinale de la poutre augmente.

La courbure longitudinale confère aux efforts appliqués sur les sections droites de la membrure une composante verticale qui implique un moment de flexion transversale. La Figure 23 permet de mieux visualiser ce phénomène.

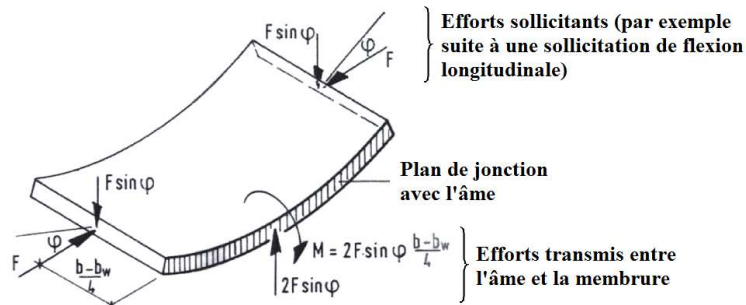


Figure 23: Moment de flexion transversale induit par la courbure de la membrure sous un chargement de flexion longitudinale (CEB-*fib*, 2010a)

Il est donc mis en évidence que la courbure longitudinale de la poutre crée un moment de flexion transversale du second ordre. Cette flexion est très souvent négligée (puisque du second ordre) cependant, les cas de chargement impliquant une concomitance tranchant/flexion apparaissent donc bien, ici, comme le cas général et non comme un cas particulier. Aucun critère permettant d'identifier les géométries et/ou les cas de chargement pour lesquels la concomitance due à la courbure longitudinale ne peut plus être négligée n'est proposé.

A la lumière de cette remarque, il est intéressant de revenir aux profils de fissuration obtenus par (Bacchetta et Bachman, 1977). En effet, ces auteurs constatent une fissuration importante de la jonction de leur structure dans la zone de moment constant. De plus, les mesures de déformation des armatures de couture réalisées par (Tizatto et Shehata, 1990) montrent également qu'elles sont d'avantage tendues dans la zone de moment constant. La présence d'une flexion transversale « parasite » pourrait expliquer ces deux constatations.

1.3.1.2.2. Fissuration et rupture des tables des poutres en T

Au-delà du domaine d'application de la RDM, l'analyse du fonctionnement des structures en béton armé fissurées s'appuie sur des modélisations de type « calcul à la rupture ». Le choix du modèle utilisé pour décrire le comportement de la poutre dépend des phénomènes mécaniques qui interviennent, il est notamment déterminé en fonction du profil de fissuration constaté dans la poutre. Nous présentons dans la suite l'étude réalisée par (Fouré, 2003) sur les profils de fissuration que l'on peut attendre en fonction de la typologie de la sollicitation. L'auteur propose également des limites du comportement élastique qui permettront une définition plus fine du comportement de la jonction.

1.3.1.2.2.1. Fissuration sous une sollicitation de flexion longitudinale

On s'intéresse ici à la fissuration qui peut apparaître dans le hourdis d'une poutre sollicitée en flexion longitudinale (présence de cisaillement longitudinal dans la jonction) sans concomitance avec de la flexion transversale.

Les auteurs des campagnes expérimentales proposent d'adopter un schéma de treillis pour modéliser le comportement du hourdis récapitulé en 1.3.1.1. Cependant, il n'est pas évident qu'un schéma de fissuration diagonale apparaisse dans le hourdis. En effet, les contraintes normales impliquées par la flexion longitudinale ne sont pas les mêmes dans toute la hauteur du hourdis.

En tout état de cause, pour qu'une fissure diagonale se propage, il faut qu'elle soit marquée et traversante, il ne s'agit pas de prendre en compte les amorces de fissuration ou les fissurations locales, (Fouré, 2003) propose ainsi de raisonner avec les contraintes moyennes présentes dans le hourdis.

Dans l'hypothèse d'une fissuration diagonale, (Fouré, 2003) propose de décrire le schéma de fissuration qui intervient en définissant l'angle des fissures par rapport à la direction longitudinale (c'est-à-dire l'angle des bielles de compression du treillis) et la sollicitation à laquelle cette fissuration apparaît.

En négligeant la contrainte normale selon la direction y , d'après le cercle de Mohr, l'angle de la contrainte principale de compression peut s'exprimer sous la forme :

$$\tan(2\theta) = \frac{2\tau}{\sigma_x}$$

Afin de déterminer l'angle des bielles au moment de la première fissuration, (Fouré, 2003) propose de déterminer les sollicitations de première fissuration de la manière suivante :

- Contrainte normale due à la flexion longitudinale :

$$\sigma_{x0} = \frac{M_f}{I_0} \left(v - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

M_f le moment sollicitant correspondant à la première fissuration,
 I_0 le moment d'inertie de la section non fissurée,
 v la distance de la fibre supérieure au centre de gravité.

- Contrainte de cisaillement :

- o En élastique (première fissuration), (Fouré, 2003) propose de déterminer la contrainte de cisaillement longitudinale grâce à l'expression ci-dessous (cette expression prend en compte l'influence du taux d'armatures sur la diffusion des efforts de cisaillement au niveau de la table) :

$$\tau_{x0} = \frac{b'(1 + n\rho')}{b(1 + n\rho)} \frac{V_f}{zh_0}$$

Avec :

V_f l'effort de cisaillement correspondant à la première fissuration,
 ρ' le taux de renforcement longitudinal d'une aile du hourdis,
 ρ le taux de renforcement longitudinal du hourdis complet,
 n le coefficient d'équivalence E_s/E_c pris égal à 15 par (Fouré, 2003) d'après le BAEL,
 z le bras de levier des efforts internes pris égal à $0,85d$ par (Fouré, 2003),
 b la largeur efficace du hourdis,
 E_s le module élastique des armatures,
 E_c le module élastique du béton.

Si l'effort tranchant sollicitant (V) et le moment (M) sont proportionnels (ce qui est le cas dans les structures étudiées ici), l'angle de la première fissuration peut être déterminé sans définir V_f et M_f .

(Fouré, 2003) souligne qu'au cours de la sollicitation de la poutre, l'angle des bielles de compression se modifiera, il considère que dans le cadre d'une étude de résistance de la table selon un mécanisme de treillis, il faut prendre en compte un angle d'inclinaison des bielles égal à la moyenne des angles calculés pour la première fissuration et à la rupture.

L'auteur propose, pour la détermination de l'angle de la contrainte principale de compression à la rupture, de déterminer l'état de contrainte de manière approchée comme suit :

- Contrainte normale (équilibre de section en considérant une contrainte homogène dans la table) :

$$\sigma_{xu} \approx \frac{M_u}{zbh_0}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{xu} = \frac{V'_u}{zh_0}$$

De plus, l'auteur propose, de déterminer, en première approximation, les sollicitations M_u et V'_u en prenant en compte les efforts résistants longitudinaux (résistance en flexion ou au tranchant vertical).

1.3.1.2.2.2. Fissuration due à la sollicitation de flexion transversale

La flexion transversale implique la présence de contraintes normales (transversalement) qui peuvent conduire à une fissuration longitudinale au niveau de la jonction. Cette fissuration impliquera, dans le cas des combinaisons d'actions qui nous intéressent, une diminution de la résistance au cisaillement-glisement de la jonction (Mattock et al., 1975).

La fissuration apparaît dès que la section la plus faible atteint sa résistance, ainsi, (Fouré, 2003) propose d'exprimer le critère de fissuration à partir de la résistance en traction caractéristique du béton plutôt que par rapport à la résistance en traction moyenne. Ainsi, (Fouré, 2003) considère que la section est fissurée si le moment sollicitant est tel que :

$$m_t \geq \frac{h_0^2}{6} f_{tk}$$

Avec :

- f_{tk} la résistance en traction caractéristique du matériau,
- h_0 l'épaisseur du hourdis,
- m_t le moment transversal sollicitant.

La limite ainsi exprimée correspond au moment sollicitant qui induit en fibre supérieure (dans le cas d'une flexion transversale négative) et dans le cadre d'un calcul élastique, une contrainte de traction égale à la résistance caractéristique en traction du béton.

1.3.1.2.3. Comportement sous sollicitation concomitante de flexion longitudinale et de flexion transversale

Dans le cas de ce type de sollicitation, l'état de contrainte dans l'épaisseur du hourdis n'est pas homogène. Ainsi, il est difficile de déterminer un profil de fissuration plausible (fissure traversantes ou non, inclinaison des fissures...).

(Fouré, 2003) propose de se ramener à un modèle sandwich à trois couches de hauteur $h_0/3$. Ce principe de calcul se rapproche de la proposition de (Tizatto et Shehata, 1990) bien que ces auteurs ne développent pas du tout le fonctionnement de leur proposition et notamment le nombre de couches à utiliser, leur épaisseur et les efforts à appliquer à chacune d'elles. Dans le modèle proposé par (Fouré, 2003), la couche supérieure est tendue par la sollicitation de flexion transversale et la couche inférieure est comprimée par cette même sollicitation, la couche intermédiaire reprenant alors les sollicitations de cisaillement. De plus, les efforts sollicitants longitudinaux sont considérés repartis comme suit :

- Couche supérieure sollicitée en compression
- Couche inférieure sollicitée en traction ou en compression

Ce choix est empirique, il est issu du background de dimensionnement et de re-calcul réalisé sur des bétons ordinaires. Dans le cas des BHP ou des BFUP, la très forte résistance en compression par rapport à leur résistance en traction peut induire une hauteur de zone comprimée par la flexion transversale très faible. Il est considéré que la fissuration apparaît lorsque l'une des couches étudiées sort du domaine élastique.

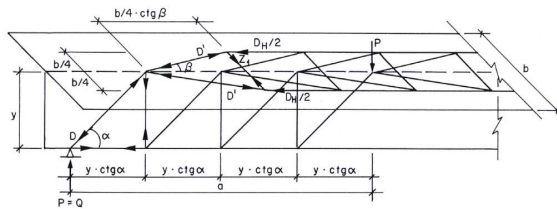
Cette analyse de type « sandwich » est peu représentative des phénomènes qui apparaissent réellement dans les structures mais elle permet d'obtenir des résultats numériques acceptables. Ce type de méthode est présenté dans l'annexe MM de l'Eurocode 2 pour traiter le cas des âmes de poutres ou de caisson soumises à une sollicitation de flexion longitudinale combinée à une sollicitation de flexion hors plan. Cependant, utiliser ce type de modélisation revient à considérer que les matériaux constituant la jonction ne peuvent pas travailler simultanément pour reprendre les efforts normaux et les efforts de cisaillement.

1.3.1.2.3. Approches de calcul à la rupture basées sur un schéma de treillis

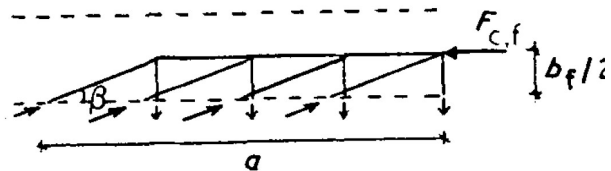
1.3.1.2.3.1. Approches proposées par les auteurs des campagnes expérimentales

Les auteurs ayant réalisé les campagnes expérimentales présentées à la section 1.3.1.1 considèrent qu'une modélisation de type bielles-tirants est adaptée pour appréhender le comportement des poutres (adaptation du treillis de Ritter-Morsh présenté à la section 1.3.2.1.2). (Bacchetta et Bachmann, 1977) et (Tizatto et Shehata, 1990) proposent des

schémas similaires (voir Figure 24). Cependant, alors que (Bacchetta et Bachmann, 1977) considèrent que ce modèle peut être appliqué pour les sollicitations de tranchant longitudinal seul comme pour les sollicitations combinées de tranchant longitudinal et de flexion transversale, (Tizatto et Shehata, 1990) considèrent que ce schéma doit être utilisé exclusivement pour les sollicitations de cisaillement longitudinal sans flexion transversale.



(Bacchetta et Bachmann, 1977)



(Tizatto et Shehata, 1990)

Figure 24: Schémas bielles-tirants proposés par (Bacchetta et Bachmann, 1977) et par (Tizatto et Shehata, 1990)

En ce qui concerne le calcul des membrures soumises à des efforts combinés, (Tizatto et Shehata, 1990) recommandent l'utilisation de modèles « sandwich » (voir section 1.3.1.2.5). Les auteurs ne proposent cependant aucun détail sur la réalisation de ce calcul : épaisseur des différentes couches, efforts à affecter à chacune d'elles...

(Bacchetta et Bachmann, 1977) proposent, par application du treillis et pour un calcul à la rupture de considérer que les armatures transversales doivent être en mesure de reprendre l'effort de traction suivant :

$$t = \frac{V}{4y} \frac{b - b_0}{b}$$

Avec :

- V l'effort tranchant vertical
- t l'effort de traction repris par les armatures par unité de longueur,
- y le bras de levier des efforts internes,
- b la largeur totale de la poutre,
- b₀ la largeur de l'âme.

Dans le cas où l'on accepte que certaines armatures plastifient avant d'atteindre l'effort maximal, les auteurs proposent l'expression suivante pour l'effort de traction repris par les armatures transversale de la table :

$$T = \frac{V}{5y} \frac{b - b_0}{b}$$

Le passage du coefficient 1/4 au coefficient 1/5 dans les deux relations proposées par (Bacchetta et Bachmann, 1977) est purement empirique et correspond à une évolution de l'angle beta de 45 à 40° dans le schéma bielles/tirants proposé.

De plus, les auteurs considèrent généralement que pour de « faibles moments transversaux » la quantité d'armatures nécessaire pour reprendre les efforts de cisaillement est suffisante à

condition qu'un positionnement asymétrique entre les deux lits d'armatures soit adopté. Les auteurs recommandent d'armer plus fortement le lit soumis majoritairement à la traction causée par la flexion transversale. Aucune donnée quantitative concernant la proportion d'armatures à positionner dans la partie tendue de la membrure n'est mentionnée par les auteurs.

Pour les sollicitations de flexion transversale « importantes », (Tizatto et Shehatta, 1990) proposent de disposer, du côté de la membrure soumis aux efforts de traction, la moitié des armatures d'effort tranchant en complément de celles destinées au renforcement pour la flexion. Il n'est cependant pas fait état de la quantité d'armatures nécessaires dans la zone comprimée par la flexion transversale et le ratio proposé n'est pas justifié. Cette lacune est probablement due au fait que cette proposition ne se base sur aucun résultat expérimental puisque les hourdis de l'ensemble des poutres testées par (Tizatto et Shehatta, 1990) ne sont renforcés que par un lit d'armatures transversales en fibre supérieure.

Dans leurs travaux, (Badawy et Bachman, 1977) proposent de mettre en place les armatures nécessaires pour reprendre l'effort tranchant en deux lits égaux et d'ajouter dans le lit supérieur (cas d'une flexion transversale négative) les armatures de flexion transversale. Ils proposent, de plus, de retirer du lit inférieur la quantité d'armatures qui correspond à une reprise d'un effort de traction opposé à l'effort de compression appliqué par la flexion transversale.

La question du cumul des armatures n'est pas complètement traitée dans le cas d'une sollicitation combinée de flexion longitudinale et transversale. En effet, il n'est pas indiqué si le dimensionnement des armatures de la zone comprimée par la flexion transversale peut être effectué en additionnant les sollicitations d'effort tranchant et de flexion. Cette hypothèse conduirait à une diminution de la quantité d'armatures mise en place (la compression due à la sollicitation de flexion transversale « allégeant » la traction due à l'effort tranchant). Cette diminution compenserait alors exactement la quantité d'armatures ajoutée dans le lit de la zone tendue. La quantité totale d'armatures serait donc égale à la quantité nécessaire pour la reprise de l'effort tranchant. Bien que cette mesure n'aille pas dans le sens de la sécurité elle serait cohérente avec les résultats de (Mattock et al., 1975) et le bulletin *fib* (CEB-*fib*, 2010a) propose de l'adopter. Dans cette hypothèse, il faudra cependant prendre garde à ce que le béton ne soit pas sollicité en compression de manière trop importante par la flexion longitudinale ou par la flexion transversale pour éviter un écrasement de celui-ci.

1.3.1.2.3.2. Approches proposées par les codes et recommandations de calcul

Eurocode 2 et guide Setra

L'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a ; AFNOR, 2005b) constitue la référence opérationnelle applicable pour le dimensionnement des jonctions âme-coque en béton armé et en béton précontraint. Nous présentons ici l'analyse à la rupture proposée au paragraphe 6.2.4..

La Figure 25 présente les principales notations de l’Eurocode 2, elles seront utilisées dans cette partie.

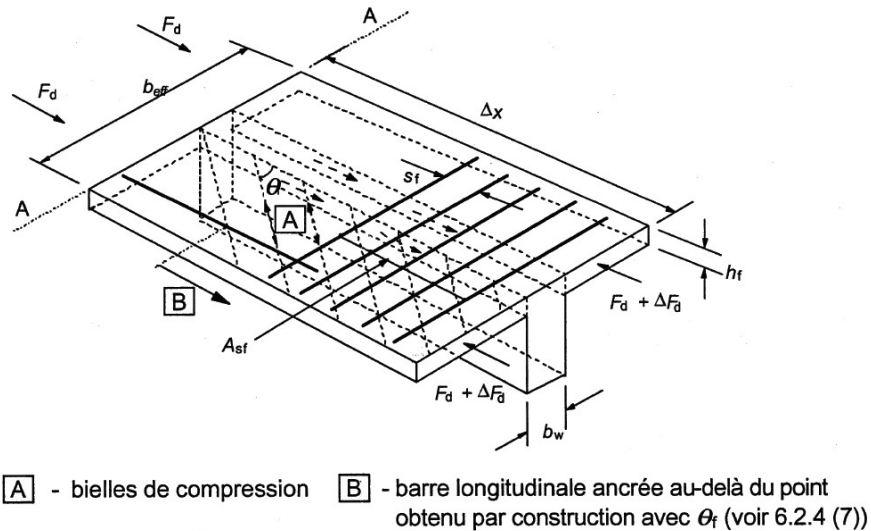


Figure 25: Notations EC2 pour les jonctions entre âmes et membrures (AFNOR, 2005b)

L’Eurocode 2 demande de réaliser la vérification à l’ELU en plusieurs étapes afin de prendre en compte l’effet de chacune des sollicitations puis de la concomitance :

- 1- Détermination du flux de cisaillement longitudinal entre l’âme et la membrure.

Ce flux de cisaillement est notamment dû à la différence d’effort normal dans la membrure. En effet, l’équilibre de chaque portion de membrure impose la présence d’une contrainte de cisaillement entre l’âme et la membrure lorsque les deux faces transversales de la membrure ne sont pas sollicitées par le même effort. Dans la pratique, ce flux de cisaillement est notamment généré par une sollicitation de flexion longitudinale.

La valeur de la contrainte de cisaillement peut être évaluée par :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

Avec :

ΔF_d la variation d’effort normal dans la membrure,

h_f l’épaisseur de la membrure,

Δx la longueur de jonction considérée. L’Eurocode adopte comme valeur de Δx la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal, cette valeur devant être plafonnée, dans le cas d’application de charges ponctuelles, à la valeur de la distance entre les charges.

De plus, la partie 2 de l’Eurocode 2 (AFNOR, 2005b) conduit à évaluer l’effort tranchant présent entre l’âme et la membrure grâce à la symétrie du tenseur des contraintes. La formule

suyvante est ainsi fournie pour déterminer l'effort tranchant transmis entre l'âme et la membrure :

$$V = \frac{V_{Ed} \Delta x}{z}$$

Avec :

V_{Ed} la valeur de calcul de l'effort tranchant agissant,
 Δx la longueur de jonction considérée,
 z le bras de levier des forces internes pris égal à $0,9d$.

On remarquera que le guide du Sétra (Brisard et al, 2007) déconseille l'utilisation de cette formule pour le cas des structures en béton précontraint et des caissons non soumis à des efforts concentrés. La formule classique de la RDM lui est préférée :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot h_f}$$

Avec :

S le moment statique de la partie de membrure concernée,
 V_{Ed} l'effort tranchant sollicitant,
 I l'inertie de la section.

Cette modification proposée par le guide du Sétra revient à ne plus considérer $z = 0,9d$ mais $z = I/S$. Cette modification permet d'obtenir un résultat conforme à la théorie de l'élasticité linéaire et plus exact dans le cas de structures précontraintes non fissurées.

2- Vérification de la résistance de la membrure sous effort tranchant

Un modèle de treillis est utilisé pour évaluer la résistance de la membrure sous sollicitation d'effort tranchant longitudinal. L'inclinaison des bielles dans la membrure θ_f peut être choisie différente de celle présente dans l'âme (θ).

A défaut d'une détermination exacte de l'inclinaison θ_f des bielles dans la membrure, le code pose les limites suivantes :

- pour les membrures comprimées :

$$1 \leq \cot \theta_f \leq 2$$

soit $26,6^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$

- pour les membrures tendues :

$$1 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$$

$38,7^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$

Comme dans tout mécanisme de treillis, deux vérifications sont nécessaires :

- l'aire de la section des armatures transversales doit être suffisante pour reprendre les efforts de traction,
- les bielles de béton comprimé ne doivent pas céder sous le chargement.

- Vérification de l'aire de la section des armatures :

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

Avec :

A_{sf} l'aire des armatures transversales,
 f_{yd} la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé,
 s_f l'espacement entre les armatures transversales.

- Vérification de l'écrasement des bielles :

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f$$

Avec :

f_{cd} la valeur de calcul de la résistance en compression du béton,
 v le facteur de réduction de la résistance du béton dans le cas où il est fissuré longitudinalement :

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

f_{ck} la résistance caractéristique du béton en compression.

3- Concomitance avec la flexion transversale :

La concomitance des efforts de flexion transversale et de tranchant longitudinal est prise en compte uniquement si :

$$v_{Ed} \geq k \cdot f_{ctd}$$

Avec :

f_{ctd} la valeur de calcul de la résistance en traction du béton,
 k un coefficient multiplicateur.

La valeur recommandée de k dans l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a) partie 1-1 est : $k=0,4$
L'annexe nationale modifie cette valeur par :

$k = 0,5$ en cas de surface verticale de reprise de bétonnage, rugueuse dans la membrure

$k = 1,0$ lorsqu'il n'y a pas de surface verticale de reprise de bétonnage

Lorsque la concomitance n'est pas prise en compte, aucune armature supplémentaire à celles prévues pour la flexion n'est nécessaire alors que lorsque la concomitance est prise en compte, l'Eurocode 2 prescrit la règle de cumul d'armatures suivante :

$$A = \max\left(A_{cis}, \frac{A_{cis}}{2} + A_{flexion}\right)$$

Avec :

A la section d'armatures mises en œuvre,

A_{cis} la section d'armatures nécessaire pour équilibrer les efforts de cisaillements longitudinaux,

A_{flex} la section d'armatures nécessaire pour équilibrer le moment de flexion transversale maximal.

Dans le cas où il existe des moments de flexion de signes contraires, la répartition entre les deux nappes d'armatures doit respecter la règle suivante :

$$A_{sup} + A_{inf} \geq \max\left(A_{cis}, \frac{A_{cis}}{2} + A_{flexion,sup}, \frac{A_{cis}}{2} + A_{flexion,inf}\right)$$

Avec :

$A_{flexion,sup}$ la section d'armatures passives en nappe supérieure pour équilibrer le moment de flexion correspondant,

$A_{flexion,inf}$ la section d'armatures passives en nappe inférieure pour équilibrer le moment de flexion correspondant.

L'Eurocode 2 se contente cependant de cette règle sans préciser la répartition des armatures de couture qui doit être adoptée entre les deux nappes. Le guide du Sétra (Brisard et al, 2007) propose :

$$A_{sup} \geq \frac{A_{cis}}{4} + A_{flexion,sup}$$

$$A_{inf} \geq \frac{A_{cis}}{4} + A_{flexion,inf}$$

$$A_{sup} + A_{inf} \geq A_{cis}$$

Cette répartition est donnée à titre indicatif et peut être modifiée par le projeteur. Cependant, on l'a vu, la bibliographie est peu abondante sur le sujet et il sera donc complexe de déterminer la répartition optimale en terme de reprise des efforts.

Le cumul des sollicitations présente aussi des répercussions vis-à-vis de la vérification du béton comprimé. En effet, l'Eurocode 2 considère que si le béton est sollicité à hauteur de sa résistance plastique pour équilibrer le moment de flexion transversale, il lui est impossible de participer à la reprise des efforts de compression des bielles du schéma de treillis. La vérification en compression dans les bielles doit donc prendre en compte une hauteur de membrure réduite égale à :

$$h_{f,réd} = \text{épaisseur de la membrure} - \text{épaisseur comprimée en flexion}$$

Code model *fib* 2010

Le code model *fib* 2010 (CEB, 2010), au point 7.3.3.5, prévoit une vérification de la résistance à l'effort tranchant dans la membrure similaire à celle de l'Eurocode 2. En effet, il s'agit de

réaliser un treillis avec des bielles possédant une inclinaison θ_f . Les préconisations sont les suivantes :

$$25^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ \text{ pour les bielles de compression}$$

$$35^\circ \leq \theta_f \leq 50^\circ \text{ pour les bielles de traction}$$

La concomitance n'est pas traitée, il est indiqué qu'il faut ajouter les armatures nécessaires à l'équilibre de l'effort tranchant à celle destinées à équilibrer la flexion transversale sans prescription de positionnement ou de diminution des quantités due à la concomitance.

De plus, une valeur minimale de ferailage transversal est donnée (point 7.13.5.2) : le ratio d'armatures transversales doit être d'au moins 0,2 %.

ACI materials

Dans son code de construction (ACI, 2013) l'Américan Concrete Institute présente quelques recommandations dans le cas des jonctions âmes-coques. Ces dernières restent cependant peu développées, aucune méthode de calcul particulière n'est préconisée, le projeteur doit se reporter aux sections concernant la flexion et le tranchant pour dimensionner la quantité d'armatures transversales à mettre en place. Une règle est cependant édictée au sujet de l'espacement maximal des armatures : il doit être de cinq fois l'épaisseur minimale de la membrure ou de 18 in (45,72 cm).

Bulletins fib

Le problème des jonctions en béton armé est traité dans le bulletin 52 (CEB-fib, 2010a) et le bulletin 54 (CEB-fib, 2010b). Le dimensionnement de la membrure se base également sur un calcul de bielles et de tirants (voir Figure 26).

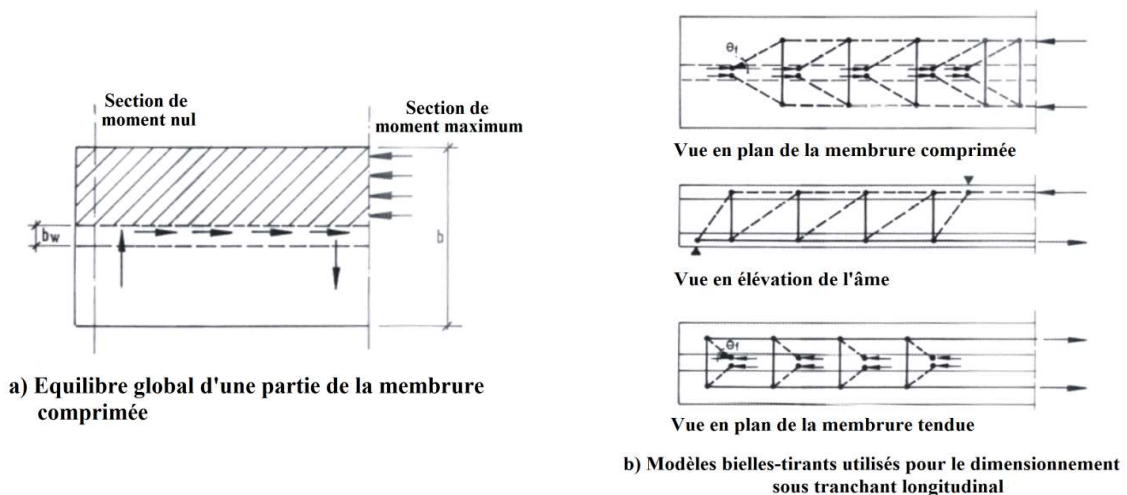


Figure 26: Dimensionnement des sections en T (CEB-FIB, 2010a)

Le raisonnement est réalisé en séparant le cas où la membrure est comprimée de celui où la membrure est tendue. Nous n'évoquons ici que le cas où la membrure est comprimée (flexion longitudinale en moment positif).

- Vérification vis-à-vis de l'effort de cisaillement longitudinal

L'effort tranchant longitudinal sur une longueur δl est considéré égal à : $V\delta l/z$ avec V l'effort tranchant sollicitant et z le bras de levier des efforts internes. Seule une partie de cet effort tranchant sollicite la jonction entre la membrure et l'âme. Ainsi, il est considéré qu'une partie ($\eta V\delta l/z$) est reprise directement par l'âme et que c'est seulement la partie restante qui sollicite la jonction (une moitié par côté de la membrure). En notant θ_f l'inclinaison des bielles, il est possible d'estimer l'effort de traction qu'il faut reprendre grâce aux armatures transversales :

$$n_{Rd} = \frac{(1 - \eta) V}{2} \frac{1}{z} \tan \theta_f$$

La quantité d'armatures nécessaires est alors obtenue en considérant que cet effort doit pouvoir être repris par les armatures en restant dans le domaine élastique :

$$n_{Rd} \leq \frac{A_s f_y}{s_f}$$

Avec :

s_f l'espacement des armatures longitudinales dans la membrure,
 f_{yd} la résistance en traction de calcul des armatures passives.

De plus, la vérification de la compression des bielles par unité de longueur donne :

$$\frac{(1 - \eta) V}{2} \frac{1}{z} \leq f_{cd2} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f$$

Avec :

h_f l'épaisseur de la membrure,
 θ_f l'inclinaison des bielles dans la membrure, le Model Code 1990 recommande $\cot(\theta_f) = 2$ ($\theta_f = 30^\circ$) alors que l'Eurocode 2 prévoit : $1,0 \leq \cot(\theta_f) \leq 2,0$ ($30^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ$). Le bulletin ajoute que les valeurs inférieures à 2,0 présentent un intérêt limité.

La proportion η peut-être prise, comme c'est le cas dans l'Eurocode 2, égale à b_w/b avec b_w l'épaisseur de l'âme et b la largeur maximale de la membrure (largeur efficace s'il y a lieu). Cependant, dans le cas où la partie de la membrure au droit de l'âme est déjà fortement sollicitée en compression (en comparaison avec l'effort maximal admissible : $b_w h_f f_{cd1}$) il est possible de considérer que cette partie de la membrure est « épuisée » et qu'elle ne pourra pas reprendre d'effort de cisaillement longitudinal. Dans ce dernier cas, on doit considérer $\eta = 0$. Dans la situation inverse où la sollicitation de flexion ne nécessite pas la participation de la totalité de l'épaisseur de la membrure, il est possible de considérer que la partie de la membrure commune avec l'âme reprend un effort égal à $b_w h_f f_{cd1}$. Ainsi, chacune des parties de la membrure sera soumise à un effort normal égal à :

$$\frac{1}{2} \left(\frac{M_{Sd}}{z} - b_w h_f f_{cd} \right)$$

Avec : M_{Sd} le moment de flexion sollicitant.

- Dispositions constructives dans le cas de la présence d'une flexion concomitante

En ce qui concerne la disposition des armatures nécessaires, il est recommandé dans le cas où il n'y a pas de flexion transversale concomitante, de répartir de manière égale la quantité d'armatures entre la nappe supérieure et la nappe inférieure. Dans le cas d'une flexion transversale concomitante, la quantité d'armatures n'est pas modifiée mais la répartition entre les nappes supérieure et inférieure doit être adaptée. Ainsi, les armatures supérieures doivent être en mesure de reprendre la moitié de l'effort de traction dû au cisaillement ainsi que l'effort de traction dû à la flexion transversale. La quantité d'armatures inférieures est calculée en considérant que l'effort de traction à reprendre est égal à la moitié de l'effort dû au cisaillement allégé de l'effort de compression dû à la flexion transversale (voir Figure 27).

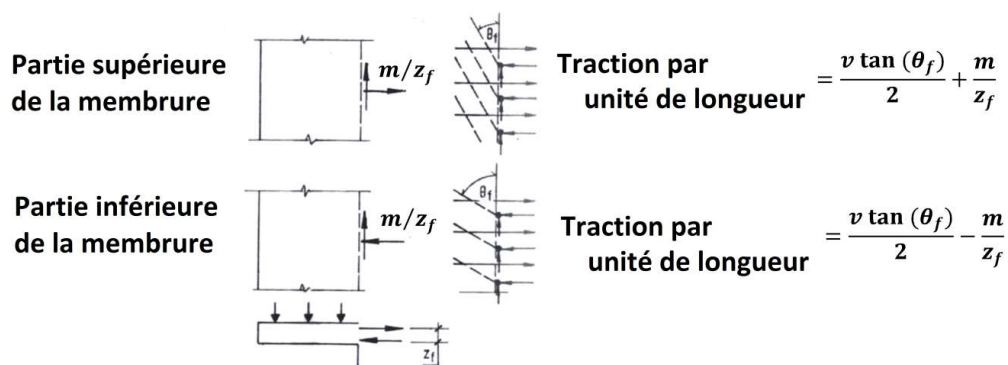


Figure 27: Disposition des armatures dans les jonctions âme-membrure (CEB-FIB, 2010a)

La répartition proposée des armatures entre les deux lits correspond aux résultats de (Mattock et al, 1975) qui montrent (à l'échelle du matériau) que la présence d'un moment de flexion n'implique pas forcément la nécessité d'ajouter des armatures pour la reprise des efforts de cisaillement et que les quantités d'armatures nécessaires à la reprise des efforts de traction et de cisaillement peuvent être sommées (voir sections 1.4.2.5 et 1.4.2.6). Cette disposition est également cohérente avec les conclusions du travail réalisé par (Tizatto et Shehata, 1990) qui proposent de disposer la moitié des armatures d'effort tranchant et les armatures de flexion dans le lit supérieur des armatures, sans pour autant évoquer la quantité d'armatures à mettre en place dans le lit inférieur. Cependant, (Mattock et al., 1975) mettent en évidence, à l'échelle du matériau, qu'une trop forte concentration des armatures dans le haut de la section cisailée réduit la section efficace pour reprendre les efforts de cisaillement (voir sections 1.4.2.5 et 1.4.2.6). Aucune précaution n'est préconisée dans les bulletins *fib* pour contrôler ce type de phénomène.

Recommandations (AFGC, 2013) et norme française (AFNOR, 2016a)

La version révisée des recommandations (AFGC, 2013) et la norme française (AFNOR, 2016a) regroupent les règles de dimensionnement pour les jonctions âme-membrure dans la clause 6.2.4 de la partie 2 par analogie avec le plan de l'Eurocode 2.

La détermination des sollicitations (et notamment de la contrainte de cisaillement entre l'âme et la membrure) est identique à celle prescrite par l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a ; AFNOR, 2005b) dans la clause 6.2.4.3 (voir section 1.3.1.2.3.2).

Pour dimensionner les jonctions en BFUP, on doit considérer qu'une partie de la section fibrée reprend, en plus des armatures éventuelles, des efforts de cisaillement, et que seules les éventuelles armatures passives et la section fibrée non prises en compte dans l'équilibre des efforts tranchants travaillent en traction pour reprendre les efforts de flexion.

La vérification de la jonction sous sollicitation de cisaillement longitudinal à l'Etat Limite Ultime (ELU) est basée sur une modélisation de type treillis. Ainsi, il convient de vérifier :

- Résistance des tirants (armatures passives ne participant pas à la reprise des efforts de flexion et fibres métalliques) :

$$h_f v_{Ed} \leq (h_{fs} \sigma_{Rd,f} + \frac{A_{sfs} f_{yd}}{s_f}) \cot \theta_f$$

Avec :

$\sigma_{Rd,f}$ la résistance résiduelle en traction de la section fibrée (contrainte de traction moyenne reprise au droit d'une fissure),

θ_f l'angle des bielles de compression par rapport à l'âme de la poutre. Les recommandations et la norme française proposent de considérer $\cot(\theta_f)=1$,

h_f l'épaisseur de la membrure au niveau de la jonction,

h_{fs} l'épaisseur de la membrure travaillant en cisaillement,

A_{sfs} la section droite des armatures transversales travaillant en cisaillement,

s_f l'espacement des armatures transversales,

v_{Ed} la contrainte de cisaillement longitudinal entre l'âme et la membrure,

f_{yd} la limite d'élasticité de calcul des armatures.

- Non écrasement des bielles :

$$\sigma_c = v_{Ed} \frac{h_f/h_{fs}}{\cos \theta_f \sin \theta_f} \leq 2 \times 1,14 \times \alpha_{cc} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

Avec : f_{ck} la contrainte caractéristique du BFUP en compression.

La vérification en cisaillement étant effectuée, il reste à réaliser la vérification en flexion en considérant que seule la surface de jonction non mobilisée pour équilibrer le cisaillement peut travailler en traction pour équilibrer la flexion (voir Figure 28). Il faut également retrancher la valeur de la contrainte normale de compression due à la sollicitation de cisaillement longitudinal à la résistance en compression du béton ($f_{cd}' = f_{cd} - \sigma_c \sin(\theta_f)$). Enfin, il faut considérer que la section droite des armatures qui travaillent en flexion est égale à la section totale moins la section qui travaille en cisaillement (voir Figure 28).

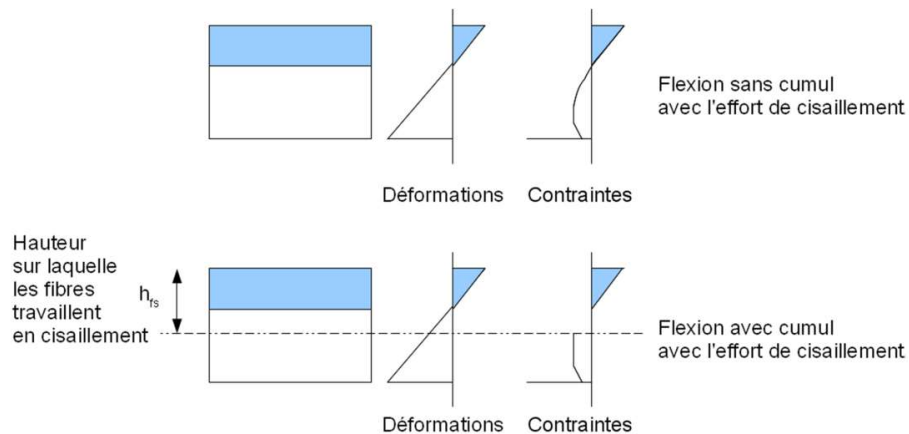


Figure 28: Dimensionnement des jonctions en BFUP en cas de concomitance flexion/tranchant (AFGC, 2013)

Si ces règles de dimensionnement sont a priori sécuritaires, leur capacité à retranscrire le fonctionnement réel des structures n'a jamais été étudiée expérimentalement. En effet, ces règles de calcul sont essentiellement issues d'idéalisation du comportement à la rupture et d'extrapolations des critères utilisés pour les bétons ordinaires et les bétons hautes et très hautes performances armés. On peut s'interroger, dans le cas des jonctions en BFUP, sur l'exactitude de l'apparition d'un mécanisme de treillis dans la jonction (il est possible que la rupture intervienne selon un schéma de cisaillement glissement, notamment lorsque le hourdis n'est pas armé). De plus, dans le cas des BFUP, il est probable que l'orientation des fissures soit perturbée dans cette zone géométriquement complexe et que cela engendre une modification du comportement de la jonction.

1.3.1.2.3.3. Réflexions sur la pertinence d'une approche basée sur un phénomène de treillis

Le calcul de la résistance des jonctions est le plus souvent effectué par une approche de type bielles-tirants. (Fouré, 2003) présente quelques arguments qui mènent à douter du fait qu'une rupture en treillis puisse intervenir dans le cas des sollicitations que l'on considère ici :

- Dans le cas d'un hourdis comprimé, l'effort tranchant longitudinal diminue lorsque l'on s'éloigne de la jonction ce qui induit une évolution de l'angle des fissures en fonction de la position par rapport à la jonction. De plus, la sollicitation de compression due à la flexion longitudinale n'est pas constante dans l'épaisseur du hourdis ce qui implique aussi une variation de l'angle des éventuelles bielles en fonction de la position dans l'épaisseur du hourdis.
- On considère en général que le calcul sous forme de treillis est acceptable si l'angle de fissuration est « moyen » (compris entre 30° et 60° par exemple). Dans le cas présent, on l'a vu lors de l'exploitation des campagnes expérimentales disponibles dans la littérature, l'angle peut-être très faible notamment à proximité de la charge en présence d'une flexion transversale importante.
- L'analogie avec le fonctionnement d'une âme nécessite de déterminer un équivalent à la hauteur utile (prise égal à d dans le cas d'une âme de poutre). Or, dans le cas d'une poutre en flexion, une partie de l'âme est sollicitée en compression ce qui augmente la résistance au cisaillement, ce n'est pas forcément le cas dans le hourdis des poutres. La participation de la compression à la résistance au cisaillement est prise en compte dans le terme « béton » du calcul de résistance mais il est complexe de la découpler

des autres effets (arc, engrènement...) ce qui rend difficile l'adaptation des formules utilisées pour les âmes de poutre aux hourdis.

- De la même façon que précédemment pour le terme « béton », la détermination de la résistance apportée par les armatures nécessite d'utiliser une hauteur utile (prise égale à z dans le cas de l'âme d'une poutre) qu'il est complexe de déterminer dans le cas des hourdis de poutres.
- Le problème est encore plus complexe lorsque la structure est également soumise à une sollicitation de flexion transversale. En effet, cette sollicitation implique la présence de contraintes normales transversalement ce qui n'est pas représentatif de l'état de contraintes présent dans l'âme d'une poutre. De plus, la présence de la flexion transversale implique une différence d'état de contrainte en fonction de la hauteur considérée dans le hourdis. Enfin, pour le terme de résistance apportée par les armatures, il est difficile de déterminer la proportion qui participe à la reprise des efforts de flexion et celle qui participe à la reprise des efforts de cisaillement.

Globalement, il est difficile de se convaincre que la fissuration diagonale sera suffisante pour impliquer un fonctionnement en treillis. En effet, le confinement apporté par la contrainte de compression induite par la flexion transversale peut par exemple ralentir la fissuration dans la zone inférieure du hourdis. De plus, les essais montrent que si la flexion transversale est appliquée avant la flexion longitudinale, une fissuration longitudinale apparaît et la présence de l'effort de cisaillement appliqué par la suite ne permet pas de former un treillis mais conduit plutôt à une rupture en cisaillement-glisement.

1.3.1.2.4. Approche de calcul à la rupture en cisaillement-glisement

Lors des essais disponibles dans la bibliographie, ce type de rupture a été rencontré plusieurs fois. Pour les bétons ordinaires, il faut y ajouter un écrasement du béton dans les zones où l'engrènement implique une contrainte de compression trop importante.

Ce type de rupture peut être appréhendé analytiquement en reprenant les résistances constatées à l'échelle du matériau lors d'essais de cisaillement dits « Push-Off ». La difficulté principale réside dans la détermination de l'effort de cisaillement sollicitant la jonction. En effet, il n'est pas trivial de déterminer quel est le taux de cisaillement transmis dans la jonction compte tenu de la difficulté à déterminer la surface de jonction sur laquelle l'effort de cisaillement global doit être transmis.

Ce type de calcul à la rupture est utilisé dans différents codes de calculs pour la vérification des zones de reprise de bétonnage. Il s'agit d'étudier la résistance de la section en prenant en compte le frottement du béton et l'effet de couture des armatures. En se basant sur les règles édictées par l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005b), les recommandations (AFGC, 2013) et la norme française (AFNOR, 2016a) considèrent (clause 6.2.5.), que la contrainte de cisaillement maximale à l'interface (sans indentation) peut être déterminée par :

$$v_{Rdi} = \frac{c f_{ctk,el}}{\gamma_c} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \leq \frac{1,14 \alpha_{cc} f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

Avec :

- c et μ des coefficients qui dépendent de la rugosité de la section (cohésion et coefficient de frottement),
- γ_c et α_{cc} des coefficients de sécurité,
- $f_{ctk,el}$ la limite élastique caractéristique du BFUP,
- σ_n la contrainte engendrée par la force minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ et négative en traction. Lorsque σ_n est une contrainte de traction, il convient de prendre $c = 0$,
- α l'angle entre le plan de reprise et les armatures de couture.

1.3.1.2.5. Approche de calcul à la rupture basée sur la méthode « sandwich »

Lorsque la méthode de dimensionnement basée sur un équilibre de treillis ne permet pas de justifier la résistance d'un élément, les Eurocodes autorisent l'utilisation d'une analyse de plaque plus élaborée. En effet la méthode d'équilibre d'un treillis proposée dans l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005b) a tendance à fortement sous estimer la résistance de l'élément. Ainsi, pour le dimensionnement des âmes de caissons de ponts, il est autorisé d'utiliser la méthode dite « sandwich » présentée dans les annexes LL et MM de la partie 2 de l'Eurocode 2. Le cadre réglementaire autorise l'utilisation de cette méthode uniquement pour les caissons de pont car il s'agit d'éléments sollicités de façon complexe avec concomitance de flexion longitudinale et de flexion autour de l'axe longitudinal [voir Figure 5].

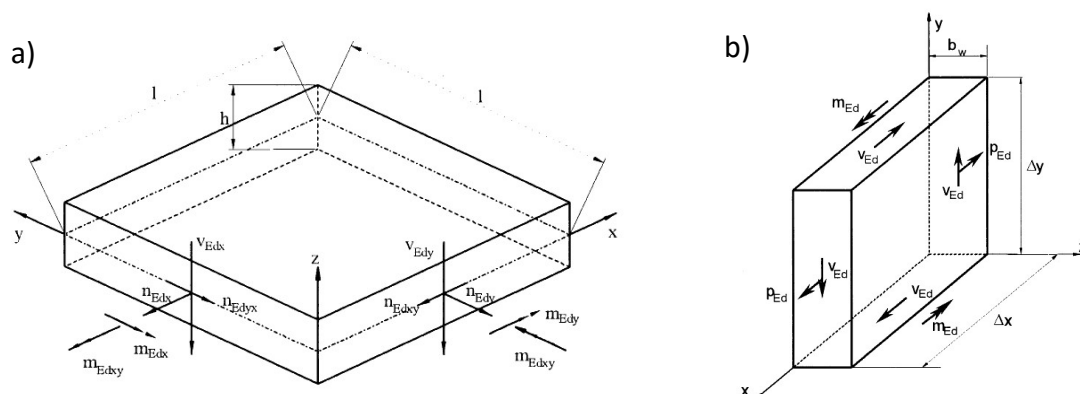


Figure 29: Sollicitations dans un élément de plaque, a) cas général, b) sollicitation dans une âme de caisson de pont (AFNOR, 2005b)

La Figure 29 a), présente l'ensemble des sollicitations possibles dans une plaque :

- 3 efforts de plaque : n_{Edx} , n_{Edy} , $n_{Edxy}=n_{Edyx}$,
- 3 efforts de flexion : m_{Edx} , m_{Edy} , $m_{Edxy}=m_{Edyx}$,
- 2 efforts de cisaillement transversaux : V_{Edx} , V_{Edy} .

Cette situation est très générale. Dans la situation particulière des âmes de ponts caissons précontraints, l'analyse des sollicitations permet de limiter le nombre d'efforts à considérer (voir Figure 29 b)) à :

- un effort longitudinal dû à la précontrainte générale de l'ouvrage p_{Ed} ,
- un moment de flexion transversale m_{Ed} créé par la charge du hourdis supérieur,
- un flux de cisaillement dans la plaque correspondant au cisaillement longitudinal v_{Ed} à transférer entre l'âme et la membrure.

L'état de contrainte dans l'âme d'une poutre en T, ou en I, chargée en flexion longitudinale et dont la membrure est chargée de façon dissymétrique étant similaire, la méthode de calcul pourra être extrapolée à de telles structures.

Les sollicitations dont il est question sur la Figure 29 b) pour l'âme d'un caisson de pont précontraint reviennent à considérer l'état de contraintes de la Figure 30.

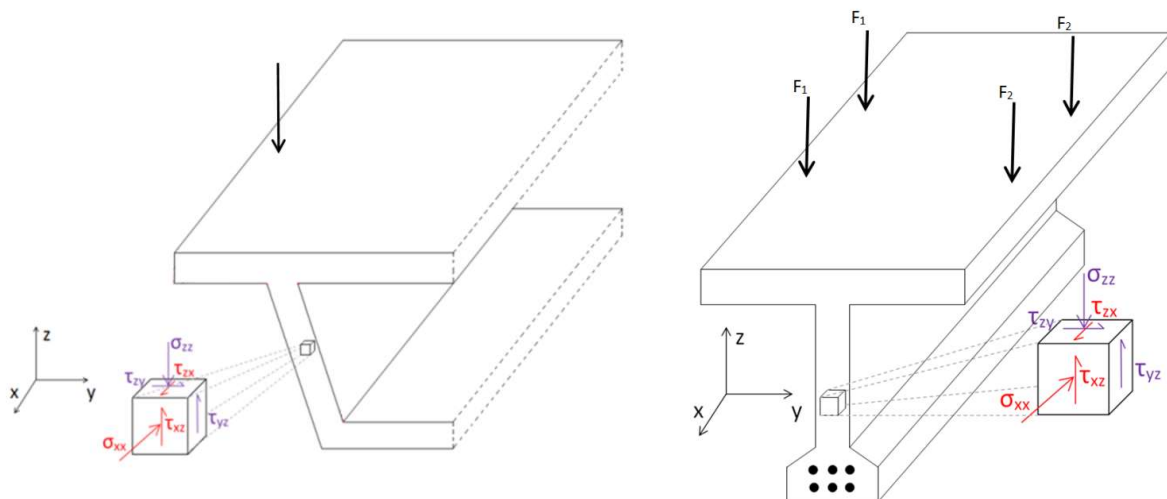


Figure 30: Etat de contrainte dans l'âme d'un caisson de pont précontraint ou dans une poutre en I dont la membrure est chargée de façon dissymétrique

La mise en œuvre du calcul de type « sandwich », dans le cas de la combinaison flexion transversale/effort tranchant (cas des âmes fléchies autour de l'axe x) que nous considérons, consiste à décomposer la plaque en trois feuillets : deux feuillets extérieurs qui reprennent les efforts de flexion et de cisaillement dans le plan de la plaque et un feuillet intermédiaire qui équilibre les cisaillements transversaux. Cela confère aux deux feuillets extérieurs un comportement de membrane. La méthode se limite à une analyse à la rupture et considère que la résistance de la plaque est suffisante s'il existe une combinaison d'épaisseurs de feuillets pour laquelle chacun d'entre eux est équilibré.

Dans un premier temps, la méthode propose de déterminer si le béton est fissuré ou non au sein de la plaque. Pour ce faire, l'annexe LL de l'Eurocode 2 fournit un critère (LL 101).

Dans le cas d'une plaque non fissurée, il est considéré que la plaque peut reprendre les efforts si la plus grande de ses contraintes principales de compression reste inférieure à la résistance de calcul en compression du béton f_{cd} .

Dans le cas d'une plaque fissurée, il faut décomposer les efforts sur les différents feuillets puis vérifier que chaque feuillet peut supporter la sollicitation appliquée.

➤ *Justification du feuillet intermédiaire*

Il s'agit de combiner les deux efforts tranchants V_{Edx} et V_{Edy} en un seul effort tranchant principal V_{Ed0} de direction ϕ_0 , soit d'après l'annexe LL de l'Eurocode 2 :

$$V_{Ed0} = \sqrt{V_{Edx}^2 + V_{Edy}^2}$$
$$\tan \phi_0 = \frac{V_{Edy}}{V_{Edx}}$$

Puis il s'agit d'appliquer les règles relatives à une dalle soumise à un effort tranchant V_{Ed0} de direction ϕ_0 (clause 6.2 de l'Eurocode 2).

La clause 6.2.2 permet de déterminer si la dalle peut reprendre les efforts dans le cas où les armatures transversales d'effort tranchant sont absentes alors que la clause 6.2.3 adopte la méthode du treillis pour vérifier la résistance des armatures d'effort tranchant.

➤ *Justification des feuillets externes*

Il s'agit d'une vérification selon un fonctionnement de membrane. Deux modèles sont superposés de manière indépendante : les aciers passifs reprennent les tractions membranaires alors qu'un système de bielles/tirants permet d'équilibrer les cisaillements.

➤ *Remarque*

L'annexe MM de l'Eurocode 2 présente la méthode pour les âmes, cependant, la méthodologie générale de l'étude « sandwich » est détaillée dans l'annexe LL. Il est ainsi possible de suivre un raisonnement similaire pour toute autre plaque et notamment les membrures. La définition des efforts appliqués à chaque feuillet est alors réalisée de telle sorte que les feuillets externes aient un comportement de membrane. Le feuillet intermédiaire reprend alors les autres efforts.

1.3.1.2.6. Synthèse

La modélisation des jonctions âme-table des poutres en T en béton soumises à une sollicitation de cisaillement longitudinal concomitant ou non à une sollicitation de flexion transversale est un problème complexe.

Plusieurs approches sont proposées dans la littérature sans qu'il soit aisé de déterminer laquelle est la plus appropriée à chaque problème rencontré :

- Modélisation de type treillis :

Dans ce type d'approche, il est considéré que le fonctionnement de la poutre à la rupture peut-être approché par une modélisation de type bielles-tirants. (Tizatto et Shehatta, 1990) considèrent que cette approche est adaptée dans le cas d'une sollicitation de tranchant longitudinal mais qu'elle ne l'est plus dans le cas d'une concomitance de flexion transversale. (Bacchetta et Bachmann, 1997) considèrent,

eux, que ce type d'approche peut prendre en compte la présence d'une concomitance de sollicitation.

- Modélisation de type sandwich :

Dans ce cas, l'épaisseur du voile à calculer est divisée en trois parts et des sollicitations sont appliquées à chacune de ces couches en prenant garde à ne pas induire de concomitance dans l'une des couches. Si la résistance de chacune des couches est vérifiée, alors il est considéré que la résistance du voile est vérifiée. Cette approche ne permet pas de prendre en compte le fait que les matériaux qui composent une couche peuvent contribuer à la reprise de plusieurs efforts concomitants.

- Modélisation de « cisaillement-glissement »

Dans ce cas, la rupture intervient le long d'une section fissurée et la modélisation s'emploie à estimer la résistance apportée par le frottement entre les deux côtés de la fissure et par les armatures de couture

De plus, de l'analyse réalisée par (Fouré, 2003), nous retiendrons que la fissuration diagonale de la table ne mène pas forcément à un mécanisme de rupture en treillis. En effet, le caractère complexe de la sollicitation de la table peut tout à fait impliquer un départ de fissuration diagonale dans la table mais, après redistribution des efforts, conduire à une rupture en cisaillement-glissement. Nous pouvons d'ailleurs souligner que si tous les auteurs des campagnes expérimentales ont constaté une fissuration diagonale, seuls (Tizatto et Shehata, 1990) ont obtenu une rupture à la jonction entre la table et la membrure et que, dans tous les cas, celle-ci est intervenue en cisaillement glissement.

Nous retiendrons également de cette étude qu'il n'est pas trivial de déterminer le flux de cisaillement qui sollicite la jonction. En effet, compte tenu des effets de diffusion des efforts à proximité de chacun des appuis, il est complexe de déterminer quelle longueur de jonction participe à la reprise de l'effort de cisaillement.

1.3.1.3. Conclusion

Nous avons présenté, dans cette partie, les données disponibles sur le comportement et la résistance des jonctions sous sollicitation de cisaillement longitudinal combiné ou non à de la flexion transversale. Aucune donnée expérimentale n'est disponible dans le cas des BFUP. Cette étude nous a notamment d'établir les conclusions suivantes pour les poutres en béton armé ordinaire :

- Dans le cas d'une sollicitation de cisaillement longitudinal sans flexion transversale, une fissuration inclinée apparaît dans la table. Cette fissuration est parfois importante cependant, lorsque la rupture intervient sous l'effet de la sollicitation de cisaillement longitudinal, elle semble intervenir le plus souvent en cisaillement-glissement entre la table et la membrure.
- Dans le cas d'une sollicitation combinée de flexion et de cisaillement longitudinal, la fissuration est pratiquement longitudinale. La présence de la flexion favorise un mode de rupture en cisaillement-glissement.
- La détermination de l'état de contraintes présent dans la jonction en fonction du mode et de l'intensité de la sollicitation n'est pas triviale.

- Plusieurs méthodologies de détermination de la résistance des voiles sont proposées :
 - Dans le cas d'une sollicitation de cisaillement longitudinal sans flexion transversale :
 - (Bacchetta et Bachmann, 1977) et (Tizatto et Shehata, 1990) et la plupart des codes de calcul (et notamment l'Eurocode 2 et la norme française qui s'y rapporte pour les BFUP) proposent de dimensionner les jonctions grâce à un schéma bielles tirants.
 - (Fouré, 2003) propose de considérer, en plus d'un schéma de bielles-tirants, la possibilité que la rupture intervienne en cisaillement-glissement.
 - Dans le cas de la présence d'une concomitance de flexion transversale :
 - (Bacchetta et Bachmann, 1977) considèrent qu'il est toujours possible de déterminer la résistance de la poutre en utilisant un schéma de bielles et de tirants.
 - L'Eurocode 2 (AFNOR, 2005b) et la norme française s'y rapportant pour les BFUP (AFNOR, 2016a) proposent des règles de cumul d'armatures (et ou de fibres) entre les quantités déterminées indépendamment pour la flexion transversale et le cisaillement longitudinal. Pour le cas des BFUP, il est considéré que les armatures et les fibres ne participent pas de manière concomitante à la reprise des efforts de flexion transversale et de cisaillement longitudinal
 - (Tizatto et Shehata, 1990) et (Fouré, 2003) proposent d'utiliser une méthode sandwich. Cette méthode revient à ne pas prendre en compte le caractère multiaxial de la résistance des fibres et des armatures. Ce type de vérification est accepté par l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005b) et la norme BFUP (AFNOR, 2006a) pour une vérification à l'ELU.

Ainsi, les données disponibles dans la littérature ne permettent pas de définir le fonctionnement des jonctions en BFUP soumises à des sollicitations combinées de cisaillement longitudinal et de flexion transversale. Afin d'élaborer le modèle analytique présenté au chapitre 2, le degré de complexité a été réduit en étudiant le comportement sous chacune des sollicitations appliquées à la poutre considérée (flexion longitudinale et flexion transversale) puis le modèle a été conçu pour prendre en compte la concomitance des résultats obtenus pour chacune des sollicitations. La partie suivante s'intéresse donc aux phénomènes physiques qui interviennent dans la résistance sous une sollicitation de « flexion-cisaillement » longitudinale.

1.3.2. Comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement

Le calcul des sollicitations au niveau des jonctions nécessite une compréhension du fonctionnement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement. La compréhension des phénomènes physiques permet d'avoir un regard critique sur les différentes modélisations proposées et nous a conduits à choisir comme base de développement de notre modélisation (voir chapitre 2) le modèle de la MCFT (Modified Compression Field Theory). Ce modèle est

donc présenté en détail. Nous présentons ensuite l'extension des concepts et méthodes aux cas des BFM (béton de fibres métalliques) et des BFUP.

1.3.2.1. Béton armé et/ou précontraint

Partant du cas des poutres en béton armé et/ou précontraint, nous présentons dans un premier temps le comportement élastique des poutres sollicitées en flexion-cisaillement. Nous présentons par la suite les principaux mécanismes physiques qui participent à la reprise des efforts des sollicitations de flexion-cisaillement. Cette étude permettra de bien identifier quels sont les mécanismes pris en compte ou non par les modèles et d'ainsi appréhender leur capacité à décrire le comportement des poutres avec exactitude.

1.3.2.1.1. Sollicitations et éléments résistants

1.3.2.1.1.1. Etat de contrainte dans une poutre soumise à une combinaison de flexion et d'effort tranchant

On s'intéresse ici à une sollicitation concomitante d'un moment M et d'un effort tranchant V . L'état de contrainte dans une section de la poutre est donc la superposition d'une contrainte normale σ et d'une contrainte tangentielle τ .

Dans le cas où le béton est considéré comme non fissuré (comportement élastique de la structure) et comme participant à la résistance à l'effort tranchant, les relations classiques de la Résistance des Matériaux (RDM) peuvent être appliquées, on obtient ainsi :

$$\tau = \frac{V \cdot S(z)}{I \cdot b(z)}$$

Avec :

V l'effort tranchant,

τ la contrainte de cisaillement dans la section,

z l'ordonnée perpendiculaire à l'axe neutre,

$S(z)$ le moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de la section située au-delà de l'ordonnée z ,

I le moment d'inertie de la section,

$b(z)$ la largeur de la section à l'ordonnée z .

Le profil des contraintes normales sera quant à lui linéaire et correspondra à la sollicitation de flexion longitudinale :

$$\sigma_x(z) = \frac{M}{I} z$$

Avec :

σ_x la contrainte normale,

M le moment fléchissant sollicitant.

Compte tenu de la forte dissymétrie de résistance du béton entre la traction et la compression, une étude en contraintes principales permet de mieux appréhender le profil de fissuration (perpendiculaire aux sollicitations principales de traction) et le schéma de rupture. La valeur

des contraintes principales ainsi que leur direction peuvent être déterminées grâce au cercle de Mohr (voir Figure 31) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\tan 2\theta = \frac{2 \cdot \tau}{\sigma_x - \sigma_z}$$

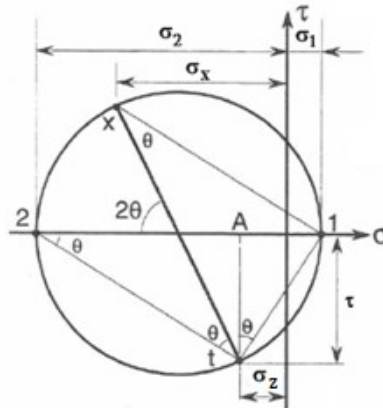


Figure 31: Cercle de Mohr des contraintes (Collins et Mitchell, 1991)

Pour une poutre soumise à une charge uniformément répartie, on obtient ainsi les trajectoires des contraintes principales de la Figure 32.

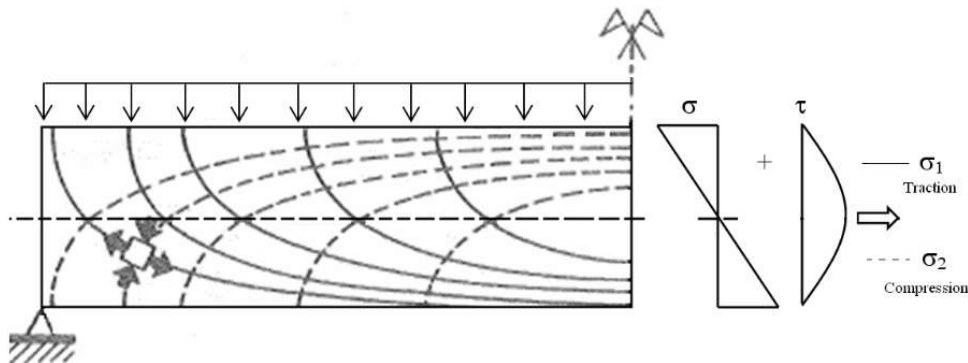


Figure 32: Trajectoires des contraintes principales, béton non fissuré.

La résistance en traction du béton étant faible devant sa résistance en compression, la structure fissure rapidement. Les trajectoires des contraintes principales sont alors modifiées (voir Figure 34). Dans la méthodologie de calcul du béton ordinaire armé, le béton tendu est négligé, il n'y a pas d'effort normal repris sous l'axe neutre. De plus, la contrainte de cisaillement entre l'axe neutre et les armatures longitudinales tendues est constante. En effet, on peut évaluer la valeur de la contrainte de cisaillement en réalisant une coupure longitudinale d'un élément de poutre pris entre deux abscisses x et $x+dx$ (voir Figure 33) et en écrivant l'équilibre de la partie située au dessus de la coupure.

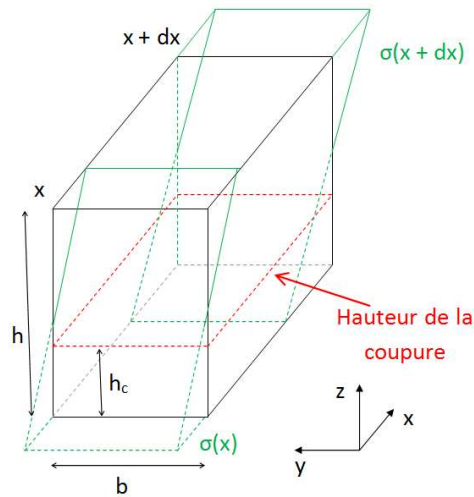


Figure 33: Détermination de la contrainte de cisaillement : Coupure réalisée

Cet équilibre s'écrit :

$$\int_{h_c}^h \sigma_{xx}(x+dx, z) \times b dz - \int_{h_c}^h \sigma_{xx}(x, z) \times b dz = \tau_{zx} \times b \times dx$$

Les contraintes de traction étant négligées dans la partie tendue, la valeur des intégrales est la même pour toutes les coupures réalisées entre l'axe neutre et le haut des armatures de flexion. De plus, la largeur b et la longueur dx de la portion de poutre considérée étant identiques pour toutes ces coupures, la contrainte de cisaillement τ_{zx} est constante entre l'axe neutre et les armatures de flexion ($\tau = \frac{V.S}{Ib}$).

Ceci équivaut à écrire que le moment statique est constant lorsque l'on réalise une coupure entre l'axe neutre et les armatures de flexion.

En ce qui concerne la nullité de la contrainte de cisaillement en fibre inférieure, le schéma présenté sur la Figure 34 n'est valable que jusqu'au niveau des armatures de flexion. En effet, ce sont ces armatures qui reprennent les efforts de traction nécessaires à équilibrer la différence des efforts de compression présents dans la partie supérieure des sections. Ainsi, lorsque l'on réalise une coupure en dessous des armatures de flexion, le calcul des intégrales présentées plus haut revient au calcul de l'effort normal qui est nul dans le cas d'une poutre en béton armé. La contrainte de cisaillement est donc nulle.

Dans la partie tendue et dans le cas du béton armé, les directions principales sont inclinées d'un angle de 45° par rapport à l'horizontale (voir Figure 34).

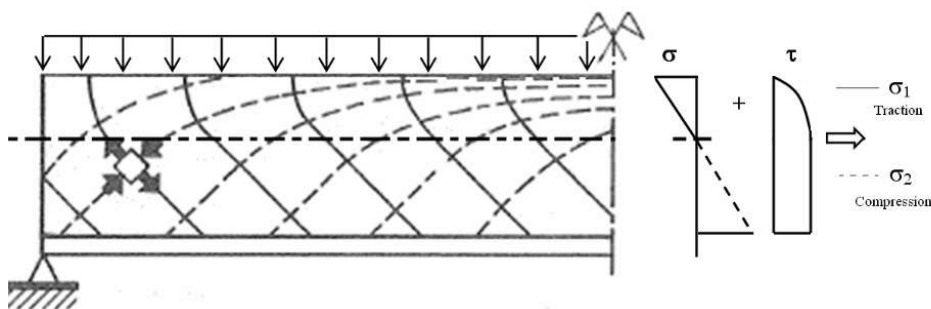


Figure 34: Trajectoires des contraintes principales, béton fissuré.

1.3.2.1.1.2. Eléments participant à la résistance à l'effort tranchant

Comme on l'a vu dans le paragraphe précédent, une fois placé dans le repère principal des contraintes, l'état de contrainte local se ramène à une sollicitation biaxiale de traction et de compression. Cependant, pour approcher la résistance d'une poutre à l'effort tranchant, l'étude du comportement biaxial des matériaux n'est pas suffisante car l'atteinte d'une non linéarité locale peut rester confinée sans induire immédiatement la propagation de cet endommagement compte tenu de la redistribution possible du chemin des efforts internes au sein de la structure. Nous présentons dans la suite, pour chacun des matériaux susceptible d'atteindre son épuisement local, son mode de participation à la résistance de la structure au cisaillement vertical.

Béton

La fissuration du béton ne conduit pas à un arrêt total de sa participation grâce à la mise en place de divers mécanismes :

- Une résistance résiduelle en traction est présente au niveau des fissures, tout du moins au départ, lorsqu'elles sont peu ouvertes (entre 0,05 mm et 0,15 mm) [ASCE-ACI, 1998]. En effet, tant que les fissures sont faiblement ouvertes, les granulats pontent la fissure et permettent de continuer à reprendre des efforts malgré la fissuration.
- Un effet d'engrènement est présent même si les fissures s'ouvrent : la surface de rupture de la fissure n'est pas lisse et la rugosité qui est présente à cette interface transfère des efforts de frottement (Gambarova, 1981 ; Walraven, 1981 ; Millard et Johnson, 1984). Une étude détaillée de ce phénomène est réalisée à la section 1.4.1.2.
- La direction des contraintes principales de compression n'est pas horizontale (même si elle peut s'en approcher à l'approche de la section la plus fortement sollicitée en flexion). Ainsi, le béton comprimé participe à la reprise des efforts tranchants verticaux car la résultante des projections des contraintes principales de compression sur l'axe vertical permet de transmettre une partie de l'effort tranchant.

Les méthodes les plus simplifiées négligent la participation du béton à la résistance à la traction et donc à l'effort tranchant. Cette simplification allant dans le sens de la sécurité, beaucoup de codes et de réglementations l'acceptent. Il s'agit notamment de l'une des hypothèses principales de la méthode historique du treillis de Ritter-Mörsch qui est à la base de nombreux codes de calculs vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant (voir section 1.3.2.1.2). Cependant, elle conduit à une surestimation des contraintes dans les armatures et donc à une sous estimation de la résistance des poutres. D'autres méthodes ont donc été mises au point afin de prendre en compte les deux phénomènes de transmission d'efforts après fissuration (voir section 1.3.2.1.2).

Armatures passives transversales

Les poutres sont armées longitudinalement (armatures principales de flexion longitudinale) mais le plus souvent, également transversalement (armatures verticales dans l'âme). Les armatures transversales ont pour objectif d'augmenter la résistance à l'effort tranchant en conférant à la structure une résistance en traction bien supérieure à celle du béton notamment après l'ouverture des fissures diagonales d'effort tranchant par pontage de ces

dernières. La présence de ces étriers et/ou épingles modifie le comportement de la structure avec, notamment, une fissuration dépendante de la quantité et de l'espacement des armatures transversales.

Un modèle de calcul analytique (modèle de treillis) se révèle particulièrement adéquat pour estimer la résistance à l'effort tranchant lorsque des armatures transversales sont mises en place. Ce système de « bielles-tirants », avec les bielles comprimées constituées par le béton comprimé et les tirants tendus par les armatures transversales, est présenté dans la suite (section 1.3.2.1.2).

Armatures passives longitudinales

Les armatures longitudinales, destinées principalement à reprendre les efforts de traction dus à la flexion longitudinale, participent également à la résistance au cisaillement. Plusieurs phénomènes se cumulent :

- Effet de goujon (Bauman, 1968)

L'effet de goujon dans les armatures longitudinales peut être un phénomène important dans la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Lorsque les premières fissures sont ouvertes, les armatures longitudinales sont soumises, au droit de celles-ci, à des sollicitations d'effort tranchant et de moment fléchissant qui impliquent la présence d'un point d'inflexion sur les armatures au centre de chacune des fissures (voir Figure 54).

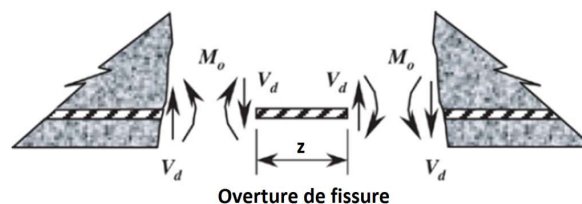


Figure 35: Effet de "goujon" dans une armature longitudinale (El-Ariss, 2006)

La présence des armatures longitudinales permet de reprendre une partie des sollicitations de cisaillement. La limite de ce comportement de goujon est souvent amenée par la limite de résistance en traction du béton. En effet, au niveau de l'ancrage de l'armature longitudinale, le béton est sollicité de façon complexe par des efforts dus à l'adhérence et par des efforts d'éclatement autour du « goujon ». Si l'enrobage est insuffisant, le béton vient à rompre en traction et la capacité du mécanisme s'épuise brutalement.

- Contrôle de l'ouverture des fissures de flexion

Les armatures longitudinales limitent l'ouverture des fissures de flexion ce qui permet de sauvegarder la partie comprimée non dégradée de la poutre et d'ainsi conserver une résistance à l'effort tranchant plus importante. Ce retardement à l'ouverture des fissures permet également d'augmenter l'effet d'engrènement le long des fissures de traction diagonale dans l'âme. De plus, les fissures diagonales naissent souvent des fissures de

flexion, le contrôle de l'ouverture des fissures de flexion permet ainsi également de contrôler l'ouverture des fissures diagonales.

Plus la quantité d'armatures est importante plus les effets sont importants dans le cadre de la résistance à l'effort tranchant. Cependant, la disposition de ces armatures a également un impact sur leur capacité à augmenter la résistance de la poutre : la disposition d'armatures à plusieurs niveaux permet d'augmenter l'effet de goujon et la multiplication des barres de petits diamètres permet d'améliorer l'adhérence entre l'armature et le béton...

Précontrainte

L'effet de la précontrainte peut se faire ressentir à deux niveaux :

- L'effort normal de compression qui est appliqué dans la poutre a un effet bénéfique sur l'inclinaison des bielles de compression : elles sont plus inclinées et l'effort transmis aux armatures transversales est donc moindre (la projection des efforts sur la verticale est moins importante).
- Dans le cas de structures post-tendues, l'inclinaison des câbles de précontrainte induit dans la structure un effort tranchant qui s'oppose à l'effort tranchant sollicitant à proximité des appuis (les câbles étant situés en haut de la poutre sur appui et en bas en travée pour compenser le moment fléchissant). Il s'agit, dans ce cas, d'un apport direct de résistance à l'effort tranchant.

Influence du rapport a/d (portée d'effort tranchant / hauteur utile)

Le rapport a/d est un paramètre important dans la détermination quantitative de la rupture d'une poutre sous effort tranchant. L'influence de ce paramètre a été étudiée notamment par (Leinhardt et Walther, 1962) et par (Kani, 1966).

Les travaux de (Kani, 1966) ont permis de caractériser le mode de rupture des poutres sans armatures transversales en fonction des rapports a/d et M_u/M_{fl} avec M_u le moment de résistance ultime de la poutre et M_{fl} le moment résistant en flexion pure. (Kani, 1966) a regroupé ses résultats dans un diagramme « $M_u/M_{fl} - a/d$ » qui fait apparaître un pessimum appelé « vallée de Kani » (voir Figure 36). L'auteur a défini quatre modes de rupture qui sont représentés dans le diagramme par quatre zones (voir Figure 36 et Figure 37) :

- Zone I ($0 < a/d < 1$) : rupture par fendage transversal du point de chargement au point d'appui (développement d'une bielle unique et rupture par fissuration parallèle à celle-ci).
- Zone II ($1 < a/d < 2,5$) : rupture par effort tranchant. Dans cette zone, un effet d'arc se développe : après la première fissuration, la poutre adopte un fonctionnement proche de celui d'une voûte. Ce type de fonctionnement permet au chargement d'augmenter après la première fissuration.
- Zone III ($2,5 < a/d < 7$) : rupture par effort tranchant. Dans cette zone, la rupture correspond à la localisation des déformations au niveau d'une fissure inclinée. Il s'agit du mode de rupture le plus proche d'un fonctionnement en treillis, la rupture peut

intervenir par écrasement du béton de la bielle de compression ou par plastification des armatures passives longitudinales.

- Zone IV ($a/d > 7$) : rupture en flexion.

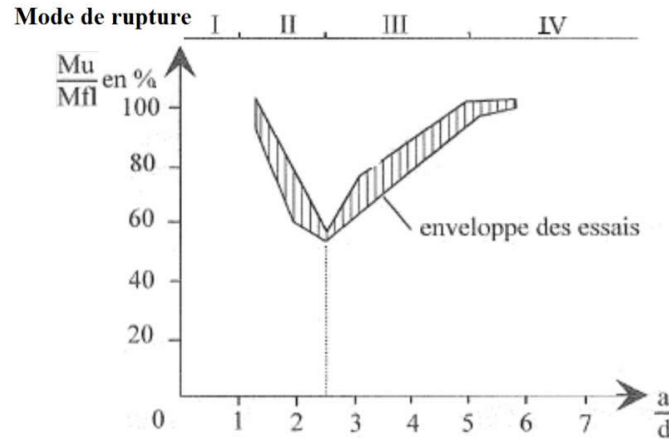


Figure 36: "Vallée de Kani", diagramme établi pour des poutres rectangulaires 15x30 cm, $f_{c\text{moyen}} = 28$ MPa, $\rho_l = 2,8\%$ (Kani, 1966)

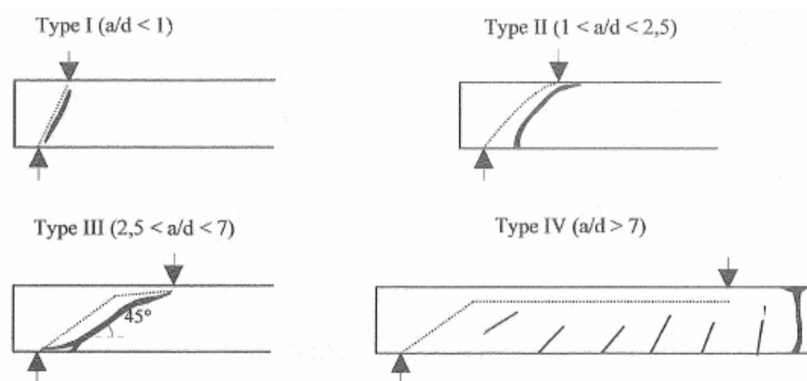


Figure 37: Modes de rupture en fonction du rapport a/d (Kotsovos, 1983)

1.3.2.1.2. Evaluation de la capacité à reprendre la sollicitation d'effort tranchant

L'évaluation de la résistance à l'effort tranchant est un problème complexe. De nombreux modèles ont été développés en adoptant un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, quelques-uns d'entre eux sont présentés dans la suite.

Les modèles présents dans la littérature peuvent être classés en différentes catégories :

- les modèles d'analyse limite qui ne prennent en compte que des équations d'équilibre (modèles de treillis),
- les modèles basés sur des approches partiellement empiriques qui modifient le modèle de treillis en affectant forfaitairement au béton une part de la résistance à l'effort tranchant,

- les modèles physiques qui prennent en compte des équations d'équilibre mais également des lois de comportement des différents matériaux et des conditions géométriques.

Le modèle de treillis étant à la base de la grande majorité des approches réglementaires ou normatives d'évaluation de la résistance à l'effort tranchant dans l'âme ou dans la table des poutres en T (voir section 1.3.1.2), il est présenté en détails dans la prochaine partie. Ensuite, la Modified Compression Field Theory (MCFT) est détaillée compte tenu de son application potentielle à la modélisation analytique du comportement non linéaire du BFUP.

1.3.2.1.2.1. Modèle mécanique : le treillis de Ritter-Mörsch

Le treillis de Ritter et Mörsch est un modèle développé par (Ritter, 1899) et (Mörsch, 1908), il est à la base d'un grand nombre de codes de calcul. Le principe est d'équilibrer un treillis composé de bielles comprimées, de tirants tendus et de membrures supérieures et inférieures tendues ou comprimées (les auteurs réalisent une analogie entre le comportement d'une poutre en béton armé et celui d'une poutre métallique). Cette analyse bielles-tirants est utilisée dans le cadre d'un calcul à la rupture dans l'unique but de déterminer la résistance ultime de la poutre (voir Figure 38).

Dans le modèle original, les bielles sont inclinées de 45° et les tirants de 90° par rapport à l'horizontale.

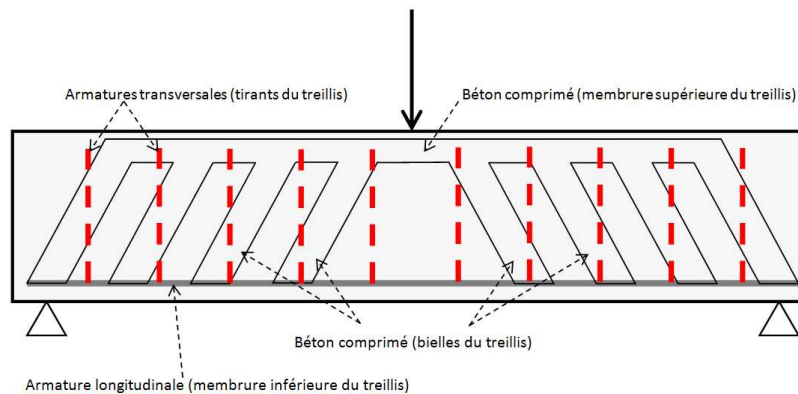


Figure 38: Illustration qualitative du principe de treillis

Le principe du treillis est repris notamment par les Eurocodes (AFNOR, 2005a ; AFNOR 2005b) mais en permettant des inclinaisons de bielles variables (voir Figure 39).

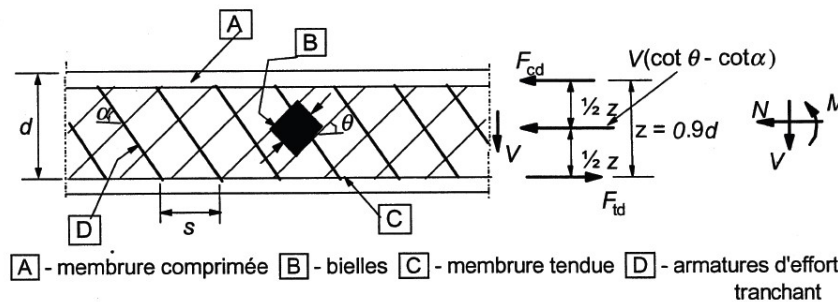


Figure 39: Modèle de treillis de l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1, 2005)

Le calcul de résistance à l'effort tranchant grâce au modèle de treillis est effectué en équilibrant les différentes forces agissant dans les différents éléments. Cela revient à écrire l'équilibre des forces à un nœud du treillis (voir Figure 40).

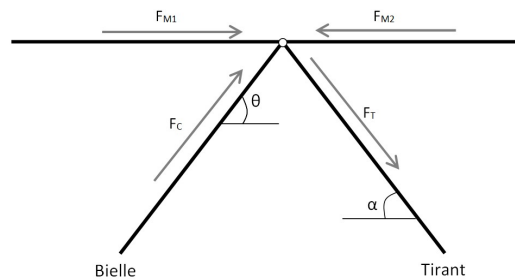


Figure 40: Forces aux noeuds d'un treillis

Le système d'équations à résoudre est donné par l'équilibre des forces sur l'axe horizontal et sur l'axe vertical :

$$\begin{cases} F_{M1} - F_{M2} + F_C \cos \theta + F_T \cos \alpha = 0 \\ F_C \sin \theta = F_T \sin \alpha \end{cases}$$

De plus, en notant \$z\$ le bras de levier des forces internes (voir Figure 39), on a :

$$F_{M2} - F_{M1} = \frac{\Delta M}{z}$$

La RDM nous donne :

$$V = \frac{dM}{dx} \approx \frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{\Delta M}{s} \text{ avec } s \text{ l'espacement des tirants}$$

On obtient alors :

$$F_{M2} - F_{M1} = \frac{V \cdot s}{z}$$

La résolution du système donne :

$$F_C = b_w \times s \times \sin \theta \times \sigma_C = \frac{V \cdot s \cdot \sin \alpha}{[\cos \theta \cdot \sin \alpha + \cos \alpha \cdot \sin \theta] \cdot z}$$

$$F_T = A_{st} \cdot \sigma_S = \frac{V \cdot s \cdot \sin \theta}{[\cos \theta \cdot \sin \alpha + \cos \alpha \cdot \sin \theta] \cdot z}$$

Avec :

- \$b_w\$ la largeur de la section,
- \$\sigma_C\$ la contrainte de compression dans le béton,
- \$A_{st}\$ la section d'armatures passives,
- \$\sigma_S\$ la contrainte de traction dans les armatures transversales.

Ainsi, si l'on considère le cas du treillis de Ritter Mörsch (\$\theta = 45^\circ\$), on obtient :

$$\sigma_C = \frac{2 \cdot V}{(1 + \cot \alpha) b_w \cdot z} \quad \text{et} \quad \sigma_S = \frac{V \cdot s}{(1 + \cot \alpha) A_{st} \cdot z \cdot \sin \alpha}$$

Ces expressions montrent que les angles d'inclinaison \$\theta\$ et \$\alpha\$ jouent un rôle important dans l'évaluation de la résistance. Si les armatures sont inclinées, \$\alpha\$ diminue et les contraintes transmises par le béton dans les armatures diminuent également. Ce phénomène est confirmé expérimentalement, mais le fait d'incliner les armatures se révèle difficile à mettre en œuvre sur chantier : cette méthode n'est donc que rarement employée.

De plus, l'angle d'inclinaison des bielles de compression impacte également les redistributions d'efforts : si les bielles sont inclinées d'un angle inférieur à \$45^\circ\$, les efforts transmis aux

armatures transversales sont inférieurs et la résistance à l'effort tranchant croît si la résistance des bielles de l'âme est suffisante et le permet. Ce phénomène a été observé expérimentalement : après plastification des armatures, les bielles de compression s'inclinent et la résistance à l'effort tranchant augmente. C'est l'hypothèse qui est considérée dans l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a ; AFNOR, 2005b) et dans le code modèle 2010 (CEB, 2010).

Les observations expérimentales ont montré que les modèles de treillis surestiment les contraintes transmises dans les armatures transversales car ils ne prennent pas en compte certains des phénomènes participant à la reprise de l'effort tranchant évoqués plus haut : le béton fissuré est négligé et les effets d'engrènement et de résistance résiduelle après fissuration ne sont pas pris en compte, de même, la participation du béton tendu est négligée.

1.3.2.1.2.2. Modèle physique : la MCFT

La MCFT développée par (Vecchio et Collins, 1986) est basée sur la « Compression Field Theory (CFT) » (Mitchell et Collins, 1974) mais prend en compte un plus grand nombre de critères afin de se rapprocher de la résistance réelle de la poutre. La MCFT améliore notamment la CFT en prenant en compte la présence de la contrainte principale de traction dans le béton ainsi que la transmission d'une contrainte de cisaillement au droit des fissures après la plastification des armatures transversales.

Ainsi, la MCFT prend en compte :

- les équations d'équilibre mécanique,
- la loi de comportement du béton en traction et en compression,
- la loi de comportement des armatures en traction et en compression,
- la transmission de contraintes de cisaillement au droit des fissures, y compris après plastification des armatures transversales,
- la compatibilité des déformations,
- la position et l'ouverture des fissures.

La méthode de calcul suppose que les directions principales des contraintes et des déformations sont identiques. Cette hypothèse a été vérifiée expérimentalement par (Vecchio et Collins, 1986) : les directions principales diffèrent au maximum de 10°.

Une seconde hypothèse est que l'état de contrainte est plan.

La MCFT est notamment à la base des clauses du Code Model 2010 (CEB, 2010).

De par la prise en compte de phénomènes multiples de manière explicite et des lois de comportement des matériaux, la MCFT est apparue comme une base de modélisation fiable et modifiable pour décrire le comportement de poutres en BFUP.

La MCFT permet de raisonner sur des poutres sous sollicitations combinées de flexion et de cisaillement. Elle est basée sur un raisonnement à deux échelles :

- Une échelle dite « moyenne » (voir Figure 41) qui se traduit par la prise en compte de contraintes et de déformations « moyennes » (σ_x , σ_z , σ_1 , σ_2 , ε_x , ε_z , ε_1 , ε_2). Ces données sont obtenues en considérant des « bases de mesures » relativement grandes et

portant plusieurs fissures. Il est considéré que ce sont ces champs qui règnent dans le béton.

- Une échelle locale qui ne s'intéresse qu'au voisinage d'une fissure et notamment à la transmission de contraintes de part et d'autre de cette dernière.

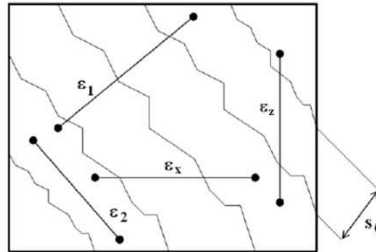


Figure 41: Représentation de l'échelle moyenne (Collins et Mitchell, 1991)

La suite présente l'ensemble des équations utilisées afin d'obtenir un problème soluble (on cherche à obtenir 15 équations car il y a 15 inconnues : $\sigma_x, \sigma_z, \sigma_1, \sigma_2, \tau, \epsilon_x, \epsilon_z, \epsilon_1, \epsilon_2, \theta, \sigma_{sw}, \tau_{ci}, W, S_{m\theta}, \gamma_{xz}$).

Equilibre des efforts

➤ Echelle moyenne

La contrainte de traction présente dans les armatures transversales est obtenue par un calcul de treillis à inclinaison variable (voir Figure 42). En notant s l'espacement entre ces armatures, l'équilibre est écrit pour une longueur s centrée sur l'armature. Le calcul est similaire à celui du treillis de Ritter et Mörsh, la différence étant que la contrainte principale de traction dans le béton est également considérée. La projection des efforts sur l'axe vertical donne ainsi :

$$A_{st}\sigma_{sw} = (\sigma_2 \sin^2 \theta - \sigma_1 \cos^2 \theta) \times b_w \times s$$

Avec :

- σ_{sw} la contrainte dans les armatures verticales,
- A_{st} la section des armatures verticales,
- σ_1 la contrainte principale de traction,
- σ_2 la contrainte principale de compression,
- b_w la largeur de la section de poutre.

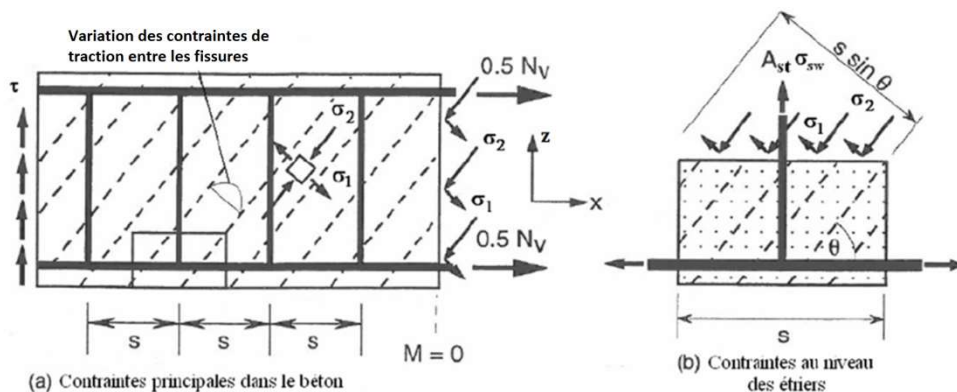


Figure 42: Equilibre dans la méthode MCFT (Collins et Mitchell, 1991)

Une seconde équation est obtenue en écrivant les relations géométriques obtenues à partir du cercle de Mohr (voir Figure 43).

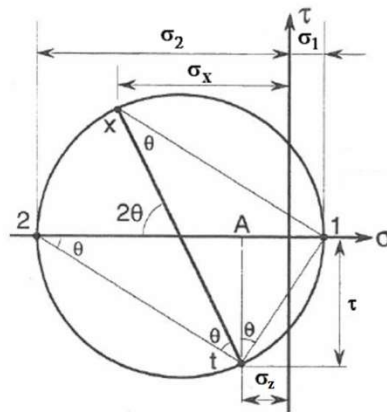


Figure 43: Représentation des contraintes dans le cercle de Mohr (Collins et Mitchell, 1991)

Les triangles At1 et At2 fournissent les équations suivantes :

$$A1 = \tau \cdot \tan \theta$$

$$A2 = \tau \cdot \cot \theta$$

Soit, en combinant les deux équations, on obtient :

$$\sigma_1 + \sigma_2 = A1 + A2 = \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \quad (1)$$

Avec :

τ la contrainte de cisaillement,

θ l'inclinaison des bielles de compression.

En combinant l'équation d'équilibre dans les armatures d'effort tranchant et l'équation (1) il vient :

$$\tau = \frac{\sigma_1}{\tan \theta + \cot \theta} + \frac{1}{(\tan \theta + \cot \theta) \cdot \sin^2 \theta} \left(\frac{A_{st} \sigma_{sw}}{b_w s} + \sigma_1 \cos^2 \theta \right)$$

On obtient alors la seconde équation d'équilibre :

$$\tau = \rho_w \sigma_{sw} \cot \theta + \sigma_1 \cot \theta \quad (2)$$

Avec : ρ_w la densité d'armatures transversales.

L'équation (2) permet de constater que l'effort (supposé uniformément réparti) de cisaillement est repris partiellement par les armatures transversales (premier terme) et par le champ de contrainte présent dans le béton (second terme).

On l'a vu, les composantes verticales des contraintes principales de compression et de traction sont reprises par les armatures d'effort tranchant (qui composent les tirants du treillis sous-jacent au calcul). En suivant le même raisonnement, les armatures longitudinales reprennent les composantes horizontales des contraintes principales (voir Figure 42). On obtient alors :

$$A_{sl} \sigma_{sl} = (\sigma_2 \cos^2 \theta - \sigma_1 \sin^2 \theta) \times b_w jd$$

Avec : $jd=z$ le bras de levier des efforts internes.

En utilisant l'équation (1) et de la même façon que l'équation (2) a été obtenue, on trouve :

$$\tau = \rho_l \cdot \sigma_{sl} \cdot \tan \theta + \sigma_1 \tan \theta \quad (3)$$

Enfin,

$$V = \tau b_w jd$$

Avec : $jd=z$ le bras de levier des efforts internes.

➤ *Echelle locale*

L'échelle locale s'intéresse à la détermination des grandeurs présentes au droit d'une fissure et notamment la transmission des contraintes de cisaillement après la plastification des armatures transversales. Cette transmission d'efforts est notamment due à l'effet d'engrènement lorsque les fissures sont suffisamment ouvertes. Il est supposé que les fissures suivent la direction θ (direction orthogonale aux contraintes principales de traction), cela signifie que les fissures sont considérées comme ayant une inclinaison variable : l'angle θ diminue après plastification des armatures transversales pour permettre à la résistance à l'effort tranchant d'augmenter.

Le champ de contrainte moyenne (champ qui règne entre les fissures) doit être équivalent au champ de contrainte locale (champ au droit des fissures). Il est considéré que les fissures sont rectilignes et possèdent une inclinaison d'un angle θ (voir Figure 44).

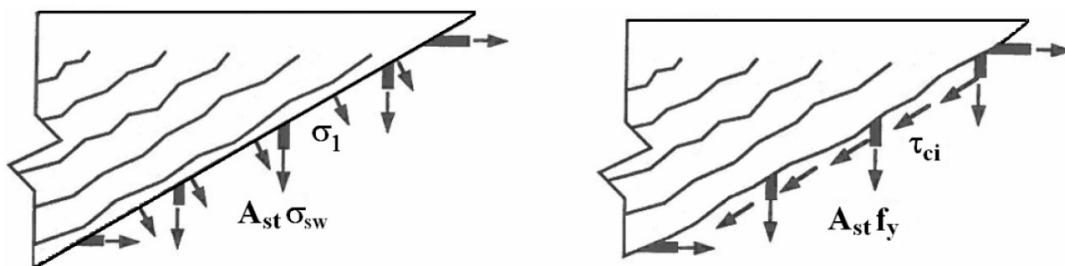


Figure 44: Répartition des contraintes au droit des fissures (Collins et Mitchell, 1991)

On calcule les forces qui s'exercent sur un plan de coupe incliné de θ par rapport à l'horizontale entre deux fissures, et sur un plan de fissure (voir Figure 44), puis on projette sur l'axe vertical, on obtient alors la relation suivante :

$$A_{st} \cdot \sigma_{sw} \cdot \left(\frac{jd}{s \cdot \tan \theta} \right) + \sigma_1 \cdot \frac{b_w \cdot jd}{\sin \theta} \cdot \cos \theta = A_{st} \cdot f_y \cdot \left(\frac{jd}{s \cdot \tan \theta} \right) + \tau_{ci} \cdot b_w \cdot jd$$

Finalement, la quatrième équation d'équilibre est la suivante :

$$\sigma_1 = \tau_{ci} \cdot \tan \theta + \frac{A_{st}}{b_w \cdot s} (f_y - \sigma_{sw}) \quad (4)$$

Avec : τ_{ci} la contrainte de cisaillement transmise à la surface de la fissure.

Comportement des matériaux

➤ *Echelle locale*

A l'échelle locale, l'étude de l'équilibre a introduit une contrainte tangentielle τ_{ci} transmise au travers des fissures. Cette contrainte dépend de l'ouverture de la fissure w . En se basant sur les essais de (Walraven, 1981), (Vecchio et Collins, 1986) ont proposé une limite pour τ_{ci} en fonction de l'ouverture de fissure :

$$\tau_{ci} \leq \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{a_g + 16}} \quad (5)$$

Avec : a_g le diamètre du plus gros granulat (mm).

➤ *Echelle moyenne*

A l'échelle moyenne, il est nécessaire de connaître le comportement des deux matériaux qui interviennent : le béton et les armatures passives.

- Loi de comportement adoptée pour le béton :

Le béton étant sollicité de façon biaxiale, son comportement diffère du comportement uniaxial classique d'un béton comprimé. En effet, (Vecchio et Collins, 1982) ont montré que le comportement en compression dépend de la traction concomitante. Ainsi, σ_2 dépend de ε_2 mais également de ε_1 . Les auteurs proposent la loi de comportement en compression suivante :

$$\sigma_2 = \sigma_{2max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Avec :

$$\sigma_{2max} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq f'_c$$

En ce qui concerne le comportement en traction, la proposition faite dans la méthode MCFT se base sur les essais de (Vecchio et Collins, 1986) sur des plaques de béton armé. L'exploitation de ces résultats a mené (Collins et Mitchell, 1991) à proposer la loi suivante :

- Si $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{tj}$, alors : $\sigma_1 = E_1 \cdot \varepsilon_1$ (7)
- Si $\varepsilon_1 > \varepsilon_{tj}$, on considère que :

$$\sigma_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{tj}}{1 + \sqrt{50} \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_{tj}}{\varepsilon_{tj}}} \quad (7)$$

Avec :

ε_{tj} , f_{tj} respectivement, la déformation et la contrainte de fissuration du béton,
 α_1 et α_2 des facteurs d'ajustement prenant en compte différentes caractéristiques
telles que l'ancrage des armatures (lisses ou à haute adhérence), le type de
chargement (statique, cyclique, etc.)...

Lorsque le chargement est suffisamment important, les armatures passives plastifient car les
efforts transmis dépassent la limite élastique. A partir de cet instant, il est possible d'écrire
que $\sigma_{sw}=f_y$; dès lors, en utilisant (4) et (5), on obtient :

$$\sigma_1 \leq \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{\alpha_g + 16}} \cdot \tan \theta \quad (8)$$

La loi de comportement en traction utilisée dans la MCFT est représentée sur la Figure 45.

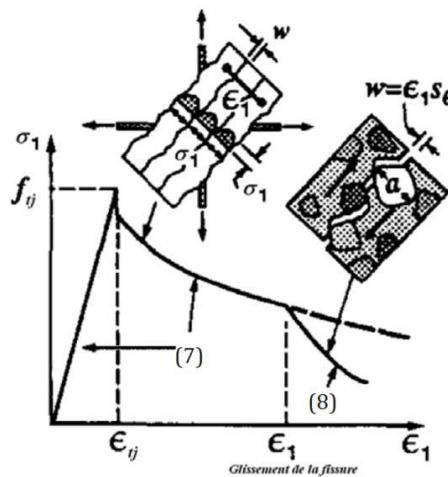


Figure 45: Loi de comportement en traction prise en compte pour la méthode MCFT

- Loi de comportement adoptée pour les armatures passives :

En ce qui concerne le comportement des armatures passives (qu'elles soient transversales ou
longitudinales), il est considéré qu'elles suivent une loi élastique parfaitement plastique :

Loi de comportement des armatures transversales :

$$\text{Si } \sigma_{sw} \leq f_y \text{ alors : } \sigma_{sw} = E_s \cdot \varepsilon_y ; \text{ sinon } \sigma_{sw} = f_y \quad (9)$$

Loi de comportement des armatures longitudinales :

$$\text{Si } \sigma_{sl} \leq f_y \text{ alors : } \sigma_{sl} = E_s \cdot \varepsilon_x ; \text{ sinon } \sigma_{sl} = f_y \quad (10)$$

De plus, une hypothèse est réalisée sur le comportement global de ces armatures : il est
supposé qu'elles travaillent en traction pure : la flexion présente dans les barres (notamment
induite par l'effet de goujon) est négligée.

Il reste à prendre en compte un certain nombre de conditions géométriques qui permettront
d'obtenir les cinq relations manquantes pour avoir un problème soluble.

Conditions géométriques

➤ Disposition et ouverture des fissures

Les relations (5) et (8) permettent de majorer la contrainte transmise au travers des fissures en fonction de l'ouverture de fissure w . L'estimation de cette dernière est effectuée sur un critère purement géométrique en supposant que l'ouverture des fissures implique un déchargement du béton situé entre deux fissures et que la déformation moyenne est donc uniquement constituée par l'ouverture des fissures. On obtient la relation :

$$w = s_{m\theta} \cdot \varepsilon_1 \quad (11)$$

Avec : $s_{m\theta}$ l'espacement moyen des fissures diagonales.

L'espacement moyen des fissures diagonales est calculé à l'aide de l'espacement moyen des fissures dans la direction x (s_{mx}) et y (s_{my}) (voir Figure 46).

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}} \quad (12)$$

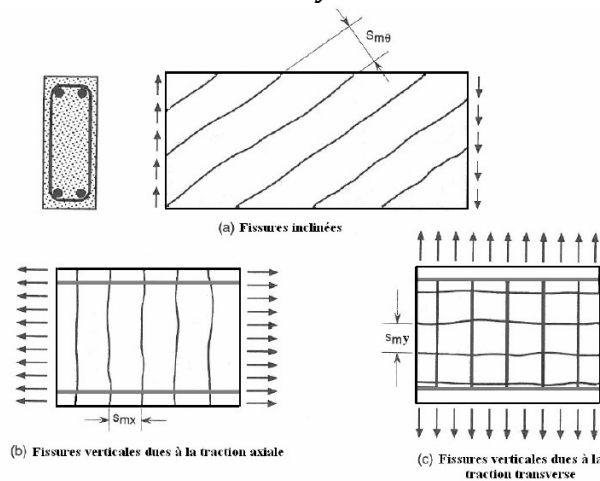


Figure 46: Estimation de l'espacement des fissures diagonales (Collins et Mitchell, 1991)

L'estimation de l'espacement des fissures dans les directions x et y dépend de plusieurs paramètres, notamment de la disposition et des caractéristiques des armatures passives.

Le Model Code 1990 propose une évaluation de cet espacement :

$$s_{mx} = 2 \cdot \left(c_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d_{bx}}{\rho_x}$$

$$s_{my} = 2 \cdot \left(c_y + \frac{s_y}{10} \right) + 0,25 \cdot k_1 \cdot \frac{d_{by}}{\rho_w}$$

Avec (voir Figure 47) :

d_b : diamètre des armatures,

c : distance jusqu'aux armatures,

$\rho_x = A_{sl}/A_c$,

k_1 est un coefficient égal à 0,4 pour les armatures HA et 0,8 pour les armatures lisses.

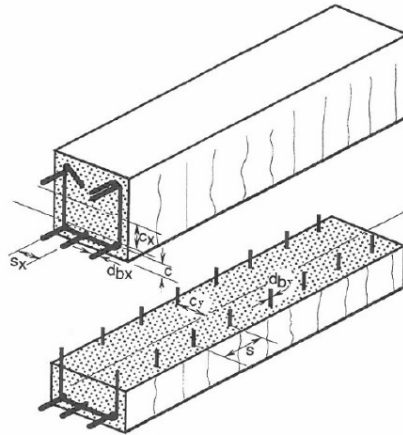


Figure 47: Evaluation de l'espacement des fissures (Collins et Mitchell, 1991)

Par ailleurs, l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a) et le Bulletin FIB 52 (CEB-FIB, 2010a) utilisent des méthodes similaires pour l'estimation de l'espacement des fissures.

Lorsque l'entraxe entre les armatures est inférieur à $5.(c+\phi/2)$ avec c l'enrobage et ϕ le diamètre des armatures, alors l'espacement des fissures, dans une direction et en phase stabilisée, peut être estimé par :

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

Avec :

ϕ le diamètre des barres. Si plusieurs diamètres sont utilisés : par exemple n_1 barres de diamètre ϕ_1 et n_2 barres de diamètre ϕ_2 il faut considérer :

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

c l'enrobage des armatures,

k_1 un coefficient qui dépend de l'adhérence des armatures : $k_1=0,8$ pour les barres HA et $1,6$ pour les armatures lisses,

k_2 un coefficient qui prend en compte le mode de chargement : $k_2= 0,5$ en flexion et $1,0$ en traction pure. Dans le cas d'une traction excentrée ou pour certaines zones localisées, il est possible de déterminer k_2 par :

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

k_3 et k_4 sont respectivement considérés égaux à $3,4$ et $0,425$ dans le Bulletin *fib* (CEB-*fib*, 2010a). L'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a) reprend ces valeurs comme recommandations mais elles peuvent être modifiées par les annexes nationales. L'annexe française adopte la valeur recommandée pour k_4 . Pour k_3 , la valeur recommandée est applicable dans le cas où les enrobages sont inférieurs ou égaux à 25 mm. Pour les enrobages plus grands, il est prescrit la valeur suivante :

$$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3} \text{ avec } c \text{ en mm.}$$

Dans le cas d'un espacement supérieur à $5.(c+\phi/2)$, l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a) propose l'estimation suivante :

$$s_{r,max} = 1,3(h - x)$$

Avec :

h la hauteur de la section droite,
 x la hauteur comprimée.

L'annexe nationale n'accepte cette formule que si elle donne une valeur d'espacement supérieure à celle de la formule précédente, dans le cas contraire c'est la valeur fournie par la clause précédente qui doit être considérée.

➤ *Compatibilité des déformations*

Les composantes du tenseur des déformations doivent respecter un certain nombre de critères. Ainsi, le cercle de Mohr des déformations (voir Figure 48) permet de déterminer deux équations supplémentaires :

- Le triangle 2Bx donne :

$$\gamma_{xy} = 2. (\varepsilon_x - \varepsilon_z) \cot \theta \quad (13)$$

- Le triangle 2Ay donne :

$$\gamma_{xy} = 2. (\varepsilon_x - \varepsilon_z) \tan \theta$$

En utilisant (13) on obtient :

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z}{\varepsilon_x + \varepsilon_z} \quad (14)$$

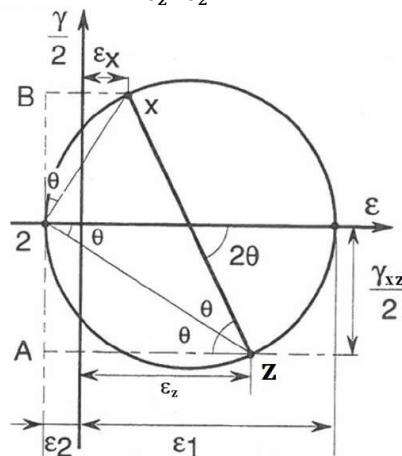


Figure 48: Cercle de Mohr des déformations

- Enfin, le premier invariant du tenseur des déformations donne :

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_x + \varepsilon_z \quad (15)$$

Le problème se ramène donc à un problème de quinze équations indépendantes à quinze inconnues. Ce dernier est donc soluble.

La méthode MCFT a été longuement détaillée compte tenu de son applicabilité aux BFUP. Cependant, il est important d'aborder et d'appréhender le comportement des poutres en béton fibré afin de bien prendre en compte l'apport des fibres dans le comportement structural sous une concomitance d'effort tranchant vertical et de flexion longitudinale. La compréhension des phénomènes qui surviennent en BFM et en BFUP est mise à profit, dans le chapitre 2, pour discuter de la cohérence de chacune des hypothèses de la MCFT au regard du fonctionnement des structures en BFUP ainsi que pour adopter un certain nombre d'hypothèses supplémentaires. Comme on le détaillera, (Baby, 2012; Baby et al., 2013) et (Moreillon, 2013) ont mis en évidence la cohérence de l'utilisation, sous certaines hypothèses,

de la MCFT pour modéliser le comportement à l'effort tranchant de poutres en BFUP ou en béton de fibre hautes performances.

1.3.2.2. Béton de fibres métalliques (BFM)

Nous avons présenté les mécanismes de comportement sous sollicitation de flexion-cisaillement ainsi que le modèle de la MCFT afin de mieux décrire le comportement des poutres en béton armé soumises à une sollicitation de flexion-cisaillement. Ces éléments sont complétés par la description des phénomènes mécaniques et physiques engendrés par la présence de fibres, tels que mis en évidence par les campagnes expérimentales réalisées sur poutres en bétons de fibres métalliques.

Différentes caractéristiques influencent le comportement des poutres en BFM sous sollicitation d'effort tranchant :

- La résistance de la poutre est directement influencée par le comportement du BFM en traction. Les principaux paramètres qui influencent ce comportement sont : la quantité de fibres, leur forme et leur dimension. Les propriétés mécaniques d'interaction entre la matrice cimentaire et les fibres influencent également le comportement (adhérence fibres/matrice).
- Le rapport a/d (« portée d'effort tranchant »/« hauteur efficace ») influence les mécanismes structuraux qui interviennent et donc la capacité portante de la poutre.
- Le taux d'armatures longitudinales et transversales. Ce paramètre était déjà présent dans le cas des poutres en béton ordinaire, il se pose la question d'une superposition « additive » de l'effet des fibres et des armatures dans le cas des poutres en BFM.
- La hauteur et la géométrie de la structure. Ce paramètre est commun au cas des BO.

Les principaux résultats qualitatifs concernant le fonctionnement des poutres en BFM vis-à-vis de l'effort tranchant sont les suivants :

- La concentration en fibres a un fort effet sur le comportement en traction et son augmentation permet d'améliorer la résistance des poutres sous sollicitation d'effort tranchant. De plus, la résistance à l'effort tranchant augmente avec la qualité d'ancrage des fibres et la résistance en compression du béton.
- Le comportement d'une poutre renforcée de fibres est similaire à celui d'une poutre renforcée par des étriers. Ainsi, vis-à-vis de l'effort ultime, on a une analogie entre les valeurs $\rho_w f_y$ (ρ_w taux d'armatures transversales, f_y limite d'élasticité des armatures transversales) et σ_p (contrainte résiduelle post fissuration du BFM). Lorsque ces deux grandeurs sont proches, l'effet du renforcement est comparable. (Mansur et al., 1986) et (Narayanan et Darwish, 1987) ont cependant montré que l'effet des fibres croît lorsque le rapport a/d décroît. En effet, lorsque le rapport est faible, une bielle apparaît entre le point d'application de la charge et l'appui ; les fibres permettent alors d'obtenir une multifissuration repoussant ainsi la localisation de l'endommagement.
- La présence d'armatures longitudinales n'a pas qu'un effet additif dans le comportement des poutres en BFM sous sollicitation d'effort tranchant. En effet, les armatures longitudinales permettent une limitation de l'ouverture des fissures ce qui va dans le sens d'une meilleure efficacité des fibres (les BFM perdent en capacité de

reprise des efforts de traction lorsque l'ouverture des fissures croît). Réciproquement, la présence de fibres permet de retarder l'apparition des fissures parallèles aux armatures dues à l'effet de goujon. Cet effet est ainsi plus efficace que dans le cas des bétons ordinaires (Swamy et Bahia, 1985).

- Les avantages apportés par la présence des fibres sont multiples : elles confèrent au matériau une contrainte résiduelle après fissuration, mais permettent également l'apparition d'autres mécanismes tels que l'augmentation de l'engrènement grâce à l'augmentation du confinement (réduction de l'ouverture de fissure), l'augmentation de résistance en sollicitation combinée compression-cisaillement dans le haut de la poutre ou encore l'augmentation de l'effet goujon des armatures longitudinales (Bauman, 1968).

Le problème principal rencontré dans l'étude analytique des poutres armées et fibrées est de prendre en compte, à la fois, les contributions des fibres et des armatures transversales. En effet, (Swamy et al., 1993) ont montré que, lorsque la quantité d'armatures transversales augmente fortement, ces dernières participent plus à la résistance à l'effort tranchant que les fibres. Ce phénomène s'explique par une ductilité plus importante qui autorise des ouvertures de fissures plus grandes lorsque la sollicitation se rapproche de l'effort ultime. Ces fortes ouvertures engendrent une moindre efficacité des fibres.

Quantitativement, plusieurs méthodes de prise en compte de la présence des fibres existent :

- Méthode empirique forfaitaire. Cette méthode est basée sur les résultats expérimentaux sur poutres à l'effort tranchant et sur une caractérisation en traction à l'aide d'essais de fendage ou de flexion. La participation des fibres est intégrée dans le « terme béton » grâce à des formules empiriques. C'est la démarche adoptée par (Craig, 1984), (Sharma, 1986) ou encore par le model code 2010 (CEB, 2010).
- Méthode empirique additive. Cette méthode considère que la participation des fibres est similaire à celle des armatures transversales. Le terme « fibres » est comparable à celui des armatures transversales (avec, une analogie entre $\rho_w f_y$ et σ_p). Un terme « fibres » (basé sur l'analogie des armatures) et un terme « béton » (empirique) sont additionnés. Ce type de méthodes est notamment adopté par (Casanova, 1995) , par (Mansur et al., 1986), par la RILEM dans (RILEM TC 162-TDF, 2003), par (Dinh, 2009 ; Dinh et al., 2011) ou encore par l'AFREM dans les recommandations (AFREM, 1995) ainsi que par (Narayanan et Darwish, 1987) et (Khuntia et al., 1999).
- Modèles physiques. Contrairement aux modèles évoqués précédemment qui n'étudient que la sollicitation ultime par une approche d'analyse limite, ces modèles prennent en compte les équations d'équilibre, les conditions géométriques et les lois de comportement des matériaux dans le but de déterminer l'ensemble du comportement de la poutre en BFM. Dans cet objectif, (Minelli et Plizzari, 2010) ont modifié la version simplifiée de la MCFT développée par (Bentz et al., 2006). Avec une logique similaire à la MCFT présentée plus haut, le comportement de la poutre est déterminé quel que soit son niveau de chargement et en prenant en compte à la fois les critères géométriques, d'équilibre, et de lois de comportement. Cependant, les hypothèses utilisées dans ce modèle, et notamment les lois de comportement du BFM utilisées, semblent difficilement transposables aux BFUP. En effet, aucun essai ne

permet, à l'heure actuelle, de confirmer ou d'infirmer pour les BFUP les lois utilisées et notamment celles variant en $\sqrt{f_c}$... De plus, ce modèle n'a pas encore été confronté à des résultats expérimentaux ce qui ne permet pas d'estimer sa validité.

1.3.2.3. Béton Fibré à Ultra-hautes Performances

Le nombre d'essais réalisé sur des poutres en béton armé et/ou précontraint en BFUP est relativement limité. Cependant, il apparaît que les causes d'augmentation de la résistance décrites pour les BFM restent cohérentes dans le cas des BFUP. Ainsi, l'action des fibres augmente lorsque le rapport a/d diminue (Bertram et Hegger, 2010). Le renforcement longitudinal possède toujours un effet bénéfique sur la résistance sous effort tranchant et l'effet de goujon est toujours amélioré par le confinement opéré par les fibres.

Une des différences majeures avec les poutres en BFM évoquées plus haut réside dans la géométrie des poutres en BFUP vérifiées à l'effort tranchant. En effet, contrairement aux poutres en BFM qui sont souvent de section rectangulaire, les éléments en BFUP peuvent avoir une géométrie plus fine avec des sections en I ou en π . Ceci entraîne une distribution différente des fibres avec une orientation anisotrope notamment au niveau de l'âme. La prise en compte de l'orientation réelle des fibres est primordiale pour la compréhension du comportement de la structure en BFUP. Une caractérisation sur prismes sciés n'est malheureusement que très rarement réalisée dans la littérature. Ainsi, si la résistance augmente avec le volume de fibres (comme pour les BFM) il est possible de rencontrer de moins bons résultats avec des volumes de fibres plus importants en fonction de la mise en œuvre, de la forme des coffrages et donc de la distribution des fibres (Sato et al., 2008).

En ce qui concerne l'effet d'une éventuelle précontrainte, elle a une influence positive (Voo et al., 2006). En effet, la présence d'un effort normal de compression a deux conséquences principales :

- un meilleur ancrage des fibres dans la matrice ce qui leur confère une efficacité accrue,
- une contribution des fibres et des armatures plus importante grâce à une inclinaison plus faible des fissures (voir le modèle de treillis développé pour le béton armé à la section 1.3.2.1.2).

De plus, la finesse de l'âme des structures en BFUP peut avoir tendance à créer une orientation préférentiellement verticale des fibres ce qui peut ajouter un effet bénéfique au regard de l'inclinaison des fissures.

En ce qui concerne la synergie entre les fibres et les armatures, (Baby, 2012) montre que l'additivité des deux contributions est possible, à condition, dans le cas d'un BFUP multi-fissurant, que la déformation correspondant à la fin du comportement écrouissant du BFUP dans la direction des contraintes principales de traction doit être compatible avec une déformation verticale supérieure à la déformation correspondant à la limite d'élasticité des armatures transversales.

Du point de vue de la modélisation analytique, un modèle empirique additif est proposé dans les recommandations françaises (AFGC, 2013), il est basé sur une extension du modèle des recommandations (AFREM, 1995) avec une prise en compte de l'orientation réelle des fibres grâce à un coefficient K. De plus, (Voo et al., 2006 ; 2010) ont proposé un modèle empirique

forfaitaire et (Degen, 2009) a proposé un modèle physique qui repose sur une adaptation de la MCFT. Cependant, une des lois « matériau » utilisées dans ce modèle a été établie à partir des résultats expérimentaux sur lesquels le modèle est testé, ce qui empêche de distinguer clairement un groupe de données permettant de caler le modèle d'un groupe permettant de le valider. Enfin, l'étude analytique menée au chapitre 2 se base sur l'adaptation de la méthode MCFT réalisée par (Baby, 2012 ; Baby et al., 2013) pour le cas des BFUP multi-fissurants. Le principe de ce modèle sera présenté au chapitre 2.

1.3.2.4. Conclusion

Nous avons présenté, dans cette partie, le comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement. Plusieurs modes de rupture peuvent être distingués :

- Rupture par fendage de la bielle de compression
- Rupture par effet d'arc
- Rupture par fissuration inclinée

Et sont associée à plusieurs types de modélisations disponibles dans la littérature :

- Modélisation en treillis de Ritter-Morsch. C'est la modélisation la plus simple, elle sous estime fortement la résistance des poutres notamment car elle ne prend pas en compte la participation du béton après la première fissuration.
- Modélisation de type bielles tirants avec prise en compte forfaitaire et empirique de la participation du béton.
- Modélisation physique, prenant en compte les lois de comportement des matériaux, les équilibres mécaniques et des conditions géométrique. La MCFT, s'inscrit dans cette catégorie.

L'extension de ces concepts et des méthodes de calcul aux BFM et aux BFUP a été étudiée et validée dans la littérature et est disponible de façon opérationnelle (Baby, 2012). La donnée de calcul critique est le comportement local du béton en traction modulé par l'orientation effective des fibres.

1.4. Comportement à l'échelle du matériau

Les résultats des essais sur poutres en Té présentés dans la partie précédente ont permis de mettre en évidence le rôle fondamental du comportement mécanique du matériau béton (fibré ou non) sur le comportement de la structure elle-même, en particulier dans le cas des jonctions âmes membrures. Ainsi, afin de réaliser une modélisation analytique du comportement des jonctions monolithique en BFUP, il semble indispensable de s'intéresser aux données à l'échelle du matériau. Cette étude permettra notamment de mieux définir le comportement des matériaux et d'ainsi mieux identifier leur participation dans le comportement d'une structure. Cette meilleure compréhension du comportement du matériau permettra également d'alimenter la modélisation présentée dans la suite des travaux de thèse.

L'étude du comportement des jonctions âmes-membrures et des poutres en général sous sollicitation mixte cisaillement/flexion a mis en exergue l'influence importante de certaines propriétés mécaniques du béton (fibré ou non) dans ces configurations. Ainsi, le comportement sous sollicitation de cisaillement pur semble avoir un impact direct sur la résistance des jonctions âmes-membrures mais aussi sur la résistance globale des poutres soumises à un effort concomitant de flexion et de cisaillement grâce à l'effet d'engrènement présent localement au niveau des fissures diagonales dans la portée d'effort tranchant.

Ensuite, au vu de la concomitance de plusieurs efforts et de la relative singularité géométrique des éléments étudiés, l'état de contraintes dans les zones concernées est assez complexe. Il semble donc important de s'intéresser au comportement du béton (fibré ou non) sous sollicitation multiaxiales. C'est dans cette logique que les informations de la littérature ont été recueillies et qu'elles sont ici présentées avec, dans un premier temps, une présentation des travaux sur le comportement du béton sous cisaillement pur puis dans un second temps, une description des différentes réponses du matériau sous des sollicitations multi axiales.

1.4.1. Comportement sous sollicitation de cisaillement pur

Nous débutons cette étude à l'échelle du matériau par une étude du comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement. Il s'agit d'une des principales sollicitations qui présentent un caractère limitant dans le dimensionnement des jonctions âmes-membrures.

Nous présentons dans cette partie quelques résultats expérimentaux qui permettent d'appréhender les principaux phénomènes physiques qui interviennent pour les différents types de matériaux cimentaires (fibrés ou non). Nous présentons également pour chaque type de matériau quelques éléments de modélisation qui sont proposés dans la littérature.

L'objectif principal de cette partie est de comprendre les phénomènes physiques qui interviennent sous sollicitation de cisaillement pur pour déterminer ceux qui seront extrapolables au cas des BFUP mais aussi pour mieux appréhender l'impact de la présence d'une seconde direction de sollicitation sur chacun de ces phénomènes et donc sur le comportement global sous sollicitations multiaxiales.

1.4.1.1. Typologie des essais réalisés

Plusieurs types d'essais sont décrits dans la littérature pour étudier le comportement des bétons sous sollicitation de cisaillement pur. Nous allons présenter ici plusieurs d'entre eux ainsi que leurs avantages et inconvénients. Cette étude comparative servira de base à la mise au point de la campagne expérimentale présentée dans le chapitre 3.

La majorité des campagnes expérimentales présentes dans la littérature ont été réalisées à partir d'essais Push-Off sur des corps d'épreuve en Z. Cependant, d'autres typologies d'essais ont été développées. Les trois types d'essais les plus représentés dans la littérature sont décrits sur la Figure 49. Les essais Push-off (voir Figure 49 a)) présentent une mise en œuvre plus complexe pour la fabrication des corps d'épreuves que les essais de type JSCE (voir Figure 49 b)) et FIP (voir Figure 49 c)).

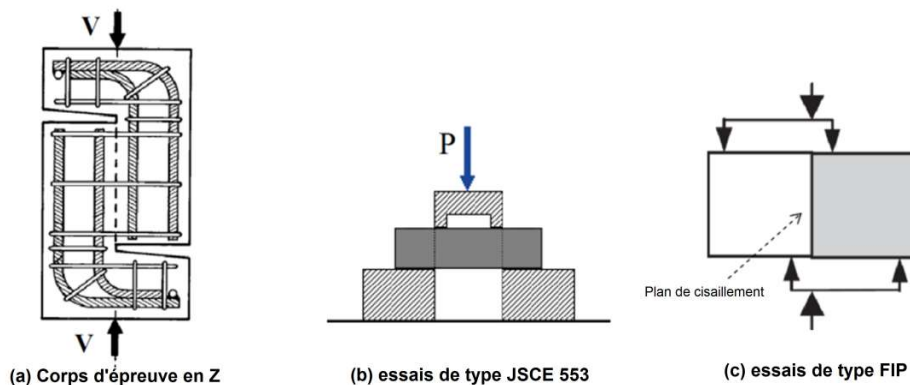


Figure 49: Différents types d'essais de cisaillement pur (Khanlou et al., 2013)

L'avantage principal des corps d'épreuve dits « en Z » est la simplicité de la mise en œuvre des essais eux mêmes: aucun bâti de sollicitation n'est nécessaire, il s'agit en termes de moyens de sollicitation d'un essai se rapprochant d'un essai de compression. Cependant, tout comme pour un essai de compression, la présence d'un excentrement de la charge peut conduire à la présence d'une flexion parasite dans la section étudiée (Beushausen and Alexander, 2008). L'inconvénient de ce type d'essais vient également des modalités de fabrication des corps d'épreuve. En effet, une quantité de matériau importante est nécessaire. De plus, lors de l'utilisation de matériaux fibrés (ce qui est le cas dans la suite des travaux) il est compliqué de s'assurer que l'orientation des fibres présentes dans la section cisailée est homogène et représentative de celle que l'on retrouve à l'échelle de la structure. Enfin, dans le cas où l'on souhaite étudier une fissure unique avec un plan de cisaillement entaillé, la gestion des extrémités d'entailles est complexe (la géométrie circulaire de la lame de scie empêche de réaliser l'entaille sur l'ensemble de la hauteur de la section sollicitée en cisaillement) et peut créer des artéfacts expérimentaux importants.

Dans le cas des essais recommandés par la JSCE (voir Figure 49 b)), la géométrie des corps d'épreuve permet une fabrication et un entaillage simple. Cependant, cette typologie d'essais implique la sollicitation simultanée de deux sections. Le glissement mesuré et l'effort appliqué dépendent de la souplesse et du comportement des deux sections. L'essai devient dissymétrique et d'interprétation délicate lorsqu'une des sections devient non linéaire. De

plus, en fonction des typologies de montages réalisés, les appuis inférieurs peuvent être des encastremements ou présenter un frottement horizontal très important (Mirsayah et Banthia, 2002), (Boulekbache et al., 2012), qui implique un confinement des corps d'épreuve et donc la présence d'un effort normal de compression dans la section sollicitée. La présence de cet effort impacte le comportement des corps d'épreuve notamment en s'opposant à l'ouverture des fissures et donc en augmentant l'effort d'engrènement.

En ce qui concerne les essais de type FIP, ils permettent une fabrication et un entaillage simples des corps d'épreuve. Ils nécessitent cependant la mise en place d'un bâti de sollicitation relativement complexe. De plus, la réalisation de ces essais demande une gestion précise de la géométrie des corps d'épreuve et de l'emplacement des appuis. Lors de leurs essais, (Arrea et Ingraffea, 1982) ont obtenu un faciès de fissuration révélant la présence d'une sollicitation de flexion dans le plan central des corps d'épreuve. La fissuration est apparue, à proximité des entailles perpendiculairement à la direction principale de traction (voir Figure 50). La différence de mode de rupture est attribuée par (Bazant et Pfeiffer, 1986) à l'écartement trop important des zones d'application des efforts.

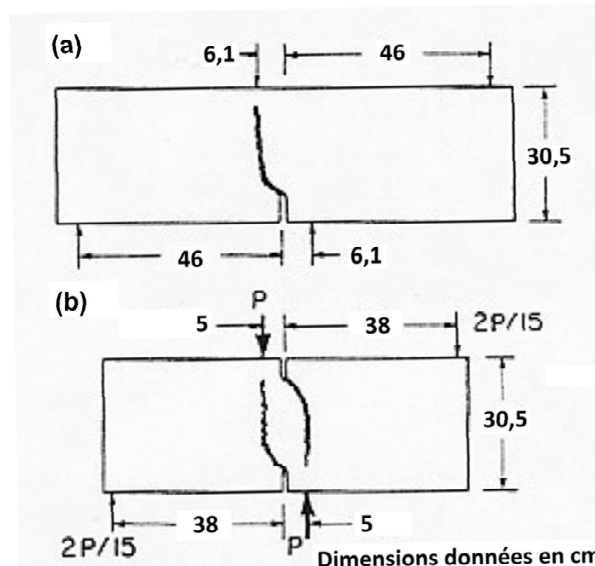


Figure 50: Allure des profils de rupture constatés par (Arrea et Ingraffea, 1982)

Après avoir réalisé des modélisations aux éléments finis avec prise en compte d'un comportement élastique et non linéaire, (Bazant et Pfeiffer, 1986) ont conclu que si la géométrie choisie est adaptée (position des appuis, profondeur de l'entaille...), la rupture intervient en cisaillement pur. Les contraintes normales au plan cisailé présentes dans le corps d'épreuve n'ont alors pas d'impact majeur sur le profil de rupture. Cependant, si la géométrie n'est pas adaptée, la présence de contraintes de traction est non négligeable à proximité de l'entaille.

Ainsi, (Bazant et Pfeiffer, 1986) ont réalisé ces essais de type FIP (voir Figure 51). Différentes hauteurs « d » de corps d'épreuve pour une même épaisseur de 38 mm ont été testées (38 mm, 76 mm, 152 mm et 305 mm) afin d'évaluer l'effet d'échelle. Des entailles d'une profondeur égale à $d/6$ ont été réalisées sur les faces supérieures et inférieures afin de forcer la localisation de l'endommagement dans la zone de cisaillement pur.

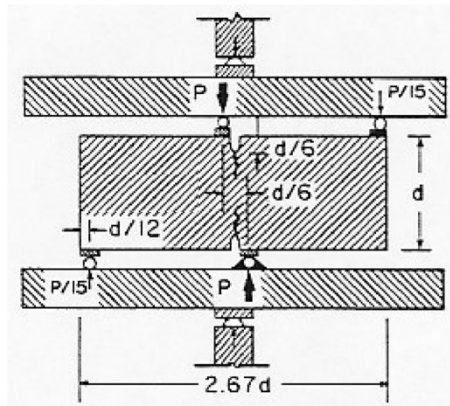


Figure 51: Montage expérimental mis en œuvre par (Bazant et Pfeiffer, 1986)

(Bazant et Pfeiffer, 1986) ont obtenu des ruptures en cisaillement avec une fissuration verticale, rejoignant les deux entailles. Cette fissuration qui apparaît macroscopiquement comme parallèle à la sollicitation se développe en réalité en deux phases :

- Dans un premier temps : une fissuration à l'échelle mésoscopique perpendiculaire à la direction de la traction principale apparaît.
- Dans un second temps : les fissures obliques se rejoignent ce qui mène à un profil de rupture macroscopiquement vertical.

Les essais de type FIP permettent par ailleurs de ne disposer des armatures que dans une direction ce qui permet d'identifier clairement la quantité d'armature qui pontre la fissure de cisaillement. Dans le cas des corps d'épreuve de cisaillement en Z, des armatures verticales doivent être mises en place, si celles-ci sont trop proches du plan de cisaillement, elles peuvent participer à la résistance au cisaillement (notamment si un treillis apparaît et que les fissures interceptent ces armatures).

A partir des typologies présentées ici, de nombreux essais ont été menés sur différents types de matériaux (béton ordinaire, BHP, BTHP, BFM, BFUP...). Ces essais ont permis de mieux appréhender l'apport de chacune des caractéristiques des bétons sur la résistance au cisaillement. Certains d'entre eux sont présentés dans la suite.

1.4.1.2. Matériaux cimentaires non fibrés

Nous allons présenter dans la suite, des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais de cisaillement pur sur des matériaux non fibrés : mortier ou béton armé ou non. Ces essais avaient pour objectifs de mieux identifier l'apport des différents éléments du béton (rôle de la matrice cimentaire, des granulats, et de l'interaction entre la matrice cimentaire et les granulats) et de ses différentes caractéristiques (résistance en compression notamment). Cette étude nous permettra également de mieux comprendre l'apport des armatures dans le comportement des sections en béton armé sous sollicitation de cisaillement pur.

De nombreuses campagnes expérimentales ont été réalisées sur des corps d'épreuve en BO et en BHP. Nous pouvons notamment citer les travaux de (Hanson, 1960), (Anderson, 1960), (Birkeland et Birkeland, 1966), (Hofbeck et al., 1969), (Mattock et al., 1974b), (Paulay et

Loeber, 1974), (Paulay et al., 1974), (Walraven, 1981), (Mattock, 2001), (Mattock, 2000), (Kanh et Mitchell, 2002). Nous présentons, dans la suite, certains des résultats expérimentaux des travaux cités ci-dessus qui permettent de comprendre les principes physiques fondamentaux qui régissent le comportement des sections sollicitées en cisaillement pur.

1.4.1.2.1. Paramètres influençant le comportement du béton sous cisaillement pur

Les campagnes expérimentales disponibles dans la littérature ont mis en évidence un certain nombre de phénomènes qui interviennent dans la résistance au cisaillement d'une section de béton non fibré :

- effet d'une éventuelle pré-fissuration,
- effet de l'état de surface (engrènement),
- effet d'éventuelles armatures,
- effet de la résistance en compression du béton.

Nous donnons quelques précisions sur chacun des points évoqués ici dans les parties suivantes.

1.4.1.2.2. Effet d'une éventuelle préfissuration

Les essais menés par (Hofbeck et al., 1969) et (Mattock et Hawkins, 1972) montrent que la présence ou non d'une fissure initiale impacte fortement le comportement du corps d'épreuve et notamment son mode de rupture. Ainsi, lorsque le corps d'épreuve n'est pas pré-fissuré, une fissuration diagonale apparaît ce qui permet au plan cisailé d'avoir une bien meilleure résistance et un glissement relatif entre les deux côtés du corps d'épreuve plus faible. Un schéma de treillis apparaît alors (voir paragraphe suivant sur l'effet de la présence des armatures). La présence d'un fonctionnement en treillis ne signifie pas que l'effet d'engrènement disparaît, il est toujours présent au droit des fissures, son effet est cependant combiné aux autres modes de fonctionnement.

1.4.1.2.3. Effet de l'état de surface (effet d'engrènement)

L'engrènement résulte du frottement des deux côtés d'une surface sollicitée en cisaillement direct. Il peut intervenir dans le cas d'une reprise de bétonnage, d'une surface pré-fissurée ou après la fissuration d'un corps d'épreuve monolithique. L'état de surface de la section cisailée est bien sûr prépondérant dans l'estimation de l'ordre de grandeur de cet effet. Cependant, si cet état est connu (qualitativement) dans le cas d'une reprise de bétonnage, il est complexe à déterminer dans le cas de la fissuration d'un corps d'épreuve monolithique (car il dépend de nombreux paramètres tels que la taille des granulats, la résistance du matériau, la résistance des granulats, la présence d'armatures...).

Les essais menés par (Hanson, 1960) sur des sections de reprise de bétonnage ont montré que le mode d'obtention de la rugosité (grattage de la surface ou application d'un désactivant) n'a pas d'impact majeur sur le comportement sous sollicitation de cisaillement. Cependant, ces travaux montrent également que l'application d'un revêtement à base de silicone sur la

surface de reprise mène à un glissement beaucoup plus important et à une résistance moindre (voir Figure 52). (Hanson, 1960) met donc en évidence une relation entre l'état de surface et le comportement sous sollicitation de cisaillement. Il note toutefois qu'il est difficile de déterminer dans quelle mesure un changement d'état de surface implique une modification notable du comportement sous cisaillement pur.

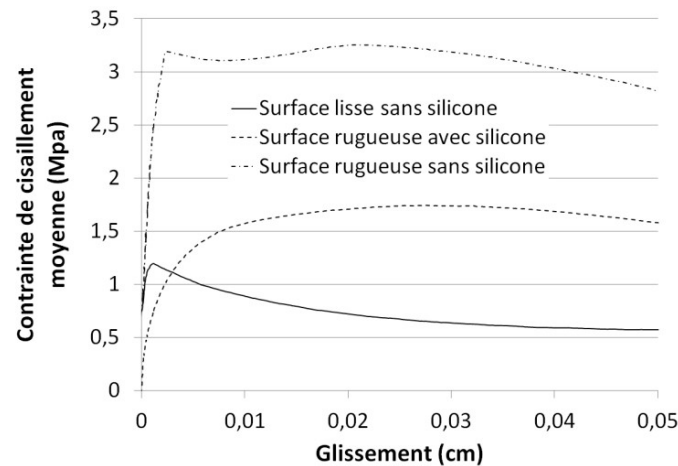


Figure 52: Impact de l'état de surface sur la résistance au cisaillement (Hanson, 1960)

Dans le cas de corps d'épreuve monolithiques, la première fissuration détermine ce qui pourrait être assimilé à la surface de reprise de bétonnage. Il est donc naturel de s'interroger sur l'aspect de cette fissuration et sur sa capacité à transmettre les contraintes de cisaillement par engrenement.

Le profil de fissuration est complexe à déterminer *a priori* puisqu'il est le résultat de la combinaison de nombreux paramètres (taille des granulats, résistance du matériau, résistance des granulats, présence ou non d'armatures...).

D'après les essais de (Paulay et Loeber, 1974) la taille du granulat n'a pas d'impact sur la résistance maximale au cisaillement du matériau (essais réalisés pour un diamètre maximal compris entre 9,5 et 19 mm et une résistance en compression de 37 MPa). De plus, ces auteurs considèrent qu'il n'y a pas d'impact de la forme des granulats (à diamètre maximal constant, il n'y a pas de différence de résultat notable entre un granulat roulé et un granulat concassé). Malheureusement, les auteurs ne fournissent pas de loi de comportement permettant de constater ce phénomène. (Walraven, 1981) nuance ces conclusions en présentant un modèle qui, après validation sur des essais réalisés avec différentes tailles de granulats, prévoit des comportements similaires pour de faibles ouvertures initiales de fissures mais une différence non négligeable pour des ouvertures de fissure importantes (voir Figure 53).

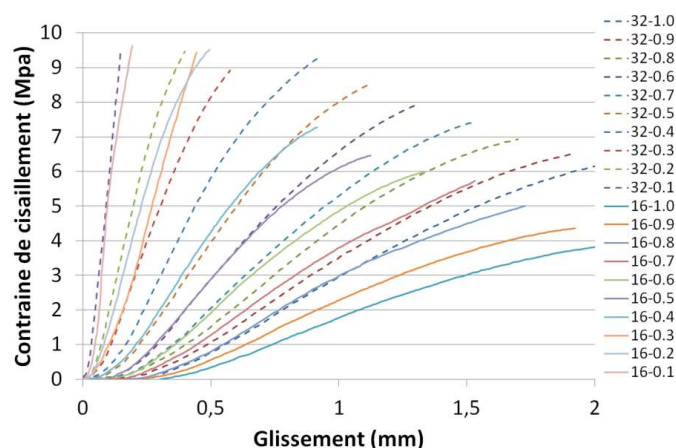


Figure 53: Lois de comportement estimées par le modèle de (Walraven, 1981)

loi de comportement, identification des corps d'épreuve : « diamètre du plus gros granulats (mm) » – « ouverture de fissure initiale (en mm) »

De plus, (Walraven, 1981) indique qu'il faut prêter une attention particulière au rapport des résistances du béton et des granulats. En effet, tant que les fissures contournent les granulats, la rugosité est comparable quelle que soit la taille du granulats cependant lorsque celles-ci traversent les granulats, la fissure a une trajectoire plus rectiligne et l'engrènement est moins important. Le raisonnement présenté ici est similaire à celui exposé par (Hanson, 1960) dans le cas des reprises de bétonnage : la différence de comportement est difficilement perceptible dans une certaine gamme de modification de l'état de surface mais elle est sensible lorsque la surface devient « globalement trop lisse ».

Dans sa modélisation, (Mansur, 2008), propose une hypothèse qui permet de concilier les deux visions précédentes : il considère que l'état de surface doit être décomposé en un état d'ordre 1 (trajectoire générale de la surface, rugosité « globale ») et un état d'ordre 2 (rugosité locale). Il faut alors distinguer les effets de chacun d'entre eux et étudier l'impact des paramètres sur chacun des deux types de rugosité. C'est la rugosité « globale » qui aurait un rôle majeur sur l'engrènement.

La présence d'une préfissuration due à une autre sollicitation implique un état de surface différent et a donc un impact sur l'effet d'engrènement.

1.4.1.2.4. Effet des armatures

1.4.1.2.4.1. Contrôle de l'ouverture des fissures

Dans le cadre d'essais sur des corps d'épreuve armés non préfissurés, (Hanson, 1960) remarque que les corps d'épreuve qui ont une surface de béton cisailé plus faible possède une meilleure résistance au cisaillement que ceux qui ont une surface plus importante. Cela s'explique probablement par le fait que le contrôle de l'ouverture de fissure réalisé par l'armature est local et que dans cette zone l'engrènement est donc plus important. Lorsque les armatures sont concentrées dans une faible zone de la surface cisailée, le contrôle de l'ouverture de fissure est globalement moins bon et la résistance moyenne au cisaillement est donc plus faible.

(Hofbeck et al., 1969), (Mattock et Hawkins, 1972) et (Walraven, 1981) montrent que dans le cas du cisaillement pur sur des corps d'épreuve préfissurés, la modification de la position ou de la taille des armatures à taux de renforcement constant n'a pas d'impact sur la résistance

ultime de la section. Cette conclusion vient en contradiction de celle de (Hanson, 1960), il est difficile de déterminer l'origine de cette différence, a priori la pré-fissuration ou non des corps d'épreuve ne devrait pas impacter aussi fortement les résultats constatés.

1.4.1.2.4.2. Effet d'une éventuelle pré-fissuration

On constate que le mode de rupture (et donc la participation des armatures) est différent si la section est pré-fissurée ou non. En effet, lorsque la section est monolithique, un schéma de treillis intervient alors que si la section est pré-fissurée et faiblement renforcée, un phénomène de glissement apparaît (voir Figure 7). Lorsque la section est pré-fissurée mais fortement renforcée par des armatures passives, un treillis apparaît après avoir présenté un glissement initial non négligeable. Comme dans le cas des âmes de poutres, lorsqu'un schéma de treillis apparaît (Walraven, 1981) confirme que l'orientation des armatures par rapport à la section cisillée a un impact important.

1.4.1.2.4.3. Effet de goujon

Les armatures participent également « directement » à la résistance en cisaillement en plus de reprendre des efforts de traction dus aux différents phénomènes cités ci-dessus. Cependant, outre la résistance au cisaillement de l'armature, celle-ci mobilise la résistance de la couche en béton comprimé environnant. Pour prendre en compte cet effet, il faut également tenir compte de l'état de flexion de la barre et de la présence d'un point d'inflexion dans celle-ci (effet de goujon, Bauman, 1968)).

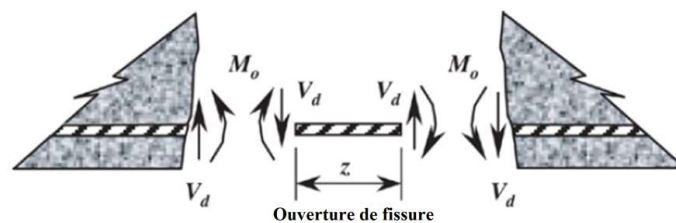


Figure 54: Effet de "goujon" dans une armature longitudinale (El-Ariss, 2006)

(Hofbeck et al., 1969) limitent les cas où cet effet doit être pris en compte : lorsque le schéma de fissuration est un treillis, les auteurs considèrent que l'armature n'est pas sollicitée directement en cisaillement et qu'il n'y a donc pas d'effet de goujons. De plus, (Paulay et al., 1974) montrent que si l'effet de goujon est effectivement présent lors d'essais de jonctions avec un état de surface lisse, celui-ci intervient de façon non négligeable seulement à partir d'un glissement relatif trop important pour pouvoir prendre en compte cet effet dans des approches de dimensionnement de structure.

1.4.1.2.5. Effet de la résistance en compression du béton

Les essais de (Anderson, 1960) montrent, au moins pour les phénomènes de glissement au droit des surfaces de reprise, que l'effet de la résistance en compression du béton est non

négligeable sur la résistance ultime au cisaillement (voir Figure 55). Cet effet peut s'expliquer par la meilleure homogénéité de la matrice des bétons à hautes performances et par l'absence d'écrasement local du béton au droit des rugosités les plus importantes.

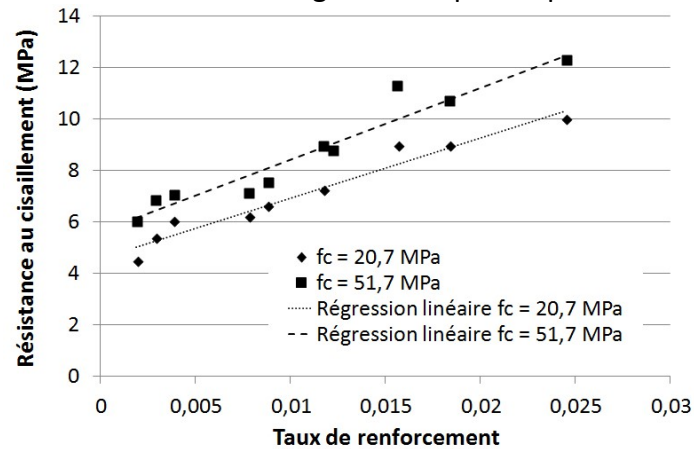


Figure 55: Impact de la résistance en compression du béton sur la résistance au cisaillement (Anderson, 1960)

(Hofbeck et al., 1969) et (Mattock et Hawkins, 1972) ajoutent que l'on ne peut constater l'effet de la variation de résistance en compression que lorsque le renforcement par armatures passives est suffisant. En dessous d'un certain seuil de renforcement, la section n'est pas suffisamment résistante pour atteindre une contrainte de compression locale suffisamment importante pour écraser le béton : la résistance en compression du béton n'a alors pas d'impact sur la résistance ultime de la section cisailée (voir Figure 56).

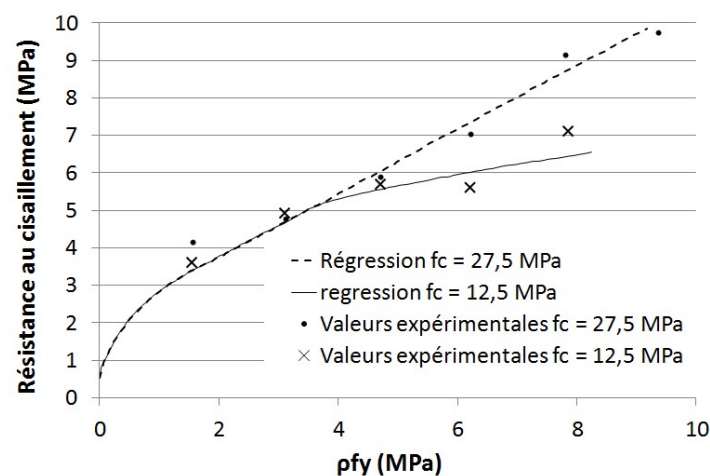


Figure 56: Mise en évidence du lien entre résistance en compression du béton, taux de renforcement et mode de rupture sous sollicitation de cisaillement (Mattock et Hawkins, 1972)

Lorsque la rupture intervient selon un schéma de treillis, il est possible de relier la constatation précédente aux faciès de rupture observés : tant que la rupture intervient par rupture des tirants, la variation de la résistance en compression du béton est négligeable. Lorsque la rupture n'intervient pas par un mécanisme de treillis, un fonctionnement similaire est présent mais à une échelle plus réduite avec notamment un écrasement local du béton si le taux de renforcement est suffisant.

(Kahn et Mitchell, 2002) ont étudié la résistance au cisaillement direct des bétons à hautes performances. Ils constatent que le comportement des corps d'épreuve avec reprise de bétonnage est similaire à celui des corps d'épreuve monolithiques non fissurés et que la

différence principale avec les corps d'épreuve préfissurés réside dans la présence d'un pic de résistance, la partie ductile de la loi de comportement restant similaire (voir Figure 57). Ces auteurs confirment pour le cas des bétons hautes performances, que les fissures traversent les granulats et que la rugosité de la section fissurée est donc faible. Les auteurs montrent ainsi, dans le cas des BHP, que l'effet du béton après la première fissuration devient négligeable vis-à-vis de la résistance globale du corps d'épreuve. C'est alors l'effet des armatures qui devient prédominant.

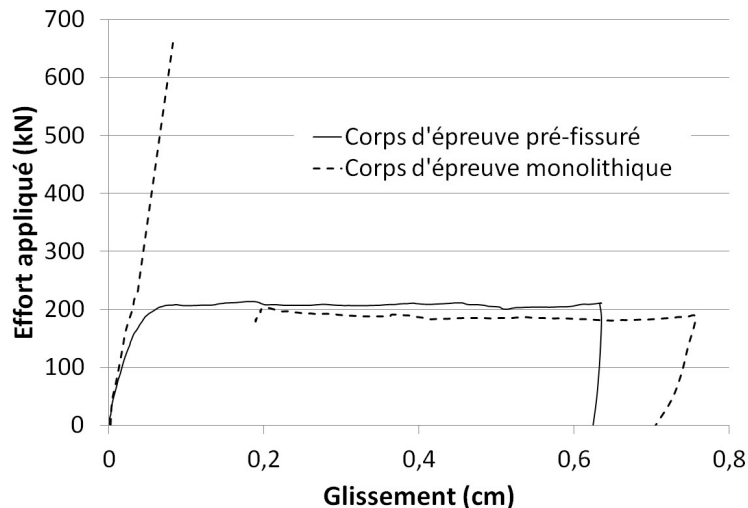


Figure 57: Impact de la présence d'une pré-fissuration sur des BHP (Kanh et Mitchell, 2002)

1.4.1.2.6. Modélisation du comportement du béton sous cisaillement pur

1.4.1.2.6.1. Approche proposée par (Mansur et al., 2008)

Sur la base des campagnes expérimentales disponibles dans la littérature, nous avons évoqué les principes de fonctionnement des matériaux cimentaires non fibrés sous sollicitation de cisaillement pur. Cette compréhension du comportement du béton se traduit par différentes modélisations que l'on peut trouver dans la littérature. (Mansur et al, 2008) proposent, dans le cadre d'essais sur spécimens préfissurés, des lois qui réunissent l'ensemble des paramètres présentés ci-dessus de manière tout à fait cohérente. Pour les auteurs, le comportement de l'ensemble des corps d'épreuve peut être appréhendé à partir de la loi contrainte-glissement décrite sur la Figure 58 :

- Dans un premier temps (avant le point 1) les deux faces de la fissure entrent en contact. Entre les points 1 et 2, c'est la résistance du béton qui pilote le comportement : plus la résistance du béton est importante, plus la raideur et la résistance ultime sont importantes. Ces deux grandeurs sont influencées en partie par la présence des aspérités et donc de l'effet d'engrènement.
- Dans un second temps, les auteurs considèrent que les aspérités d'ordre 2 disparaissent (point 2) par écrasement du béton. Le comportement est alors piloté par le profil général de la fissuration et l'effet de goujon des armatures. Dans le cas de corps d'épreuve en béton à hautes performances peu armés, la section rompt

prématurément car la résistance apportée par les armatures est faible devant celle apportée par le béton.

- A partir du point 3, la plastification des armatures conduit à une diminution de la reprise des efforts de cisaillement.
- Lorsque le glissement devient trop important (point 4) les effets de l'engrènement disparaissent et c'est le comportement des armatures (plastifiées) qui pilote le comportement de la section.

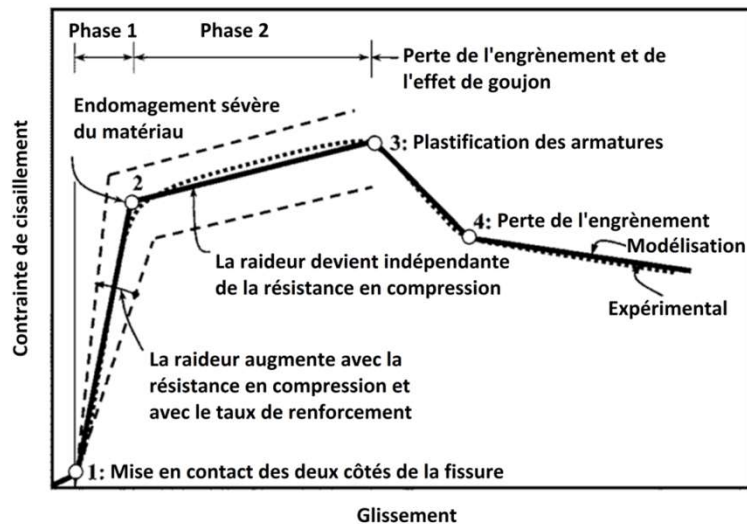


Figure 58: Interprétation des courbes expérimentales obtenues sous sollicitation de cisaillement par (Mansur et al., 2008)

1.4.1.2.6.2. Autres modélisations et estimations théoriques proposées dans la littérature

La modélisation du comportement des bétons sous sollicitation de cisaillement dépend notamment de la lecture des phénomènes physiques que l'on peut avoir. Ainsi, certains auteurs présentent une estimation de l'effort résistant en considérant que le mécanisme principal est un mécanisme de glissement alors que d'autres tentent de se rapprocher d'un comportement plus proche de la réalité (fissuration diagonale) notamment lorsque les corps d'épreuve ne sont pas préfissurés.

- Principe des modèles de glissement
Il s'agit d'un type de modèle issu de l'étude des surfaces de reprise peu armées pour lesquelles la rupture intervient majoritairement par glissement. Ils ne permettent pas de déterminer la loi de comportement mais uniquement la résistance au cisaillement direct. En effet, ils sont le plus souvent rédigés sous la forme :

$$\tau_{max} = A + B\rho f_y$$

Avec :

- ρ le taux de renforcement de la section
- f_y la limite élastique des armatures utilisées
- « A » et « B » deux constantes à déterminer

Les constantes « A » et « B » sont déterminées empiriquement, elles prennent en compte des caractéristiques intrinsèques du matériau [résistance en compression du

béton par exemple (Anderson, 1960)], l'état de surface ou la rugosité due à la fissuration (Hanson, 1960), (Birkeland et Birkeland, 1966). « A » est parfois considéré comme nulle ce qui ne retranscrit pas la réalité physique puisque cela revient à considérer que le béton ne reprend aucun effort de cisaillement s'il n'y a pas d'armatures. Afin de rendre ce type de loi plus générale, (Shaikh, 1978), (Walraven et al., 1987), (Mattock et al., 2001), (Kahn et Mitchell, 2002) et (Mansur et al, 2008) proposent de prendre en compte explicitement la valeur de la résistance en compression du béton utilisé dans l'expression des constantes « A » et « B ». Parfois, ces auteurs proposent également des relations inspirées de la forme évoquée ci-dessus sans pour autant conserver la linéarité de celle-ci.

- Principe des modèles considérant un mécanisme de rupture plus complexe
Il est notamment possible de citer le modèle proposé par (Hwang et al., 2000) qui considère à la fois des équations d'équilibre (treillis,...) et de comportement du matériau (loi de comportement des matériaux prenant en compte le caractère multiaxial des sollicitations). Dans le cas de ce modèle, il est considéré que la rupture intervient toujours par écrasement des bielles d'un schéma bielles-tirants ce qui n'est pas vérifié pour l'ensemble des combinaisons taux de renforcement/résistance en compression.

Les campagnes expérimentales dont il est fait mention ci-dessus montrent que la limite entre les différents comportements est parfois difficilement identifiable : il faut différencier les surfaces de reprise, les sections monolithiques pré-fissurées ou non mais également la quantité d'armatures, la résistance du béton en compression... En effet, une section monolithique pré-fissurée peut par exemple se comporter comme une surface de reprise (cisaillement/glisement) si le taux de renforcement est faible ou comme une surface non pré-fissurée (treillis) si le renforcement est suffisant (Hofbeck et al., 1969).

Pour la suite et pour améliorer la compréhension du fonctionnement des matériaux cimentaires nous retiendrons notamment que :

- la présence d'une reprise de bétonnage ou d'une pré-fissuration peut faire changer le mode de rupture (profil de fissuration en treillis – cisaillement/glisement),
- le renforcement d'une section fissurée ou d'une surface de reprise peut également faire changer le mécanisme de rupture.

Il est cependant difficile d'établir des généralités quantitatives sur le comportement de la section en fonction de tel ou tel paramètre ; c'est souvent la combinaison de l'ensemble des paramètres qui induit le comportement constaté.

Nous allons à présent étudier le comportement des matériaux fibrés. Cette étude est menée dans l'objectif de comprendre l'effet des fibres dans le comportement d'une section et d'essayer d'appréhender leur interaction avec les autres paramètres.

1.4.1.3. Matériaux cimentaires fibrés

1.4.1.3.1. *Etat de l'art des essais de cisaillement direct sur matériaux cimentaires fibrés*

Les conclusions majeures des campagnes expérimentales portant sur des matériaux fibrés de (Tan et Mansur, 1990), (Balaguru et Dipsia, 1993), (Valle et Büyüköztürk, 1993), (Khaloo et Kim, 1997), (Mirsayah et Banthia, 2002), (Barragan et al., 2006), (Lee et Fooster, 2006), (Ahmed et Ansell, 2010), (Boulekbache et al., 2012), (Khanlou et al., 2013) sont résumées ci-après :

- L'apport premier des fibres est de conférer à la section considérée une meilleure résistance ultime à la sollicitation de cisaillement pur ainsi qu'une meilleure ductilité.
- Le comportement des surfaces monolithiques sollicitées en cisaillement décrit clairement un phénomène de treillis (Mansur et al, 1990), (Valle et Büyüköztürk, 1993). Dans le cas des bétons avec une faible résistance en compression, la rupture est pilotée par l'écrasement des bielles locales (Mansur et al, 1990) [voir faciès de rupture Figure 59].

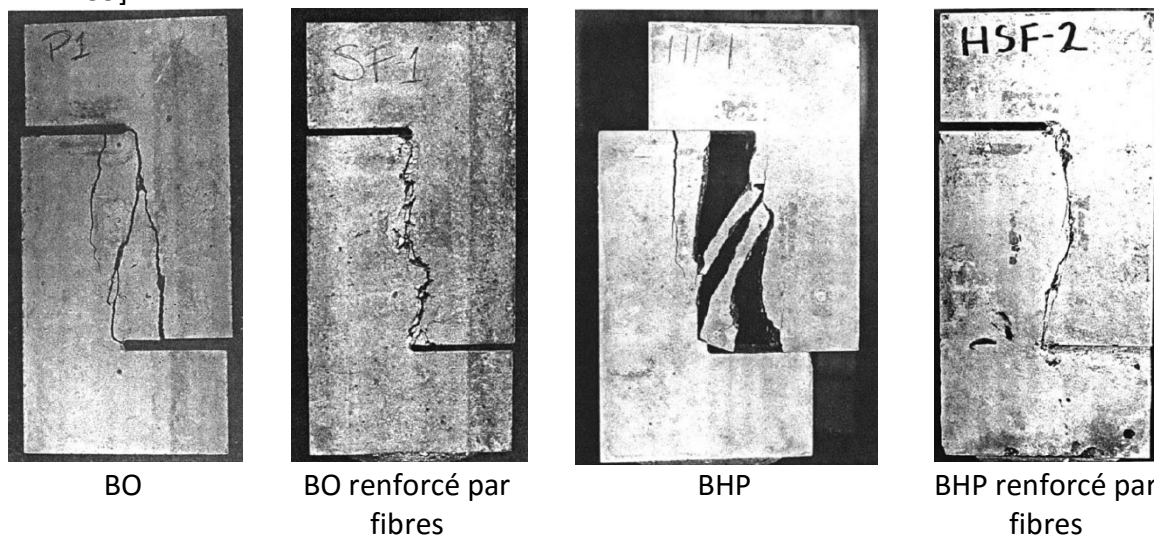


Figure 59: Faciès de rupture constatés par (Valle et Büyüköztürk, 1993)

- Si l'augmentation de l'ancrage des fibres permet dans une certaine mesure d'augmenter la résistance du matériau, il faut prendre garde à ne pas créer un ancrage trop important. En effet, si l'ancrage empêche le glissement des fibres et implique donc une rupture de celles-ci, l'énergie dissipée lors de la fissuration est moins importante et le comportement est moins ductile (Valle et Büyüköztürk, 1993). (Lee et Foster, 2006) ont ainsi constaté que lors de l'utilisation de fibres avec crochets permettant l'augmentation de l'ancrage, les corps d'épreuve ont présenté une ductilité bien plus faible que dans le cas des corps d'épreuve fabriqués avec des fibres droites. (Boulekbache et al, 2012) aboutissent à la même conclusion : la rupture des BTHP (Bétons à Très Hautes Performances) fibrés qu'ils ont testés intervient par rupture des fibres et présente une ductilité beaucoup plus faible que celle des BHP ou des BO qui rompent par glissement des fibres (voir Figure 60).

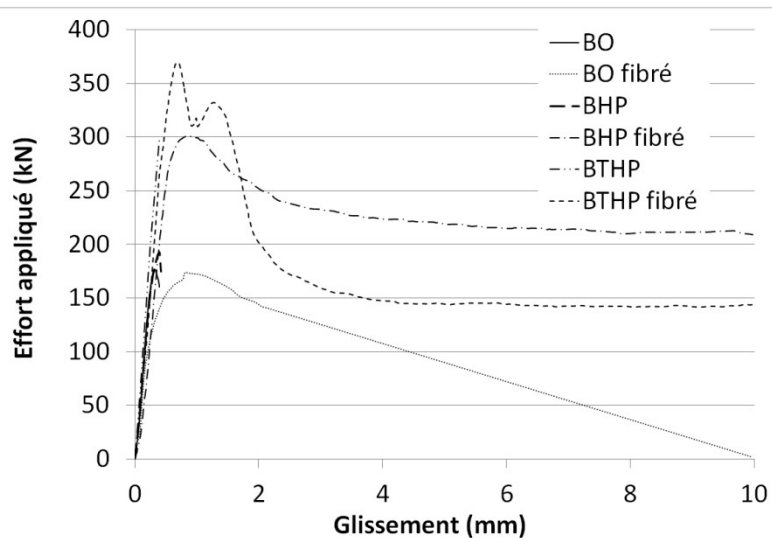


Figure 60: Résultats obtenus par (Boulekbache et al., 2012)

- Le comportement naturel des bétons fibrés semble être de développer un mécanisme de treillis. Ce type de comportement ne permet pas de mesurer une relation directe entre la contrainte de cisaillement présente dans une fissure et le glissement de celle-ci. Afin d'y parvenir, certains auteurs choisissent d'entailler les corps d'épreuve (Mirsayah et Banthia, 2002), (Kanakubo et al., 2010), (Boulekbache et al., 2012), (Khanlou et al., 2013). L'entaille permet ainsi de mesurer plus précisément le comportement au droit d'une fissure. Néanmoins l'entaille impose la rupture du corps d'épreuve dans une section qui n'est pas forcément la plus faible et peut ainsi conduire à une surestimation de la résistance au cisaillement.

A partir des considérations précédentes, la participation des fibres à la résistance vis-à-vis d'une sollicitation de cisaillement direct peut-être identifiée à deux niveaux :

- Reprise directe des efforts de cisaillement (Barragan et al., 2006), (Lee et Foster, 2006) à partir des mécanismes suivants (voir Figure 61) :
 - Rupture de la fibre
 - Arrachement de la fibre
 - Endommagement du béton (similaire à ce qui apparaît lors de l'étude de l'effet de goujon en présence d'armatures)

La rupture intervient selon l'un de ces modes (ou une combinaison d'entre eux) en fonction de l'orientation des fibres et de leurs caractéristiques – ancrage et résistance notamment.

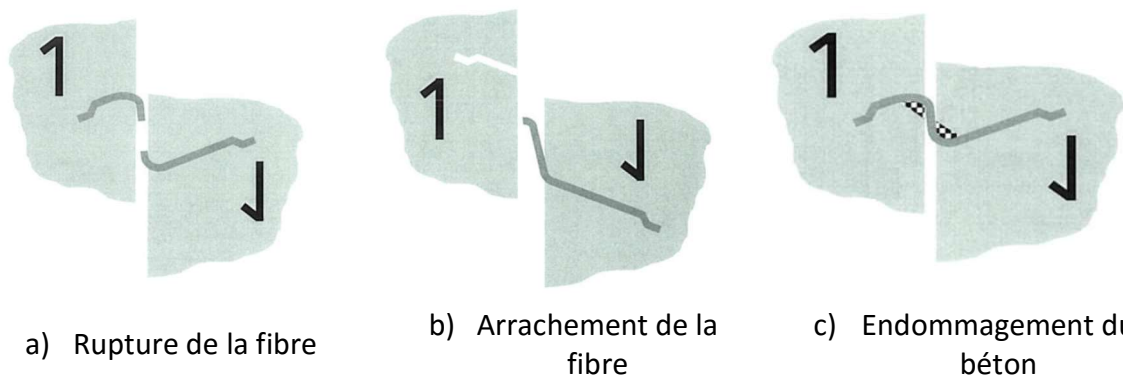


Figure 61: Différents modes de rupture des fibres (Lee et Foster, 2006)

- Reprise des efforts de traction dans le cas d'une fissuration en treillis.

A ce titre, le gain de résistance apporté à la section cisailée par la présence des fibres s'additionne avec celui apporté par les armatures. En effet, (Ahmed et Ansell, 2010) constatent que l'augmentation de résistance ultime apportée par les fibres est constante quelle que soit la quantité d'armatures passives mises en place (voir Figure 62).

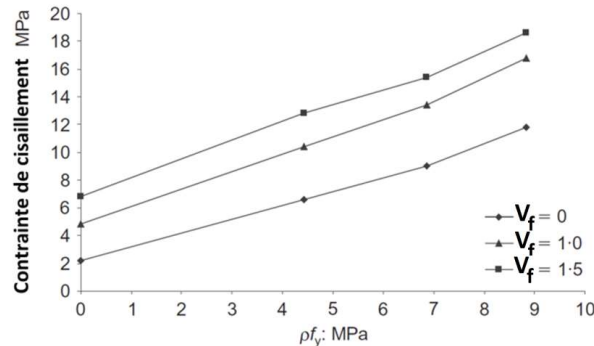


Figure 62: Cumul d'un renforcement par fibres métalliques et par armatures passives (Ahmed et Ansell, 2010)

1.4.1.3.2. Modélisations du comportement du béton fibré sous cisaillement pur

Dans la littérature, plusieurs types de modélisation analytique sont proposés pour retranscrire le comportement des sections en béton fibré soumises à des sollicitations de cisaillement. Ces approches sont principalement empiriques.

1.4.1.3.2.1. Estimation théorique de la contrainte de cisaillement maximale : approche empirique

Certains auteurs proposent d'estimer la résistance ultime au cisaillement grâce à des relations prenant en compte la résistance en compression du béton, le taux de fibres et éventuellement les caractéristiques géométriques des fibres. Ainsi, (Boulekbache et al., 2012) proposent d'estimer la résistance au cisaillement de la façon suivante :

$$\tau_u = 0,72f_c^{0,8} + 0,08V_f \frac{L}{d}$$

Avec :

- f_c la résistance en compression du matériau,
- V_f le volume de fibres mis en place en %,
- L la longueur des fibres utilisées,
- d le diamètre des fibres utilisées.

(Khanlou et al., 2013) lui préfère une relation quelques peu différente :

$$\tau_{max} = 0,75\sqrt{f_c} + 4V_f^{0,9}$$

Avec :

- f_c la résistance en compression du matériau
- V_f le volume de fibres

Il est possible de constater que seulement l'un des modèles prend en compte la géométrie des fibres (élancement) et donc la capacité d'ancrage des fibres mais qu'aucun des deux ne prend en compte la résistance et/ou la limite élastique des fibres. Ainsi, le mécanisme de rupture est considéré comme étant lié uniquement à l'arrachement des fibres et non à leur rupture. Ces modèles semblent donc adaptés aux BFM classiques mais la question se pose pour leur extrapolation au cas des BFUP.

1.4.1.3.2.2. Modélisation de la loi « Cisaillement-glissement » pour le cas des BFM : approche empirique à l'échelle du matériau

D'autres auteurs (Khaloo et Kim, 1997) considèrent qu'il est possible d'approcher la loi de comportement des matériaux fibrés par une courbe bilinéaire (voir Figure 63).

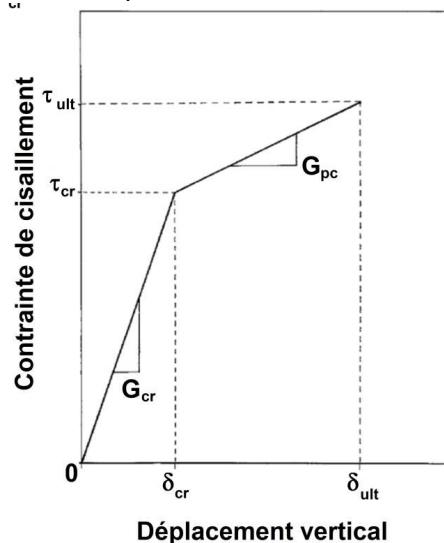


Figure 63: Modélisation du comportement d'une surface sollicitée en cisaillement pur d'après (Khaloo et Kim, 1997)

Pour les bétons fibrés, la contrainte de cisaillement de fissuration τ_{cr} est exprimée comme suit :

$$\tau_{cr} = (A_c + B_c V_f + C_c V_f^2 + D_c V_f^3) \sqrt{f'_c}$$

Avec :

- V_f le volume de fibres,
- A_c, B_c, C_c et D_c des coefficients à déterminer.

La contrainte ultime est estimée grâce à la formule suivante :

$$\tau_{ult} = (A_u + B_u V_f + C_u V_f^2 + D_u V_f^3) \sqrt{f'_c}$$

Avec : A_u, B_u, C_u et D_u des coefficients à déterminer

Les valeurs des coefficients (A, B, C et D) ont été déterminées par régression sur les résultats des essais réalisés par (Khaloo et Kim, 1997), elles sont regroupées dans le Tableau 5.

La prise en compte du volume de fibre V_f , notamment par le biais d'une approche polynomiale au-delà du premier ordre, est assez discutable dans le cas de la contrainte de cisaillement de fissuration. En effet, celle-ci est liée essentiellement à la limite de linéarité en traction du matériau composite et de la matrice cimentaire (pouvant être exprimé à partir de $\sqrt{f_c}$) et non au volume de fibre présent.

<u>Coefficient</u>	<u>Fissuration</u>		<u>Ultime</u>	
	<u>Elancement des fibres</u>			
	<u>29</u>	<u>58</u>	<u>29</u>	<u>58</u>
A	0,650	0,650	0,650	0,650
B	-0,393	0,150	0,123	0,460
C	0,800	-0,080	0,080	-0,080
D	-0,347	0,040	-0,013	0,000

Tableau 5: Valeurs des coefficients obtenues

Pour les matériaux non fibrés, le comportement est considéré comme linéaire jusqu'à la rupture, ainsi la contrainte de fissuration et la contrainte de rupture sont confondues. La valeur adoptée pour ces deux grandeurs est déterminée de la façon suivante :

$$\tau_{cr} = \tau_{ult} = 0,65\sqrt{f_c'}$$

Il reste à déterminer les pentes de chacune des portions de courbes pour obtenir une loi de comportement complète. Les auteurs considèrent que le module de cisaillement en phase élastique n'est pas impacté de façon sensible par les différents paramètres expérimentaux (caractéristiques du béton, des fibres...). Ainsi, ce module de cisaillement est pris égal à 33,1 MPa/mm pour l'ensemble des matériaux. Cette hypothèse rentre en contradiction avec les constatations réalisées par (Mansur et al., 2008) dans le cas de bétons non fibrés, pour lesquels ils considèrent que le module d'élasticité varie en fonction de la résistance en compression de la matrice (voir Figure 58).

Dans la phase de la loi de comportement où le matériau est endommagé, les auteurs proposent l'expression suivante :

$$\tau = \tau_{cr} + G_{pc}(\delta - \delta_{cr})$$

Le module de cisaillement G_{pc} est, dans cette phase, pris égal à :

$$G_{pc} = 0,686V_f^{0,62} \left(\frac{l}{d}\right)^{0,37} f_c'^{0,165}$$

Les auteurs ont ainsi déterminé complètement la loi de comportement bilinéaire.

1.4.1.3.2.3. Modélisation de la loi de cisaillement direct dans le cas des BFM : approche structurelle

Les modèles présentés ci-dessus considèrent que le comportement en cisaillement pur des bétons fibrés est intrinsèque au matériau. (Tan et Mansur, 1990) adoptent une vision

différente puisqu'ils approchent le comportement de ce type de matériau en modifiant le modèle physique de (Hsu et al., 1987) basé sur un comportement de treillis qu'ils alimentent notamment par des lois de comportement en traction et en compression adaptées aux cas des BFM. Ainsi, la vision du comportement s'inspire d'un comportement constaté qui est en réalité issu de la mise en place d'un mécanisme de rupture complexe et pas uniquement de la contrainte de cisaillement.

Cette partie a mis en évidence certaines caractéristiques du comportement des BFM sous sollicitation de cisaillement pur. Nous avons notamment évoqué l'influence de la nature des fibres utilisées et de leur interaction (ancrage notamment) avec la matrice. Il semble important d'obtenir une rupture par glissement des fibres afin d'éviter des ruptures fragiles. Dans le cas des BFUP, la rupture intervient bien par arrachement des fibres sous sollicitation de traction directe ; cependant ; il n'est pas assuré que la rupture intervienne également par glissement sous sollicitation de cisaillement pur.

1.4.1.4. Béton fibré à Ultra Hautes Performances

Le nombre d'essais de cisaillement direct réalisés sur des BFUP est très faible. La seule référence disponible dans la littérature est celle de (Crane, 2010). Nous présentons ici, de manière plus complète que pour les autres matériaux les résultats obtenus par cet auteur.

L'ensemble de sa campagne expérimentale représente 38 corps d'épreuve testés en Push-Off :

- 12 corps d'épreuve en BFUP coulés de manière monolithique (les caractéristiques géométriques sont présentées sur la Figure 64),
- 26 corps d'épreuve fabriqués avec reprise de bétonnage. Une partie du corps d'épreuve est réalisé en BFUP, l'autre en BHP ou en BFUP selon les cas (les caractéristiques géométriques sont présentées sur la Figure 65).

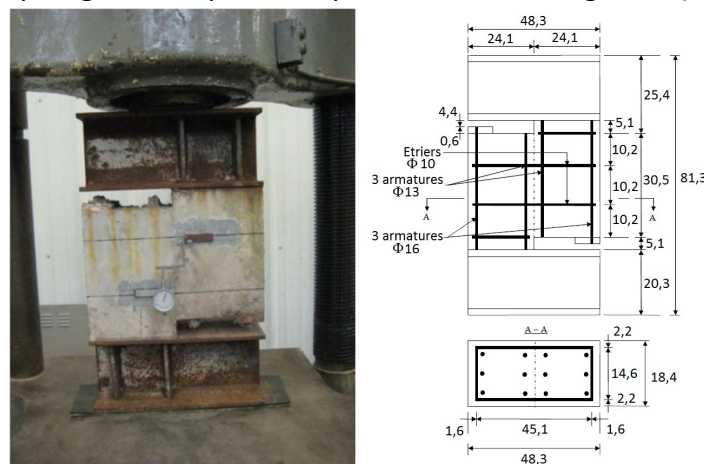


Figure 64: Caractéristiques géométriques des essais monolithiques en BFUP de (Crane, 2010) – longueur en cm

Le matériau BFUP utilisé est du Ductal®-FM avec un volume de fibres métalliques égal à 2%. La résistance en compression du BFUP est de 200 MPa, celle du BHP de 84,4 MPa. L'auteur indique que toutes les précautions ont été prises pour assurer une bonne répartition des fibres dans la section cisailée et qu'après la rupture, un comptage de fibres a été réalisé pour valider

le mode de mise en œuvre. Néanmoins, aucun détail n'est fourni sur le protocole de remplissage des coffrages lors des coulages.

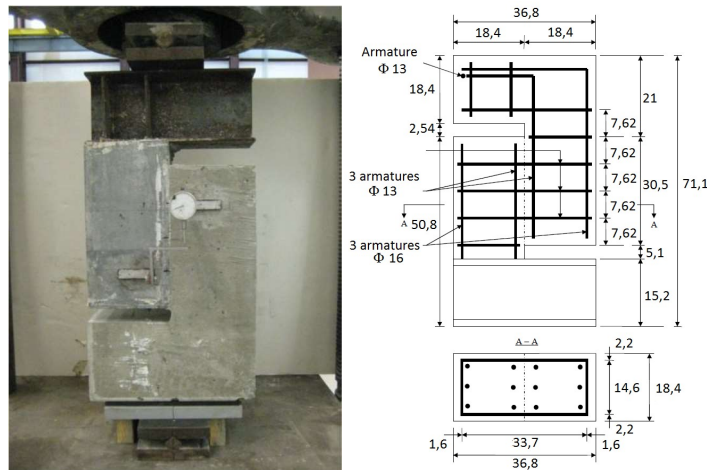


Figure 65: Géométrie des corps d'épreuve coulés en deux fois (Crane, 2010) – longueur en cm.

Les corps d'épreuve en BFUP ont été stockés dans leur moule pendant 48h après la fabrication puis ont été décoffrés et ont subi un traitement thermique à 95 % d'humidité et à 95°C pendant 48h. Certains corps d'épreuve initialement monolithiques ont été pré-fissurés au droit de la section sollicitée en cisaillement. La reprise de bétonnage présente dans les corps d'épreuve coulés en deux fois mais entièrement en BFUP est intentionnellement conservée lisse et permet d'appréhender le fonctionnement des structures réelles pour lesquelles une difficulté est intervenue lors du coulage et qui ont donc subi une interruption de bétonnage qui aurait laissé le temps au béton déjà en place de débiter sa prise. Dans le cas des corps d'épreuve composites coulés avec deux matériaux différents, plusieurs taux de renforcement de la surface de reprise par armatures passives et plusieurs traitements de la surface de reprise de bétonnage ont été testés. L'état de surface a été obtenu par :

- réalisation d'encoches de 6 mm de profondeur par pressage d'un élément métallique sur la section (voir Figure 66),
- mise en place de toile de jute dans les coffrages de façon à créer une certaine rugosité au niveau de la surface de reprise,
- réalisation d'un coffrage classique, la surface de reprise étant alors lisse. Ce dernier type de jonction se veut représentatif d'un défaut de bétonnage qui a conduit à un non mélange de deux gâchées.



Figure 66: Vue d'une surface de reprise présentant des encoches (Crane, 2010)

Les armatures passives utilisées possèdent une résistance caractéristique en traction de 500 MPa.

L'ensemble des caractéristiques des corps d'épreuve testés sont présentées dans le Tableau 6. Trois essais ont été réalisés pour chaque type de corps d'épreuve hormis pour les corps

d'épreuve U-H-F-0 pour lesquels seulement deux essais ont été réalisés (voir dénomination des corps d'épreuve ci-après).

<u>Dénomination du corps d'épreuve</u>	<u>Béton 1</u>	<u>Béton 2</u>	<u>Type de jonction</u>	<u>Taux de renforcement par armatures passives (%)</u>
U-U-S-0	BFUP	BFUP	Lisse	0
U-U-S-2	BFUP	BFUP	Lisse	0,5
U-U-MC-0	BFUP	BFUP	Monolithique Pré fissuré	0
U-U-MC-2	BFUP	BFUP	Monolithique Pré fissuré	0,5
U-U-MU-0	BFUP	BFUP	Monolithique Non fissuré	0
U-U-MU-2	BFUP	BFUP	Monolithique Non fissuré	0,5
U-H-S-0	BFUP	BHP	Lisse	0,
U-H-S-1	BFUP	BHP	Lisse	0,25
U-H-S-2	BFUP	BHP	Lisse	0,5
U-H-S-3	BFUP	BHP	Lisse	0,75
U-H-B-0	BFUP	BHP	Rugueuse (utilisation de toile de jute)	0
U-H-F-0	BFUP	BHP	Présence de clés créées par pression d'un élément métallique	0
U-H-F-2	BFUP	BHP	Présence de clés créées par pression d'un élément métallique	0,5

Tableau 6: Caractéristiques des corps d'épreuve testés par (Crane, 2010)

La dénomination des corps d'épreuve est organisée comme suit :

- Les deux premières lettres représentent les caractéristiques des deux bétons utilisés (« U » pour le BFUP et « H » pour le BHP).
- Les deux lettres suivantes détaillent le type de jonction : MU pour les jonctions monolithiques non pré fissurées, MC pour les jonctions monolithiques pré fissurées, F pour les jonctions présentant des clés, B pour les jonctions réalisées à l'aide de toile de jute et S pour les jonctions lisses.
- Le chiffre représente le nombre d'étriers traversant la surface.

Seul le glissement relatif entre les deux côtés de la section cisailée a été mesuré à l'aide de deux comparateurs (un sur chaque face du corps d'épreuve – voir Figure 63 et Figure 64). Les résultats constatés à la rupture par (Crane, 2010) sont regroupés dans le Tableau 7. Ces résultats expérimentaux sont comparés aux prévisions réalisées selon les règles édictées par l'ACI et l'AASHTO.

Les résultats des essais les plus pertinents dans le cadre de notre étude sont ceux relatifs aux corps d'épreuve U-U-MU-0 et U-U-MU-2 (monolithiques non fissurés) car ils représentent les conditions initiales dans lesquelles se trouvent les jonctions « âme-membrure » qui nous intéressent.

Dénomination du corps d'épreuve	Résistance expérimentale		Prévision ACI	Prévision AASHTO	V_{exp} / V_{ACI}	V_{exp} / V_{AASHTO}	
	V (kN)	τ (MPa)	V (kN)	V (kN)			
U-U-S-0	A	91,1	1,8	0	30,7	-	3,0
	B	73,4	1,5	0	31,1	-	2,3
	C	76,9	1,5	0	29,4	-	2,6
U-U-S-2	A	219,7	-	70,3	100,5	3,1	2,2
	B	227,3	-	70,3	100,5	3,2	2,3
	C	203,3	-	70,3	99,6	2,9	2,0
U-U-MC-0	A	361,6	7,2	0	157,0	-	4,0
	B	914,1	18,2	0	156,6	-	5,8
	C	658,3	13,1	0	153,9	-	4,3
U-U-MC-2	A	1069,8	-	164,6	320,7	6,5	3,3
	B	573,8	-	164,6	320,3	3,5	1,8
	C	1396,7	-	164,6	323,4	8,5	4,3
U-U-MU-0	A	1005,3	17,7	0	158,4	-	6,4
	B	1000,8	17,6	0	159,7	-	6,3
	C	1113,4	19,6	0	156,6	-	7,1
U-U-MU-2	A	1467,9	-	14,7	323,8	8,9	4,5
	B	1561,3	-	19,6	319,8	9,5	4,9
	C	1641,4	-	13,8	318,5	10,0	5,2
U-H-F-0	A	203,7	4,1	0	93,4	-	2,2
	B	207,3	4,1	0	95,2	-	2,2
U-H-F-2	A	391,4	-	14,7	209,5	3,3	1,9
	B	520,4	-	19,6	210,8	4,4	2,5
	C	369,2	-	13,8	211,3	3,1	1,7
U-H-S-0	A	55,6	1,1	0	30,2	-	1,8
	B	52,5	1,0	0	30,2	-	1,7
	C	80,1	1,6	0	29,8	-	2,7
U-H-S-1	A	118,3	-	14,7	63,6	3,4	1,9
	B	129,4	-	16,5	64,9	3,7	2,0
	C	119,7	-	15,1	64,5	3,4	1,9
U-H-S-2	A	217,9	-	13,8	100,1	3,1	2,2
	B	179,3	-	11,1	100,5	2,5	1,8
	C	184,2	-	11,6	100,1	2,6	1,8
U-H-S-3	A	249,1	-	10,7	135,2	2,4	1,8
	B	188,6	-	8,0	134,8	1,8	1,4
	C	270,5	-	11,6	135,2	2,6	2,0
U-H-B-0	A	146,8	2,9	0	29,8	-	4,9
	B	120,1	2,4	0	29,4	-	4,1
	C	160,1	3,2	0	29,4	-	5,5

Tableau 7: Résultats obtenus par (Crane, 2010)

Le comportement des corps d'épreuve monolithiques non préfissurés a été similaire qu'il y ait un renforcement passif ou non, à l'exception de la résistance maximale : la première fissuration apparaît pour une sollicitation comprise entre 20 et 65 % de la charge maximale, les fissures ont alors une longueur comprise entre 25 et 102 mm et une orientation comprise entre 0 et 30° par rapport au plan cisailé (voir Figure 67). La rupture est ensuite intervenue par glissement des bielles les unes par rapport aux autres.



Figure 67: Profil de fissuration constaté sur les corps d'épreuve monolithiques non préfissurés

Des exemples de lois de comportement reliant le chargement au glissement sont donnés sur la Figure 68.

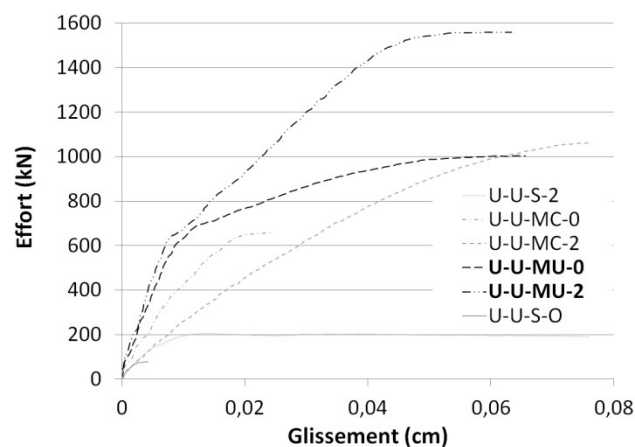


Figure 68: Exemple de lois de comportement constatées sur les corps d'épreuve monolithiques pré-fissurés ou non (Crane, 2010)

Même si le mode de rupture est similaire pour les corps d'épreuve monolithiques préfissurés et non préfissurés, le glissement entre les deux côtés de la surface de cisaillement apparaît pour un niveau de charge bien inférieur dans le cas préfissuré. De plus, la rigidité est notablement plus importante dans le cas non préfissuré ; ainsi, le glissement augmente beaucoup plus rapidement avec le chargement dans le cas préfissuré que dans le cas non préfissuré.

Lors de la rupture, la fissure localise au niveau de la préfissuration dans le cas fissuré avec une résistance en baisse de 30 à 35 % par rapport au cas non préfissuré.

Les corps d'épreuve entièrement en BFUP mais comportant une reprise de bétonnage lisse au droit de la section de cisaillement présentent une résistance qui peut apparaître comme faible en regard de celles des autres corps d'épreuve (elle atteint 10 à 20% de celle des autres corps d'épreuve).

L'auteur estime que les prévisions de résistance réalisées par les modèles présents dans l'ACI ou dans l'AASHTO sous estiment fortement les performances réelles des reprises de bétonnage. Il propose ainsi quelques modifications et notamment de nouvelles valeurs de constantes pour les modèles de frottement. Ainsi, grâce à la réalisation de régression linéaire sur les résultats expérimentaux, l'auteur propose de nouvelles formules permettant de déterminer la résistance des sections cisailées :

- Pour les corps d'épreuve monolithique non pré fissurés en BFUP :

$$\tau_{max} = 18,1 + 4,527\rho_v f_y \text{ (MPa)}$$

Cette proposition revient dans le cas de l'utilisation des expressions prescrites par l'ACI et par l'AASHTO à un coefficient de frottement égal à 4,5 et une cohésion égale à 13,8.

- Pour les corps d'épreuve monolithiques pré fissurés en BFUP :

$$\tau_{max} = 13,02 + 4,14\rho_v f_y \text{ (MPa)}$$

Pour l'utilisation des modèles proposés par l'ACI et par l'AASHTO, (Crane, 2010) recommande donc de considérer que le coefficient de frottement est égal à 4 et la cohésion à 4,5.

Les seuls essais de cisaillement direct sur des éprouvettes en BFUP disponibles dans la littérature ont été présentés dans cette partie.

Les résistances constatées sont en hausse par rapport aux autres matériaux (fibrés ou non). Cependant, il est intéressant de noter que la ductilité des corps d'épreuve est relativement faible (le glissement maximal est inférieur à 0,8 mm) par rapport aux BFM. Cette fragilité peut découler d'une rupture des fibres au moment de l'apparition de la première fissure.

1.4.1.5. Conclusion

Dans cette partie, le comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement a été étudié.

La description du comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement peut-être approchée comme suit :

- Les corps d'épreuve non renforcés (par armatures passives ou par fibres métalliques) présentent une rupture fragile
- Deux mécanismes sont proposés pour appréhender la rupture des corps d'épreuve :
 - o La rupture intervient par glissement relatif des deux côtés de la section selon une unique fissure.
 - o Le comportement s'apparente au développement d'un mécanisme de treillis

Il apparaît dans les campagnes expérimentales étudiées que le mode de rupture dépend directement du taux de renforcement de la section : lorsque celui-ci est suffisant, un mécanisme de treillis apparaît, si celui-ci n'est pas suffisamment important, un treillis se développe à l'échelle des granulats puis les fissures diagonales se rejoignent pour former une rupture macroscopique selon la section cisailée. La présence ou non d'une préfissuration ou d'une entaille peut également influencer le mode de rupture.

1.4.2. Comportement sous sollicitations multiaxiales

La maîtrise du comportement des jonctions en BFUP sous sollicitations complexes nécessite de prendre en compte le comportement du matériau soumis à des sollicitations multiaxiales. Les résultats des différentes campagnes expérimentales que l'on peut trouver dans la littérature sont présentés dans cette partie.

Les données récoltées seront notamment mises à profit pour déterminer les lois de comportement utilisables dans la perspective d'un modèle analytique. Nous nous intéressons exclusivement aux sollicitations biaxiales : cas des lois de comportement du modèle développé et présenté dans le chapitre 2.

Dans un premier temps, chacune des combinaisons de sollicitations élémentaires que l'on peut rencontrer dans des structures réelles est étudiée : compression-compression, traction-traction, traction-compression. Dans chaque section, nous présentons les résultats obtenus pour les matériaux cimentaires non fibrés, les matériaux cimentaires fibrés et, le cas échéant, les BFUP. Dans une seconde partie, des combinaisons de sollicitations plus complexes et plus proches des cas étudiés par la suite sont présentées (cisaillement- flexion notamment).

Avant de détailler les résultats disponibles dans la littérature, nous nous intéressons aux modalités expérimentales nécessaires à l'obtention de résultats acceptables. En effet, les dispositions expérimentales peuvent avoir un impact important sur les résultats obtenus.

Un grand nombre de campagnes expérimentales sont disponibles dans la littérature, nous exposons ici certaines d'entre elles sans prétendre être exhaustif mais en tentant d'appréhender l'ensemble des phénomènes physiques qui interviennent.

1.4.2.1. Modalités expérimentales

1.4.2.1.1. Conventions adoptées

Pour l'ensemble des essais, on considère, par convention, que les grandeurs relatives à une sollicitation de traction sont positives et qu'ainsi, celles relatives à une sollicitation de compression sont négatives.

Dans le cas des sollicitations biaxiales de même nature, la sollicitation la plus importante est appliquée dans la direction 1. La seconde sollicitation est appliquée dans la direction 2. S'il s'agit d'une sollicitation biaxiale combinée de traction et de compression, la sollicitation de compression est appliquée dans la direction 1 et la sollicitation de traction dans la direction 2.

Pour l'ensemble des sollicitations biaxiales, la direction 3 est laissée libre. Le taux de concomitance est défini comme le rapport σ_1/σ_2 .

Le « gain » désigne le rapport de la grandeur étudiée (résistance, module...) obtenue sous sollicitation biaxiale à cette même grandeur sous sollicitation uniaxiale. Il peut refléter une augmentation de la valeur de cette grandeur (gain > 1) ou une diminution de celle-ci (gain < 1).

1.4.2.1.2. Conditions d'appuis

L'ensemble des auteurs qui ont réalisé des essais de sollicitations multiaxiales s'accordent pour affirmer que le comportement constaté lors des essais multiaxiaux est fortement dépendant des techniques et des modalités de chargement utilisées. Ainsi, un chargement de compression multiaxial réalisé avec des appuis « classiques » (appuis « pleins » similaires à ceux utilisés lors d'essais uniaxiaux) implique un frottement dû à la présence de frottement au niveau de la liaison « plateau-éprouvette ». Ce frottement implique une surévaluation importante de la résistance mesurée en limitant le développement des déformations dues à l'effet Poisson (Mazars, 1984) et à la sollicitation transversale. De plus, le chargement étant multiaxial, il est impossible de s'affranchir de ces effets en adoptant un élancement adapté (comme c'est le cas pour les essais de compression uniaxiale sur éprouvettes 11x22 ou 16x32). Afin d'éviter ce type de problèmes, (Hilsdorf, 1965) propose d'appliquer la charge via des appareils d'appuis « à peignes » (voir Figure 69). Ce type d'appuis est constitué par un ensemble de tiges qui possèdent une raideur longitudinale suffisamment importante pour transmettre les efforts de compression ou de traction et une raideur transversale suffisamment faible pour permettre une déformation transversale qui évitera le frottement de l'éprouvette en la laissant libre de se déformer sous l'effet Poisson ou sous l'effet d'une sollicitation transversale.

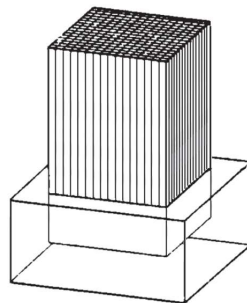


Figure 69: Exemple d'appareil d'appui « à peignes » (Torrenti, 1987)

(Kupfer et al., 1969) ont réalisé des essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes possédant différents élancements (de 1 à 4) et différentes géométries (cylindres à base carrée ou plaques) en utilisant ou non ce type de dispositif. Ces essais ont permis de démontrer l'efficacité de tels appuis puisque les auteurs ont obtenu une résistance en compression indépendante de l'élancement de l'éprouvette étudiée lorsque les « peignes » ont été mis en place, ce qui n'a pas été le cas lorsque des appuis classiques ont été utilisés. Une comparaison des résultats obtenus sur des corps d'épreuve chargés en compression biaxiale avec ou sans ce type de dispositif a également été menée. Les courbes retranscrites sur la Figure 70 permettent de constater l'incidence du frottement sur le comportement du béton.

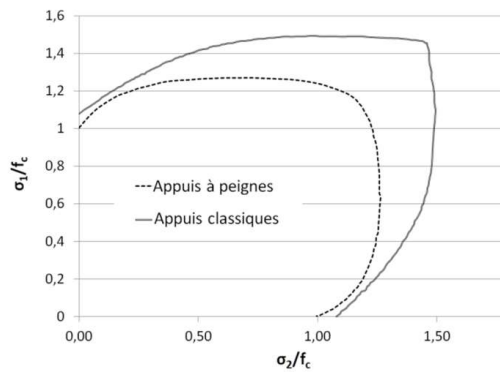


Figure 70: Enveloppes de rupture avec et sans les appuis « à peignes » (Kupfer, 1969)

Ce type de dispositif « à peigne » est le plus couramment utilisé, il existe cependant d'autres méthodes telles que l'utilisation d'appuis en Téflon ou la mise en place de graisse qui favorise le glissement entre l'éprouvette et l'appui.

Le type d'appui « à peigne » fonctionne donc parfaitement pour les corps d'épreuve sollicités en compression. Lorsque la sollicitation appliquée est une sollicitation de traction il est possible d'utiliser le même type d'appuis mais il est nécessaire de coller ces appuis à l'éprouvette en prenant garde à ne pas bloquer le mouvement transversal avec la colle [(Kupfer, 1969), (Robinson et Demorieux, 1977), (Vecchio et Collins, 1986), (Fehling et al., 2011), (Lee et al., 2016)].

Enfin, lorsqu'il s'agit de tester des panneaux armés parallèlement à la direction de traction, les auteurs préfèrent souvent laisser des armatures en attente à l'extérieur du corps d'épreuve et appliquer la sollicitation directement sur celles-ci (Robinson et Demorieux, 1977), (Vecchio et Collins, 1986), (Miyahara et al., 1987), (Mikame et al., 1991), (Belarbi et Hsu, 1995), (Fehling et al., 2011), (Lee et al., 2016).

1.4.2.1.3. Chemin de chargement

Dans la majorité des essais, les auteurs appliquent un chargement proportionnel entre les deux directions (voir Figure 71b). Ce type de chargement est peu représentatif des chargements présents dans les structures réelles. D'autres auteurs préfèrent réaliser un essai séquentiel (voir Figure 71a).

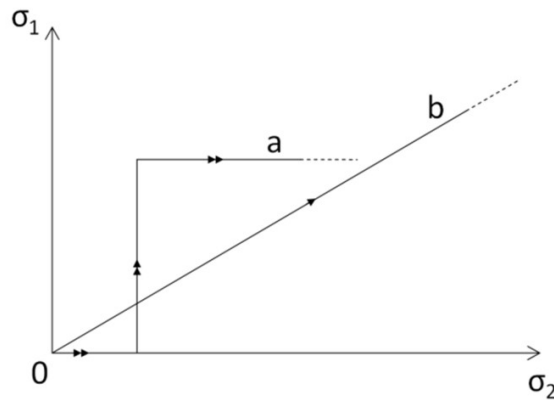


Figure 71: Chargements biaxiaux : a) chargement séquentiel, b) chargement proportionnel

Il est légitime de s'interroger sur l'impact d'un changement de chemin de chargement sur le comportement de l'éprouvette. Dans le cas d'essais de compression biaxiale sur éprouvettes en BO, il est difficile de conclure sur l'impact du chemin de chargement car les données disponibles avec une comparaison des deux types de chargement pour un même matériau sont trop dispersées (Bascoul, 1974). Cependant, les résultats de (Taylor et Jain, 1972) sur bétons légers permettent de constater que le gain de résistance est bien plus faible lors de chargement séquentiels par rapport au chargement proportionnel (voir Figure 72).

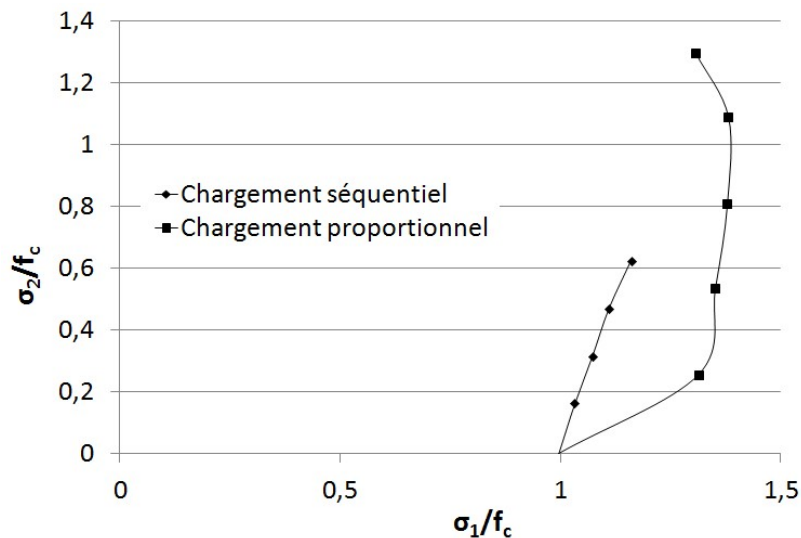


Figure 72: Effet du chemin de chargement sur la résistance du matériau (Taylor et Jain, 1972), état de sollicitation à la rupture

(Torrenti, 1987) considère cependant que le comportement des bétons légers est différent de celui des bétons ordinaires et conclut, à la lumière d'un essai qu'il a réalisé, que le trajet de chargement n'a un impact sur le résultat constaté que si la direction la moins sollicitée est soumise à une contrainte supérieure à 75% de la résistance maximale.

1.4.2.2. Sollicitation de compression bi-axiale

1.4.2.2.1. Comportement des matériaux non fibrés

Plusieurs campagnes d'essais ont été réalisées dans le but d'étudier le comportement des matériaux cimentaires non fibrés sous sollicitation de compression biaxiale (Kupfer et al., 1969), (Nelissen, 1972), (Schickert et Winkler, 1977), (Bascoul, 1974), (Torrenti, 1987), (Hampel et al., 2009), (Hussein, 1998). De façon générale, les corps d'épreuve rompent par fissuration perpendiculairement à la direction libre.

1.4.2.2.1.1. Effet de la résistance en compression uniaxiale

(Kupfer et al., 1969) ont étudié l'impact de la variation de la résistance en compression uniaxiale sur la variation de gain de résistance en fonction du coefficient de proportionnalité entre les deux directions de chargement. Les auteurs ont étudié trois bétons de résistance moyenne égale à 19 MPa, 31,5 MPa et 59 MPa. Au vu de leurs résultats il semble que dans la gamme des bétons « classiques » la résistance uniaxiale n'a pas d'impact sur le gain de résistance apporté par le caractère multiaxial de la sollicitation (voir Figure 73).

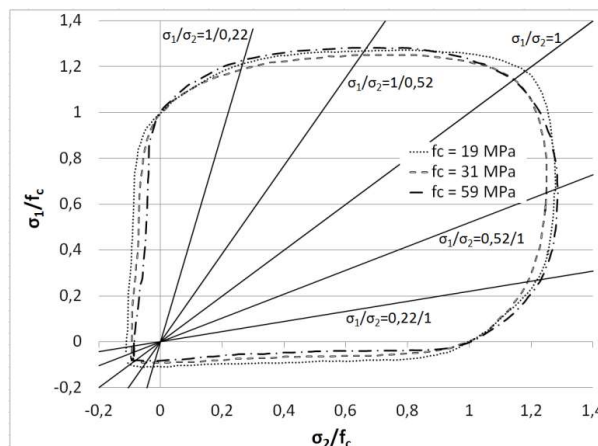


Figure 73: Enveloppe de rupture de différents bétons ordinaires sous sollicitations biaxiales (Kupfer et al., 1969)

1.4.2.2.1.2. Module apparent

Les résultats des essais de (Kupfer et al., 1969) et (Nelissen, 1972) s'accordent sur l'absence d'effet du caractère biaxial de la sollicitation sur le module apparent du matériau (voir Figure 74).

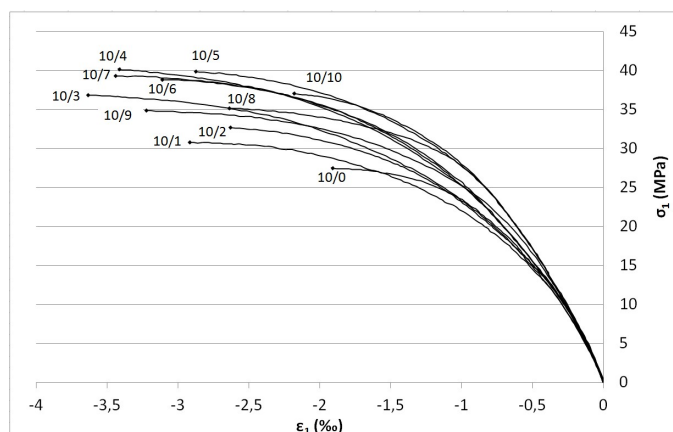


Figure 74: Etude du comportement des BO sous sollicitation biaxiale de compression (Nelissen, 1972)
Les courbes sont identifiées par le rapport σ_1/σ_2

L'étude de (Hussein, 1998) semble être en contradiction avec cette conclusion. En effet, l'auteur constate une augmentation du module élastique du matériau lors d'essais de sollicitation en bi-compression (voir Figure 75). Cette étude porte sur 4 types de matériaux (un BO – $f_c = 40$ MPa, BHP – $f_c = 70$ MPa, BTHP – $f_c = 100$ MPa et BHP formulé à base de granulats légers- $f_c = 70$ MPa), et la tendance semble se confirmer pour l'ensemble de ces matériaux : plus la sollicitation transversale augmente, plus le module d'Young apparent augmente.

Cette contradiction entre les différentes études pourrait s'expliquer par des dispositions expérimentales et un traitement des données obtenues différents.

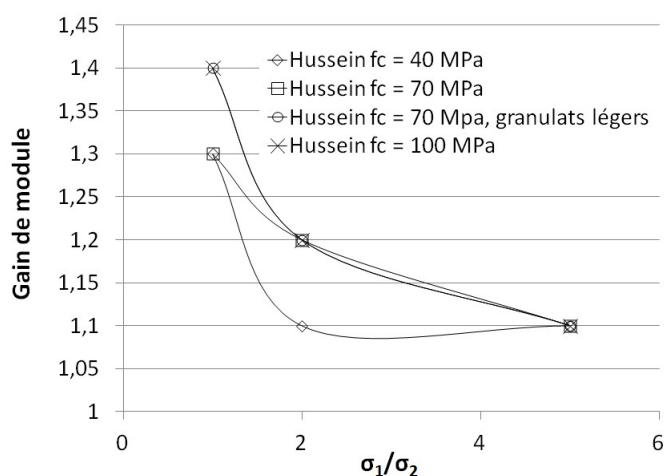


Figure 75: Evolution du gain de module en fonction du rapport des sollicitations appliquées

Pour l'étude d'(Hussein, 1998), compte tenu du faible nombre d'essais, il est difficile de conclure sur un principe d'évolution du gain en fonction de la résistance du béton.

Dans le cas d'une sollicitation biaxiale, la loi de Hooke relie, dans le domaine élastique, la déformation du matériau à son état de contrainte de la manière suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} tr(\bar{\sigma}) \delta_{ij}$$

Dans le cas présent, nous savons relier σ_{11} et σ_{22} : $\sigma_{22} = \alpha \sigma_{11}$.

On a donc :

$$\varepsilon_{11} = \left(\frac{1 - \alpha\nu}{E} \right) \sigma_{11}$$

D'après la loi de Hooke, le module apparent dans le cas d'essais biaxiaux devrait ainsi être différent du module uniaxial.

1.4.2.2.1.3. Gain de résistance

La résistance apparente en compression (dans la direction la plus sollicitée) est fortement impactée par la présence d'une sollicitation transversale de compression. Le frettage induit par cette combinaison d'effort implique en effet une augmentation de résistance de plus de 20% (Kupfer et al., 1969) pouvant atteindre 40 à 50 % selon (Nelissen, 1972), (Hussein, 1998), et (Hampel et al., 2009). Les références citées couvrent une gamme de résistance en compression variant de 27,5 MPa à 94,2 MPa. L'évolution des gains de résistance en fonction du rapport de sollicitation entre les deux directions est présentée sur la Figure 76.

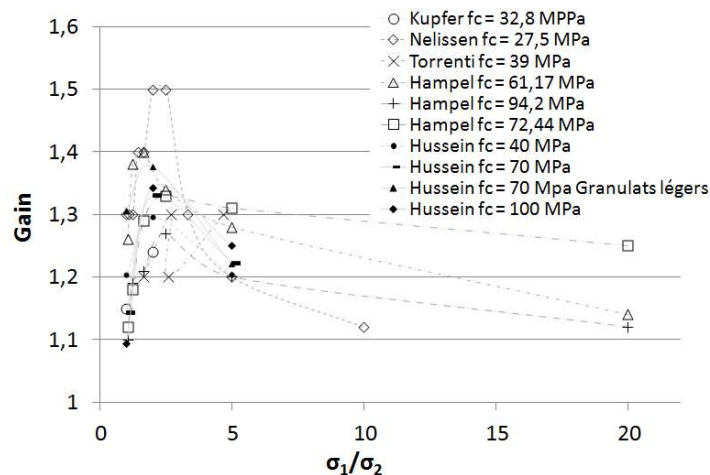


Figure 76: Evolution du gain en fonction du rapport σ_1/σ_2

L'ensemble des études semblent donc s'accorder sur le fait que pour des bétons non fibrés, l'application d'un effort transversal de compression permet d'augmenter la résistance apparente en compression de 10 à 50 %. On constate également sur la Figure 76 que le gain présente un maximum pour un certain taux de concomitance :

- Si les deux directions sont chargées de manière importante (σ_1/σ_2 proche de 1), les deux directions sont endommagées sous les sollicitations appliquées, le frettage présente alors une efficacité limitée.
- Si la direction transversale est très faiblement chargée ($\sigma_1/\sigma_2 \gg 1$), le frettage est présent mais limité, le gain de résistance est donc plus faible. On constate même, dans les travaux de (Nelissen, 1972) que lorsque la sollicitation transversale de compression est très faible, l'effet Poisson conserve un rôle prédominant sur la sollicitation appliquée (déformation de traction plutôt que de compression).

Les résultats présentés sur la Figure 76 ne permettent pas de mettre en évidence d'effet de la variation de la résistance en compression uniaxiale du béton sur ce gain. Cela va dans le sens de la conclusion de (Kupfer, 1969) – voir Figure 73)

1.4.2.2.1.4. Ductilité du matériau

Les essais réalisés par (Kupfer et al., 1969), (Nelissen, 1972) et (Hussein, 1998) permettent de constater qu'en plus du gain de résistance, le caractère biaxial de la sollicitation permet également d'améliorer la ductilité du matériau avec une augmentation de la déformation ultime dans toutes les directions. La Figure 77 présente l'évolution du gain de déformation ultime dans la direction 1 en fonction du rapport des sollicitations dans les deux directions. Cependant, (Hussein, 1998) constate que lorsque la sollicitation transversale est importante, il n'y a plus de gain de ductilité. L'auteur constate même que pour un béton à très hautes performances, le gain devient inférieur à 1 (la résistance diminue car le matériau est également endommagé dans la direction 2).

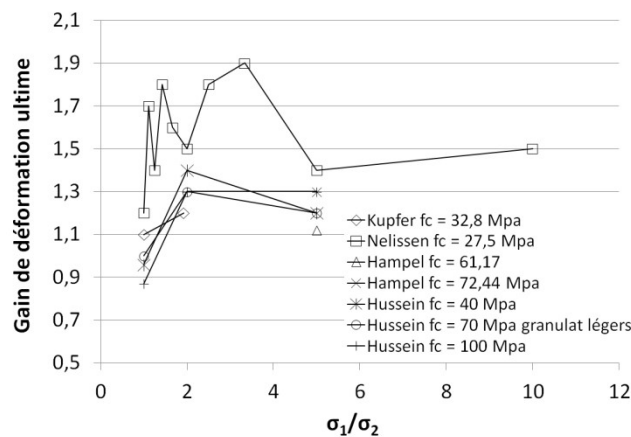


Figure 77: Gain de ductilité apporté par le caractère biaxial de la sollicitation

1.4.2.2.1.5. Conclusion

D'après l'ensemble de ces études, la présence d'une sollicitation transversale de compression implique :

- Un gain de résistance dans la direction la plus sollicitée. Ce gain dépend des caractéristiques du matériau, sans forcément avoir un lien direct avec la résistance en compression. Il semble en effet que dans le cas d'une sollicitation biaxiale de compression la rupture intervienne par fissuration perpendiculaire à la direction libre. Ainsi, les bétons formulés à base de granulats suffisamment gros et résistants pour maîtriser l'ouverture de ces fissures présentent un gain de résistance plus important. De plus, ce gain dépend également du rapport de sollicitation entre les deux directions : si la sollicitation transversale est trop faible, son effet n'est pas total et si elle est trop importante elle endommage le matériau et la rupture intervient donc plus rapidement. On peut considérer que le gain est compris entre 1,2 et 1,5 fois la valeur uniaxiale en fonction du type de matériau et dépend du rapport entre les deux sollicitations de compression.

- Un gain de ductilité dans la direction de sollicitation maximale (augmentation de la déformation axiale dans cette direction). Ce gain est également dépendant des caractéristiques du matériau et du rapport entre les deux directions de sollicitation.
- Un manque de consensus dans la littérature sur l'influence du caractère biaxial de la sollicitation sur la partie élastique du comportement en compression des bétons (module d'Young...).

1.4.2.2.2. Comportement des matériaux fibrés

En raison de la présence de fibres métalliques qui ont la capacité de ponter d'éventuelles fissures dans plusieurs directions, le comportement multiaxial des BFM est susceptible de s'écarter significativement de celui des bétons non fibrés. A minima, le contrôle par les fibres de l'extension dans la direction libre peut induire une différence. Néanmoins, les données expérimentales que l'on peut trouver dans la littérature sont relativement limitées.

(Torrenti et Djebri, 1995) ont mené une campagne expérimentale visant à évaluer le comportement sous sollicitation de compression biaxiale des BFM. Le Tableau 8 regroupe la typologie des essais réalisés.

Dénomination du matériau	Résistance en compression sur cube	σ_1/σ_2 étudiés	Volume de fibres (%)	Type de fibres	Orientation des fibres
BO	Aucune donnée chiffrée Évaluée à 54 MPa d'après les graphiques	3 ; 2 ; 1,5	0	-	-
BFM A	48 MPa	2	0,5	Fibres métalliques avec un élanement important	Longitudinale par rapport à la direction libre
	40 MPa	2			Transversale par rapport à la direction libre
BFM B	Aucune donnée chiffrée Évaluée à 55 MPa d'après les graphiques	3 ; 2 ; 1,5	1	Fibres métalliques avec crochets pour améliorer l'ancrage	Supposée isotrope (corps d'épreuve obtenus par sciage de blocs)

Tableau 8: Caractéristiques des essais réalisés par (Torrenti et Djebri, 1995)

Les essais sur le BFM B permettent de constater que la capacité des fibres à ponter les fissures perpendiculaires à la direction libre (fissures de ruine dans le cas des BO) permet d'obtenir un gain de résistance plus important que dans le cas des BO. Ainsi, les fibres agissent en produisant un confinement dans la direction libre et permettent de retarder la rupture.

Les gains de résistance en fonction des différents matériaux et des différents ratios de sollicitation étudiés sont présentés sur la Figure 78. Les auteurs n'abordent pas la question de l'évolution du module apparent du BFM, les graphiques disponibles ne permettent pas non plus de conclure sur une éventuelle évolution. De plus, même si les graphiques ne permettent pas de conclure de manière quantitative sur l'évolution de la déformation, il semble que la présence des fibres permette une augmentation de la ductilité dans toutes les directions.

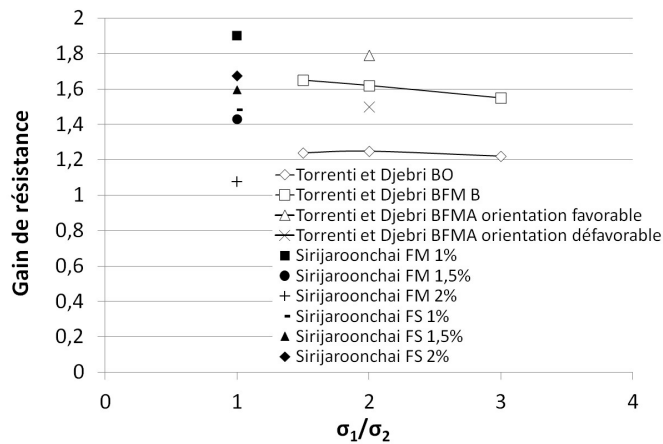


Figure 78: Evolution de la résistance en fonction du rapport de sollicitation (Torrenti et Djebri, 1995)

Enfin, les résultats pour le BFM A permettent de confirmer que l'apport des fibres dans le comportement se fait notamment par le confinement qu'elles apportent dans la direction libre. En effet, on note une augmentation de la résistance et de la ductilité pour l'essai dont les fibres sont parallèles à la direction libre, alors qu'on n'en observe pas dans les essais où la direction préférentielle des fibres est parallèle à la direction de plus forte sollicitation (direction 1) –voir Figure 78 et Figure 79.

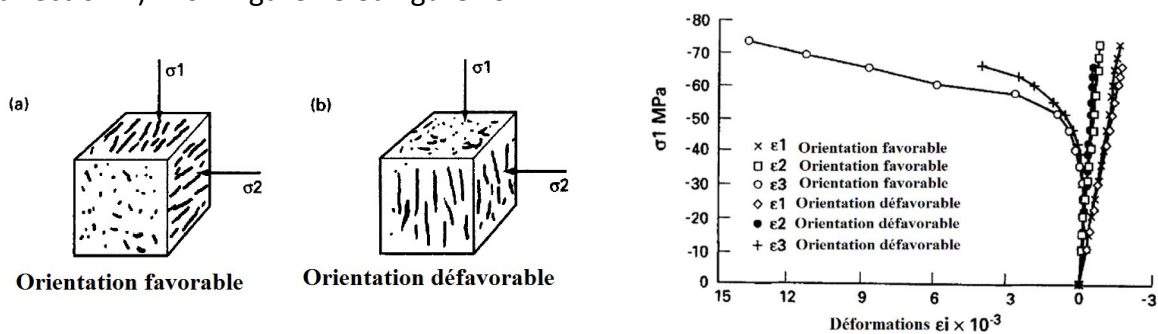


Figure 79: Résultats obtenus pour le matériau A sous sollicitations biaxiales de compression (Torrenti et Djebri, 1995)

(Shirijaroonchai et al., 2009) ont également réalisé des essais sur un béton fibré ayant une résistance en compression uniaxiale d'environ 55 MPa pour la matrice non fibrée et de l'ordre de 43 MPa lorsque la matrice est fibrée. Pour s'affranchir des orientations de fibres issues des effets de bord, les corps d'épreuves testés ont été prélevés dans des blocs de taille plus importante. Tous les essais ont été réalisés avec un rapport de sollicitation entre les deux directions égal à 1. Les réponses expérimentales obtenues par les auteurs sont présentées sur la Figure 80. La dénomination est organisée comme suit :

- UXCR pour les essais de compression uniaxiale sur des dalles.
- BXC pour les essais de compression biaxiale.

Le deuxième terme du nom (S ou H) permet de différencier les matériaux à base de fibres organiques (S) ou de fibres métalliques (H). Enfin, le dernier terme représente le volume de fibres mis en place dans le matériau considéré (1 ; 1,5 ou 2 % en volume).

Le comportement élastique du matériau ne semble pas être fortement modifié par la sollicitation transversale de compression (même module d'Young). Cependant, la présence d'une contrainte transversale de compression implique une forte augmentation de la résistance en compression (voir Figure 78). Il n'y a pas de modification significative de la

ductilité (les résultats des essais BXC-S1 et BXC-S1,5 sont interrompus à cause de la chute des capteurs).

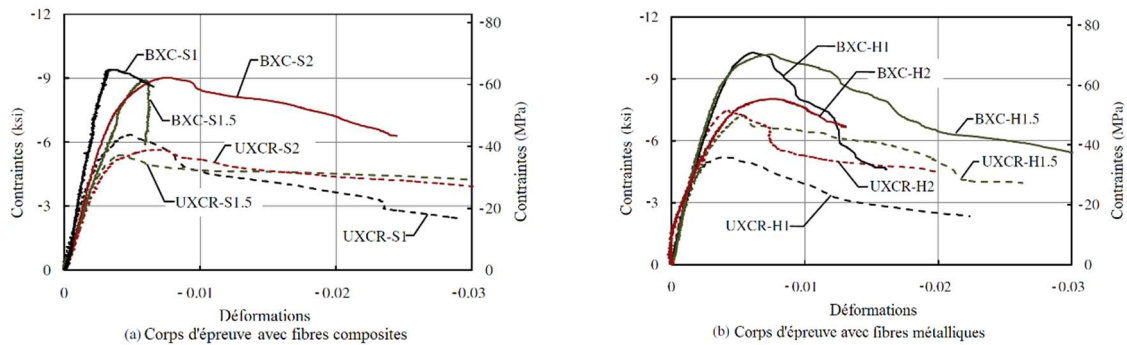


Figure 80: Comparaison des comportements sous sollicitations uniaxiales et biaxiales de compression d'éprouvettes en BFHP (Sirijaroonchai et al., 2009)

(Sirijaroonchai et al., 2009) considèrent que le comportement du matériau est peu influencé par la variation de teneur en fibres. Cette remarque semble acceptable pour les corps d'épreuves renforcés de fibres synthétiques bien qu'il ne soit pas possible d'évaluer l'impact de la variation du volume de fibres sur la ductilité du matériau. Cependant, les résultats des essais sur le matériau renforcé par 2 % (en volume) de fibres métalliques est surprenant. En effet, alors que l'on attribue l'augmentation de résistance constatée lors des cas de sollicitations biaxiales au confinement apporté par les fibres, l'essai BXCH2 présente un gain de résistance inférieur au cas des matériaux moins fortement dosés en fibres. Les auteurs n'évoquent pas ce résultat mais il est possible qu'il provienne d'une orientation préférentielle des fibres dans le matériau ou d'une défaillance de la formulation pour ce volume de fibres. En effet, le volume de fibres devient important et aucune modification de la formulation n'a été réalisée, la rhéologie du matériau frais doit probablement en être affectée. De plus, les essais ont été réalisés sur un seul corps d'épreuve ce qui empêche d'établir un ordre de grandeur de dispersion qui pourrait permettre d'évaluer si ce résultat est cohérent.

(Swanepoel, 2011) a également réalisé des essais sur des matériaux fibrés. Cependant, les conditions aux limites semblent différentes de celles utilisées par les autres auteurs (utilisation de teflon) et leur efficacité n'a pas été détaillée. De plus, le nombre de données expérimentales est faible.

En conclusion, il semble que la présence de fibres dans les corps d'épreuve testés en compression biaxiale permette de contrôler l'ouverture des fissures perpendiculaires à la direction libre et d'ainsi retarder la rupture (en termes de résistance et de déformation ultime). Le gain de résistance pour les matériaux fibrés semble être supérieur à celui qui est constaté sur les matériaux non fibrés, les auteurs semblent s'accorder sur une augmentation de la résistance de l'ordre de 50 à 60 %.

1.4.2.2.3. Conclusion

Les données expérimentales révèlent une augmentation de la résistance en compression dans le cas d'une sollicitation biaxiale de compression :

- de 20 à 30 % dans le cas des bétons ordinaires,
- de 50 à 60 % pour les bétons fibrés

Aucune donnée n'est disponible pour les BFUP.

1.4.2.3. Sollicitation de traction biaxiale

Le cas d'une traction biaxiale dans les structures réelles étant rare (une telle sollicitation peut apparaître en fibre supérieure d'une poutre en té sur appuis en présence d'une sollicitation transversale de flexion négative) et la réalisation matérielle des essais plus complexe, le nombre de résultats expérimentaux pour ce type de sollicitation est plus faible que pour celui de la compression biaxiale.

1.4.2.3.1. Comportement des matériaux non fibrés

(Kupfer, 1969), (Nelissen, 1972) et (Hussein, 1998) ont réalisé des essais de traction biaxiale sur des éprouvettes prismatiques chargées de manière proportionnelle entre les deux directions de sollicitation.

Les conclusions principales des campagnes expérimentales réalisées en traction biaxiale sont :

- Le plan de rupture est perpendiculaire à la direction de traction maximale lorsque le coefficient de proportionnalité entre les sollicitations dans les deux directions est suffisamment inférieur à 1, et incliné d'un angle proche de 45° dans le cas d'un chargement réalisé avec un coefficient de proportionnalité proche de 1.
- L'impact de la sollicitation transversale sur la résistance à la rupture est quasiment nul. De plus, le comportement reste quasi linéaire jusqu'à la rupture. La rupture intervient de manière fragile.

Cependant, alors que (Kupfer et al., 1969) et (Hussein, 1998) constatent une modification notable du module d'Young du matériau (jusqu'à 30% - voir Figure 81), les résultats de (Nelissen, 1972) ne semblent pas indiquer un réel changement du module dans la direction de sollicitation maximale.

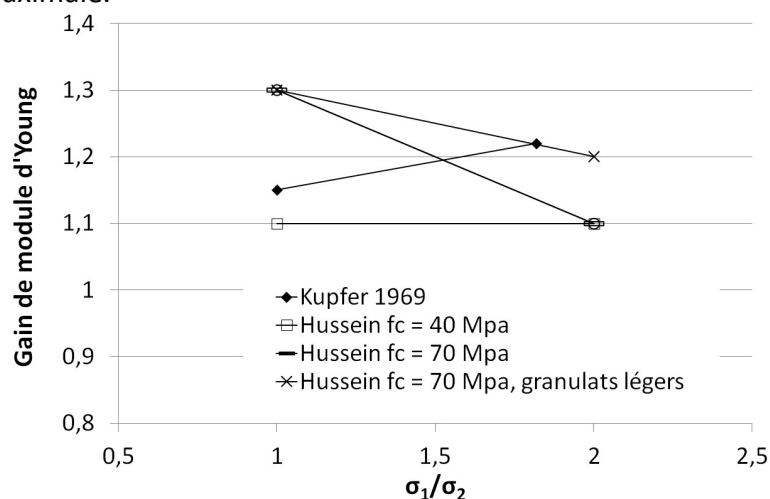


Figure 81: Impact de la présence d'une contrainte transversale de traction sur la rigidité apparente du corps d'éprouve

Comme pour la compression biaxiale, il est difficile de conclure sur l'impact d'une sollicitation biaxiale sur la partie élastique du comportement en traction du béton.

1.4.2.3.2. Comportement des matériaux fibrés

(Swanepoel, 2011) a réalisé des essais sur matériau fibré. Cependant, les conditions aux limites (collage du corps d'épreuve sur trois faces) engendrent des artefacts expérimentaux trop importants pour que les résultats puissent être pris en compte qualitativement. Les seuls essais de traction biaxiale sur BFUP disponibles dans la littérature sont ceux de (Astudillo de la Vega, 2002). Les essais ont été réalisés sur des corps d'épreuves en étoile permettant de limiter les effets du frottement grâce à des peignes directement intégrés dans les corps d'épreuves (voir Figure 82). Compte tenu du mode de coulage de ces corps d'épreuve une orientation préférentielle des fibres a été générée dans les peignes (afin de s'assurer d'une résistance en traction la plus importante possible et d'ainsi éviter une rupture dans cette zone). Les éprouvettes ont ensuite été usinées pour réduire la section de la zone centrale afin d'y localiser la rupture.



Figure 82: Corps d'épreuves utilisés par (Astudillo De La Vega, 2002)

La zone au sein de laquelle la rupture est recherchée est un parallélépipède à base carrée (10 cm de côté) et de 2 cm d'épaisseur (voir Figure 83). Un dimensionnement aux éléments finis a été réalisé notamment pour éviter la présence de surcontraintes trop importantes dans la zone de réduction de section.

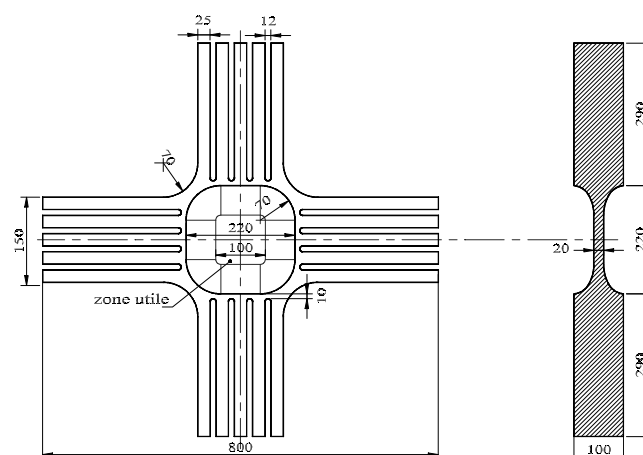


Figure 83: Géométrie des corps d'épreuve utilisés par (Astudillo De La Vega, 2002) – longueurs en mm

L'usinage de l'éprouvette a probablement créé des modifications de comportement du matériau en limitant très fortement l'ancrage de nombreuses fibres. De plus, si la dimension des côtés de la zone d'étude (10 cm) est raisonnablement grande devant la longueur des fibres (14 mm), l'épaisseur de la zone étudiée (2 cm) est faible devant cette longueur

caractéristique. Les sollicitations de traction sont cependant appliquées parallèlement aux côtés du carré ce qui peut limiter les effets dus à l'usinage et à la faible épaisseur de la zone de rupture.

Le matériau utilisé est un Ductal® renforcé par 2% de fibres (en volume) qui a subi un traitement thermique à 100 % d'humidité et à 90°C pendant 48 h après décoffrage. La résistance en compression attendue du matériau est de 200 MPa mais aucun essai de contrôle n'a été réalisé lors des coulages des corps d'épreuve de traction biaxiale. En parallèle, des essais de traction ont été menés sur des éprouvettes de section variable mais la comparaison est difficile compte tenu de la spécificité géométrique de la zone étudiée en traction biaxiale (faible épaisseur, usinage...).

Quatre essais ont été menés, l'objectif principal des auteurs était de parvenir à un chargement permettant d'obtenir une déformation identique dans les deux sens de sollicitation. La motivation de la recherche d'un tel trajet de chargement n'est pas détaillée. L'atteinte de ce chargement n'a pas été immédiate et a nécessité plusieurs tentatives. Ainsi, plusieurs modes de pilotage ont été utilisés pour les quatre essais :

- Le premier essai a été réalisé avec un pilotage en force en conservant l'égalité des efforts dans les deux directions. Le contrôle est effectué en déplacement afin de conserver la position du centre de l'éprouvette (les déplacements de chacun des deux vérins d'une direction sont égaux). Les déformations obtenues dans les directions 1 et 2 n'ont alors pas été égales lors du chargement.
- Les autres essais ont été réalisés avec un pilotage en « déplacement vérin ». Ce type de pilotage permet d'obtenir la partie post-pic du comportement des corps d'épreuve. Cependant, la symétrie des déformations et/ou des efforts n'est pas assurée dans la zone d'étude. En effet, le pilotage est réalisé sur le « déplacement vérin » qui prend également en compte la déformation des peignes, des appareils d'appuis... et ne retranscrit donc pas forcément une déformation équivalente dans la zone d'étude. Ainsi, le deuxième essai a été piloté en déplacement en imposant des déplacements vérins égaux dans les deux directions. L'auteur constate, avec ce mode de chargement, une dissymétrie des déformations mesurées par les jauges dans la zone d'étude. Afin de corriger ce problème, le troisième essai a été piloté en déplacement « vérin » classique jusqu'à un déplacement élastique suffisamment important pour constater un écart de chargement entre les deux directions. Cet écart a été évalué et la consigne de pilotage a été modifiée en conséquence dans l'espoir d'obtenir des déformations égales dans les deux directions. Finalement, les efforts relevés dans les deux directions ont été (quasiment) égaux mais les déformations ne l'ont pas été. Pour le dernier essai, la consigne de déplacement des vérins a été modifiée non pas d'après la différence d'effort constatée mais d'après la différence de déformations constatée sur les jauges de déformations placées dans la zone de rupture. Avec cette correction, le chargement obtenu présente une symétrie des déformations mais plus de symétrie des efforts appliqués.

Les résultats obtenus en termes de résistances et de déformations ultimes sont présentés dans le Tableau 9.

Essai	Pilotage	F_{11}/F_{22}	d_{11}/d_{22}	F_{max11} (kN)	F_{max22} (kN)	ϵ_{11} (10^{-4})	ϵ_{22} (10^{-4})	$\epsilon_{11}/\epsilon_{22}$
1	Force	1	-	37,5	37,5	1,32	0,94	1,4
2	Déplacement	0,83	1	47,6	57,3	1,35	0,91	1,48
3	Déplacement	1,04	5/4	48,35	46,6	1,8	0,85	2,12
4	Déplacement	1,28	3/4	48,65	37,93	1,25	1,29	0,97

Tableau 9: Résultats obtenus lors de sollicitations biaxiales de traction pour des éprouvettes en BFUP (Astudillo De La Vega, 2002)

L'absence d'étude du comportement en traction uniaxiale sur des corps d'épreuve de géométrie similaire à celle utilisée pour les essais de traction biaxiale empêche de déterminer les effets principaux de la présence d'une contrainte transversale de traction.

Le comportement constaté lors de ces essais est décrit comme quasi linéaire jusqu'au pic de chargement avec une petite zone d'écrouissage qui apparaît juste avant le pic. Cependant, l'analyse d'image mise en place sur une face de la zone d'étude permet de constater que le début de cette zone d'écrouissage coïncide avec la localisation de l'endommagement. Un exemple de réponse est présenté sur la Figure 84.

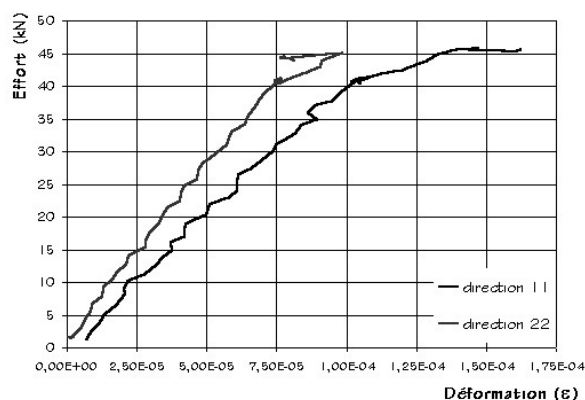


Figure 84: Exemple de réponse obtenue pour un BFUP sollicité de manière biaxiale (Astudillo De La Vega, 2002)

Au sujet du comportement post-pic, seule une loi « effort-déplacement vérin » est présentée (voir Figure 85). S'il est difficile d'évaluer le comportement exact du matériau avec de telles courbes, ce graphique permet cependant de constater qu'une résistance résiduelle relativement importante est présente y compris après la localisation. Sur l'exemple qui est à notre disposition, la capacité « post-pic » reste à une valeur comprise entre 40 et 70 % de l'effort maximal.

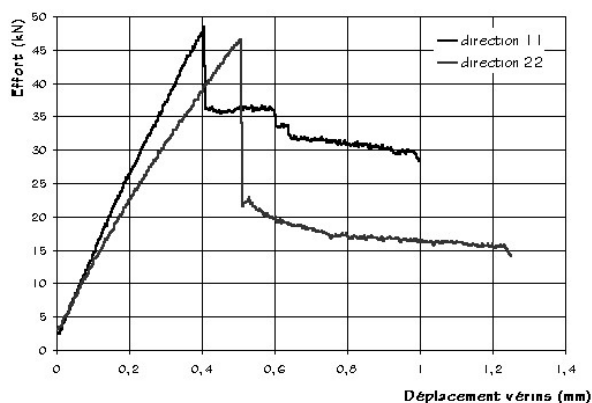


Figure 85: Réponse post-pic d'un BFUP sollicité en traction biaxiale (Astudillo de la Vega, 2002)

1.4.2.4. Sollicitation combinée de traction et de compression

Il est courant de rencontrer, dans des structures réelles, des zones sollicitées de manière concomitante en traction et en compression. On peut, par exemple, citer le cas des âmes de poutres en I, en π ou en Té. Ce type de sollicitation peut également se rencontrer dans la table d'une poutre en Té (dans le haut de la table par exemple, la flexion transversale implique typiquement une sollicitation de traction et la flexion longitudinale une sollicitation de compression).

Cette combinaison de sollicitations peut être étudiée grâce à deux types d'essais :

- Des essais similaires à ceux qui ont été présentés pour les combinaisons de compression biaxiale ou de traction biaxiale (Kupfer et al., 1969), (Nelissen, 1972), (Elser et al., 1996), (Hussein, 1998), (Hampel et al., 2009), (Swanepoel, 2011).
- Des essais sur des panneaux armés destinés à représenter le comportement d'âmes de poutres (Robinson et Demorieux, 1977), (Vecchio et Collins, 1986), (Miyahara et al., 1987), (Mikame et al., 1991), (Belarbi et Hsu, 1995), (Fehling et al., 2011), (Lee et al., 2016).

Nous présentons les résultats de ces deux types d'essais indépendamment. Dans cette partie, on considère que la direction 1 est la direction comprimée et que la direction 2 est la direction tendue. Le coefficient de proportionnalité entre les deux directions de sollicitation est toujours considéré comme étant égal à σ_1/σ_2 .

Compte tenu du fort écart entre la résistance en compression et la résistance en traction, une subtilité intervient dans l'exploitation des essais réalisés de manière proportionnelle. En effet, il est nécessaire d'avoir un coefficient de proportionnalité très grand pour obtenir une rupture en compression avec la présence de traction concomitante. Il peut également être difficile de déterminer le mode de rupture pour certains ratios de sollicitation.

1.4.2.4.1. Comportement des matériaux non fibrés

1.4.2.4.1.1. Essais réalisés à l'échelle du matériau

Impact d'une traction transversale sur la résistance en compression

(Kupfer, 1969) et (Nelissen, 1972) ont sollicité de manière concomitante en traction et en compression des BO. L'ensemble des essais ont été réalisés en appliquant une sollicitation proportionnelle entre les deux directions de sollicitation. Les auteurs décrivent un comportement similaire des corps d'épreuve testés : le module (dans la direction de compression) n'est pas modifié par la présence de l'effort transversal de traction mais la résistance est fortement impactée (voir Figure 86).

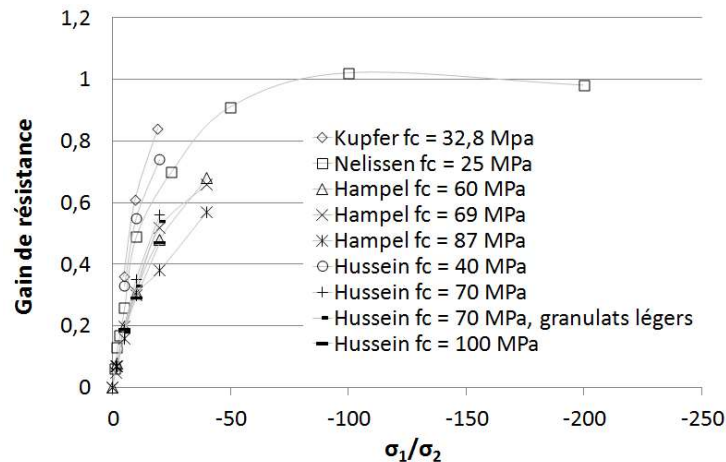


Figure 86: Gain de résistance BO sous sollicitation combinée de traction et de compression (Kupfer et al, 1969), (Nelissen, 1972)

Les résultats des campagnes expérimentales réalisées par (Hussein, 1998) et (Hampel et al., 2009) sur des BHP sont également reportés dans la Figure 86. Les études réalisées par ces auteurs permettent de mieux appréhender l'effet de la variation de la résistance en compression sur la perte de résistance en compression induite par la présence d'une sollicitation transversale de traction. Il reste cependant complexe de conclure sur l'impact de la résistance en compression sur la perte de résistance : les essais semblent montrer un comportement similaire mais le coefficient de proportionnalité entre les directions de sollicitation reste faible pour tous les essais ce qui ne permet pas de conclure de façon générale.

Lors des sollicitations combinées de traction et de compression, il est intéressant de noter que le mode de rupture (et donc le comportement général) varie fortement entre le cas où c'est la compression qui constitue la sollicitation qui mène à la rupture et celui où c'est la sollicitation de traction qui mène à la rupture. En effet, lorsque la présence de la traction concomitante est faible, le comportement peut être considéré comme un comportement de compression légèrement modifié par la présence de traction alors que lorsque l'intensité de la sollicitation de traction augmente, le comportement s'apparente à un comportement en traction modifié par la sollicitation de compression. Dans l'ensemble des essais réalisés lors des deux campagnes expérimentales, la rupture est intervenue par fissuration parallèle à la direction de compression et perpendiculaire à la direction de traction. Ce résultat est logique puisque ce profil de fissuration correspond à la fois à la rupture correspondant à l'effort de traction seul et à l'effort de compression seul. Cependant, il semble que lorsque la sollicitation de traction est importante, la rupture intervienne par l'ouverture d'une unique fissure alors que lorsque la sollicitation de traction est très faible, la rupture intervient par une multifissuration du matériau.

Impact de la compression transversale sur la résistance à la traction

Peu d'auteurs ont réalisé une étude permettant de déduire l'impact de la sollicitation de compression sur le comportement en traction (il est nécessaire d'avoir réalisé un essai mettant en œuvre uniquement la sollicitation de traction). Nous présentons ici les résultats

de (Hempel, 2009). Ces résultats restent cependant difficiles à exploiter puisqu'ils ont été réalisés avec un chemin de chargement proportionnel ce qui rend difficile la différenciation entre une rupture en compression impactée par la sollicitation de traction ou une rupture en traction impactée par la sollicitation de compression.

La Figure 87 présente les résultats obtenus.

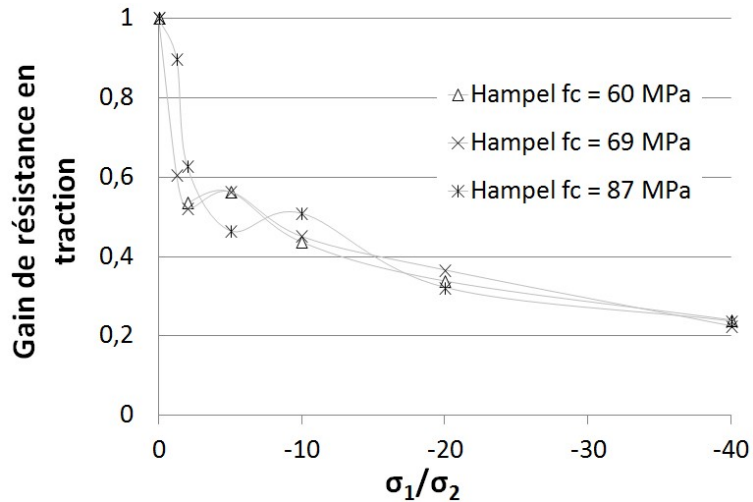


Figure 87: Gain de résistance en traction (Hempel 2009)

Au regard de la Figure 87, nous ne sommes pas en mesure de conclure sur l'impact de la présence d'une sollicitation transversale de compression sur la résistance en traction d'un béton. En effet, il nous est impossible de déterminer à partir de quel coefficient de proportionnalité la rupture intervient en compression : il faut alors raisonner en compression impactée par la traction plutôt que l'inverse.

1.4.2.4.1.2. Essais réalisés sur panneaux armés

Dans le but de modéliser le comportement des âmes de poutres, des essais de sollicitations combinées compression-traction ont été menés sur des panneaux armés.

Pour l'ensemble des essais que l'on peut trouver dans la littérature, les panneaux sont armés dans la direction de traction et l'effort de traction est appliqué via ces armatures qui sont laissées en attente. Un exemple de géométrie (celle des panneaux testés par [Fehling et al., 2011]) est présenté sur la Figure 88.

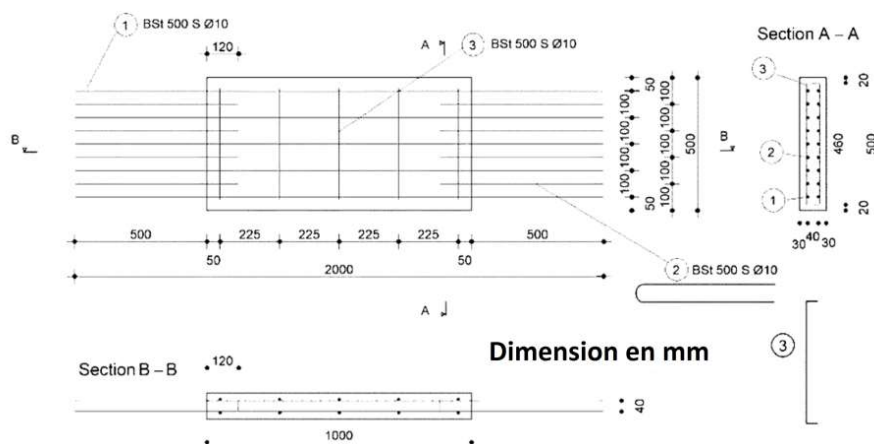


Figure 88: Géométrie des corps d'épreuve testés par (Fehling et al., 2011)

L'effort de compression est appliqué via des appuis classiques. Certains auteurs (Robinson et Demorieux, 1977) ont placé des plaques de néoprène sur l'appui inférieur afin de libérer, dans une certaine mesure, les déplacements horizontaux en partie inférieure des corps d'épreuve et d'être plus représentatif d'une âme de poutre.

Certains auteurs chargent les panneaux de façon séquentielle en appliquant d'abord la sollicitation de traction puis la sollicitation de compression afin d'éviter la présence d'un frottement (et donc d'un frottement) trop important. D'autres auteurs préfèrent utiliser une sollicitation proportionnelle entre les deux directions de sollicitation.

La Figure 89 présente les différentes modélisations de perte de résistance en compression en fonction de la déformation concomitante de traction. Seuls (Belarbi et Hsu, 1995) distinguent les chemins de chargement (séquentiel ou proportionnel). L'ensemble des essais dont il est question ici ont été réalisés sur des panneaux constitués de BO (résistance en compression inférieure à 50 MPa). Cependant, (Fehling et al., 2008) sont les seuls à prendre en compte la résistance en compression du béton dans la détermination de la perte de résistance (sur la Figure 89, un exemple est pris pour $f_c = 35$ MPa).

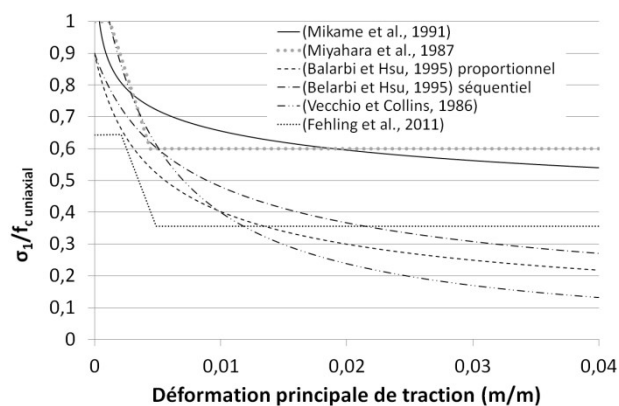


Figure 89: proposition de prise en compte de l'effet de la sollicitation transversale de traction sur la résistance en compression

Comme dans le cas des éprouvettes en béton non armé, les auteurs constatent une forte perte de résistance lorsque la déformation transversale de traction est suffisamment importante. Néanmoins, compte tenu de la présence des armatures parallèles à la direction de traction dans l'ensemble des corps d'épreuve, la perte de résistance est moins importante que dans le cas des bétons non armés (voir Figure 86). En effet, l'ensemble des auteurs s'accordent sur le fait que la perte de résistance atteint une asymptote.

Aucun des auteurs n'a étudié l'impact des caractéristiques du matériau (et notamment de la résistance en compression) sur le comportement des panneaux. Il est difficile de fournir une analyse sur cette question suite aux essais des différents auteurs : les valeurs de résistance en compression sont variables en fonction des panneaux dans les études de (Vecchio et Collins, 1986), (Miyahara et al., 1987) et (Mikame et al., 1991). Les essais de (Belarbi et Hsu, 1995) ont été menés avec un matériau ayant une résistance en compression comprise entre 55 et 60 MPa et ceux de (Fehling et al., 2008) ont une résistance d'environ 35 MPa. Ainsi, au vu de l'allure des modélisations proposées par chacun des auteurs, l'influence de la résistance en compression sur les résultats de la Figure 89 n'est pas évidente à distinguer.

1.4.2.4.2. Comportement des matériaux fibrés

1.4.2.4.2.1. Essais réalisés à l'échelle du matériau

Très peu d'essais mettent en œuvre une sollicitation combinée de compression et de traction sur des matériaux fibrés. Nous pouvons citer les travaux de (Elser et al., 1996) et de (Swanepoel, 2011).

Ces campagnes ont été réalisées sur des matériaux renforcés de fibres synthétiques ce qui ne facilite pas leur extrapolation aux BFUP. De plus, les conditions d'appuis des essais de (Swanepoel, 2011) ne semblent pas permettre de limiter suffisamment les effets de frottement pour que les résultats puissent être pris en compte de manière qualitative et quantitative. Aucun résultat n'est donc présenté dans cette section.

1.4.2.4.2.2. Essais réalisés sur panneaux armés

Deux campagnes expérimentales ont été menées sur des panneaux en BFUP armé soumis à une sollicitation concomitante de compression et de traction (Fehling et al., 2008), (Lee et al., 2016).

(Fehling et al, 2008) ont testé des plaques sous sollicitations concomitantes de traction et de compression. Leurs corps d'épreuve sont des plaques de dimensions 50 cm x 35 cm x 7 cm renforcées dans les deux sens de sollicitation par des armatures passives.

Les essais ont été menés sur plusieurs matériaux : un BO (C35/45 sans fibres), un BFM (C35/45 avec fibres), un BUHP (BFUP sans fibres) et un BFUP (avec 1% de fibres en volume).

Les résultats présentés dans (Fehling et al., 2008) concernent l'impact de la présence d'une déformation de traction transversale sur la résistance en compression (voir Figure 90).

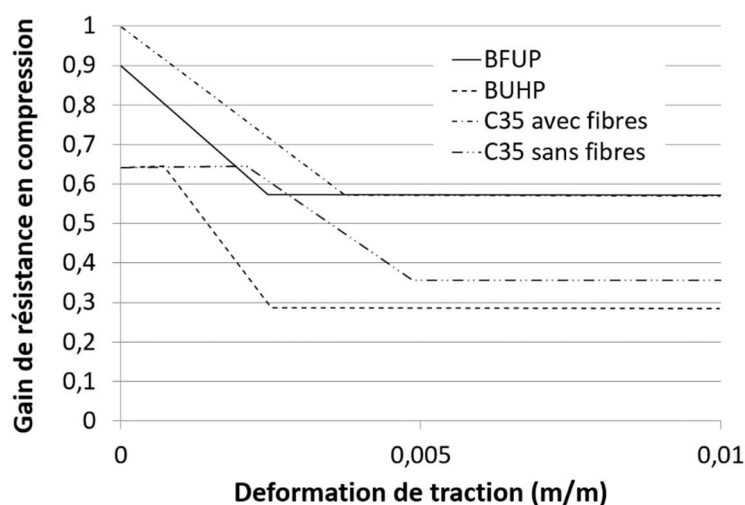


Figure 90: Evolution de la résistance en compression en fonction de la déformation transversale (Fehling et al., 2008)

La diminution de résistance en compression constatée lors des essais de compression simple (sans traction concomitante) est notamment due à la présence des armatures et des ancrages de traction qui impliquent une fissuration de retrait. Cette réduction est moins importante dans le cas des bétons fibrés car les fibres permettent de diminuer la fissuration qui apparaît sous l'effet du retrait.

Les essais menés par (Lee et al., 2016) sont complémentaires de ceux réalisés par (Fehling et al., 2008). Les auteurs ont ainsi testé des plaques de dimensions 19 cm x 24 cm x 9 cm renforcées par armatures passives et par fibres métalliques (certaines plaques sont renforcées par armatures dans les deux directions, d'autres uniquement dans la direction de traction). Deux formulations sont testées : une première avec une résistance en compression uniaxiale d'environ 150 MPa et un volume de fibres de 1,5 % (deux tailles de fibres), et une seconde avec une résistance en compression uniaxiale de 120 MPa et un volume de fibre de 1%. Le protocole de chargement est en tout point identique à ce qui a été réalisé par (Fehling et al., 2008). Les résultats obtenus par (Fehling et al., 2008) et par (Lee et al., 2016) sont présentés sur la Figure 91.

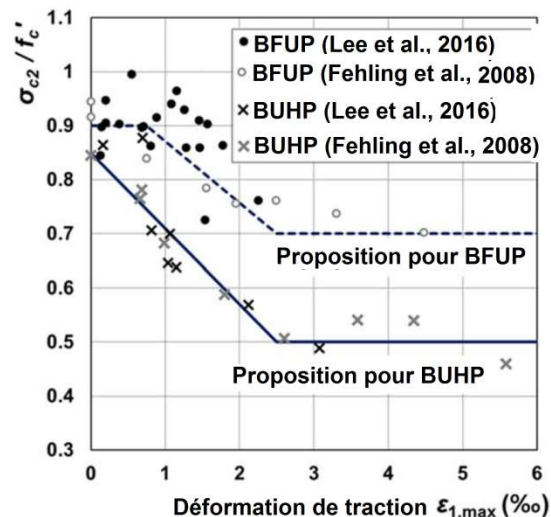


Figure 91: Impact de la présence d'une déformation de traction sur la résistance en compression (Lee et al., 2016)

(Fehling et al., 2008) proposent d'appliquer un coefficient multiplicatif dépendant de la déformation de traction transversale (exprimée en m/m) à la résistance en compression mesurée sur cylindre pour prendre en compte l'effet du caractère biaxial de la sollicitation sur la résistance en compression. Ils proposent de prendre ce coefficient égal à :

$$0,7 \leq 0,9 - 80\varepsilon_{traction}$$

(Lee et al., 2016) propose une modification de ce coefficient en le prenant égal à :

$$0,7 \leq 1 - 115\varepsilon_{traction} \leq 0,9$$

1.4.2.5. Combinaison tranchant-traction directe

Nous avons présenté les résultats des travaux s'intéressant au comportement du béton sous une sollicitation biaxiale de traction et/ou de compression. Nous allons à présent nous intéresser à des sollicitations plus proches des sollicitations rencontrées dans les jonctions.

Nous présentons à ce titre plusieurs types d'essais :

- Essais de cisaillement combiné avec de la traction pure [essais de type cisaillement modifiés issus de (Mattock, 1975) et (Kanakubo et al., 2010)].
- Essais de cisaillement combiné avec de la flexion dans le même plan [essais de type Push-Off modifiés issus de (Mattock, 1975)].
- Sollicitations d'une jonction entre deux panneaux préfabriqués par un effort de cisaillement et un effort de flexion dans deux plans perpendiculaires, (Kavrychine et Soubllet, 1976).

Les enseignements tirés de ces essais doivent permettre de compléter les informations à notre disposition pour aborder la compréhension et la modélisation des jonctions dans des structures en BFUP.

(Mattock et al, 1975) ont réalisé des essais combinant les sollicitations de cisaillement pur et de traction. Cette combinaison de chargement est similaire au cas d'une jonction cisailée et fléchie dans la zone tendue par la flexion.

La sollicitation de traction est appliquée avant le début du chargement en cisaillement et l'effort de traction reste constant tout au long de l'essai. Elle est transmise via des ancrages disposés dans le corps d'éprouve (voir Figure 92).

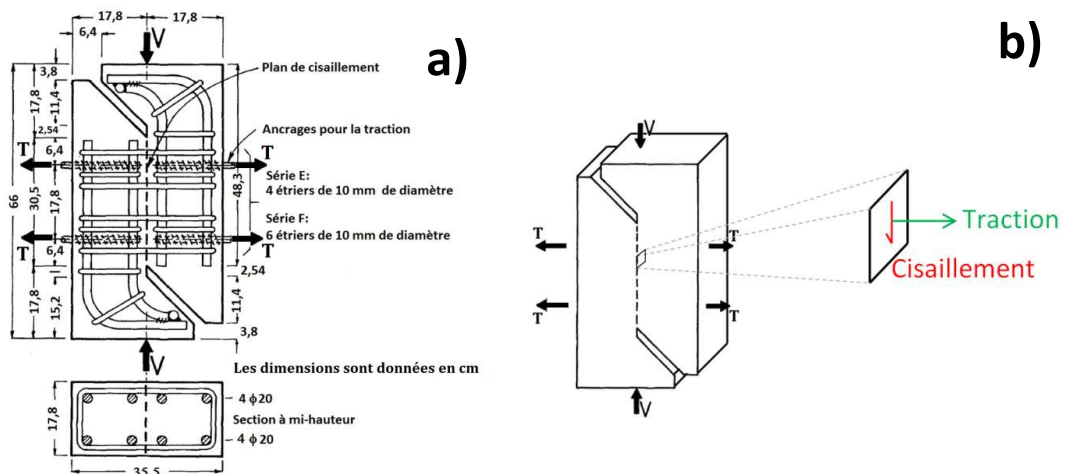


Figure 92: a) Géométrie des corps d'éprouve « Push-Off modifié », b) Etat de contraintes dans le plan de cisaillement, (Mattock et al, 1975)

Deux séries de corps d'éprouve ont été testées, ceux de la série A comportent un renforcement perpendiculaire au plan de cisaillement composé de 4 étriers de 10 mm de diamètre alors que ceux de la série B en comportent 6 de 10 mm de diamètre. La répartition de ces armatures est réalisée dans les deux cas le plus également possible dans le plan de cisaillement (voir Figure 92 a)). En plus de l'impact du taux de renforcement, l'effet de la

variation de la tension appliquée sur la surface de cisaillement a également été étudié. Les auteurs se sont aussi intéressés à l'impact d'une pré-fissuration du corps d'épreuve au droit de la surface de cisaillement de manière à simuler une reprise de bétonnage.

En s'appuyant sur une détermination de la résistance au cisaillement sous la forme d'une loi de frottement (voir section 1.4.1.2.6.2), les auteurs ont tenté de prendre en compte l'effet de l'effort normal de traction en combinant cet effet à celui du renforcement (évalué par la grandeur ρf_y). Ils ont ainsi comparé les contraintes de cisaillement ultimes en fonction de la grandeur « $\rho f_y + \sigma_{N_x}$ » (avec comme convention : traction négative, voir Figure 93). Les auteurs généralisent ce résultat au cas de la compression grâce à des essais réalisés précédemment à la campagne dont il est question ici.

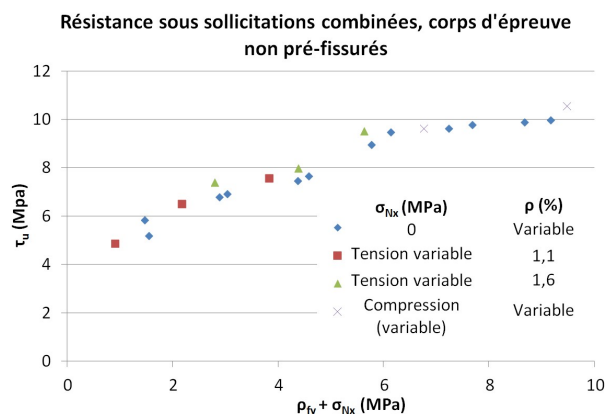


Figure 93: Contraintes de cisaillement ultime sous sollicitation combinée (Mattock et al., 1975)

Ainsi, les auteurs considèrent que la présence d'un effort normal agit comme un ajout de renforcement (cas de la compression concomitante) ou une suppression de renforcement (cas de la traction concomitante). (Mattock et al, 1975) proposent ainsi de généraliser l'ensemble des modèles de frottement disponibles dans la littérature en remplaçant la grandeur « ρf_y » par la grandeur « $\rho f_y + \sigma_{N_x}$ ».

Physiquement, l'évolution de la résistance au cisaillement dans le cas de la présence d'un effort normal peut être expliquée par la variation de l'effet d'engrènement : la présence d'un effort de traction conduit à une ouverture de fissure plus importante et donc à un engrènement plus faible alors que la présence d'un effort normal de compression conduit à une ouverture de fissure plus faible et donc à un engrènement plus important.

(Kanakubo et al., 2010) ont également réalisé des essais de cisaillement combiné avec un effort normal. Leur étude a été menée sur un béton ordinaire (résistance en compression de 30 MPa), un mortier (résistance en compression de 50,6 MPa) et un mortier renforcé de 1,5 ou 2% de fibre de fibres synthétiques (résistance en compression respective de 40,1 MPa et 42,5 MPa). Ces auteurs ont préféré un montage d'essais issu d'une modification des essais de type FIP (voir Figure 94).

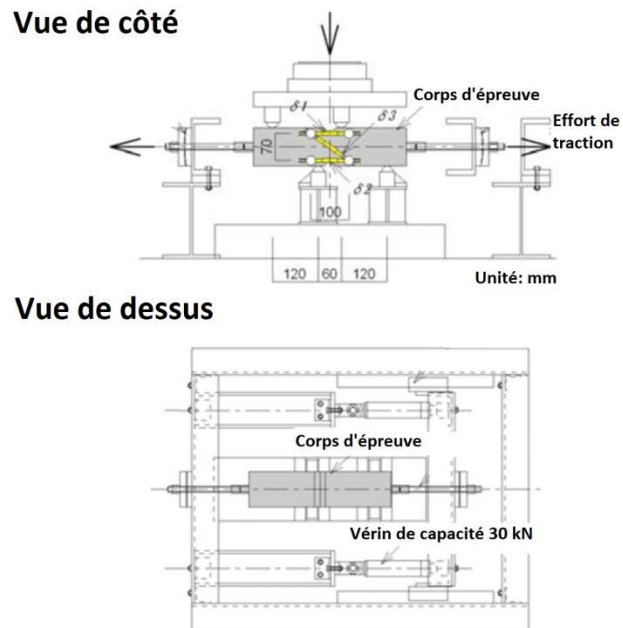


Figure 94: Montage utilisé par (Kanakubo et al., 2010)

Les profils de rupture présentent un faciès qui laisse supposer la mise en place, dans certains cas, de phénomènes structuraux qui faussent la mesure de la résistance au cisaillement qui ne correspond alors plus à une caractéristique intrinsèque du matériau (voir Figure 95, cas MT08, MT14, NC08, PVA20 et PVA15, et Figure 50).

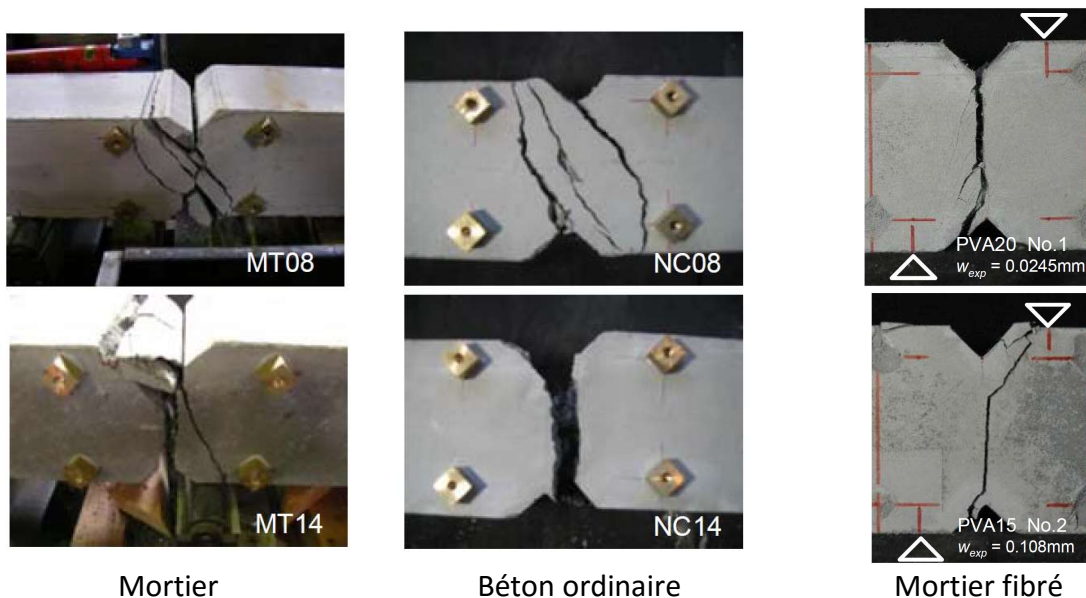


Figure 95: Exemples de profils de rupture (Kanakubo et al., 2010)

Pour les deux matériaux non fibrés, (Kanakubo et al, 2010) comparent leurs résultats aux prédictions de résistance au cisaillement de (Mattock et Hawkins, 1972) et de (Li et Maekawa, 1990) – voir Figure 96. Ces prévisions ont été réalisées pour des matériaux soumis à une sollicitation transversale de compression. (Kanakubo et al., 2010) choisissent de les adapter à

la traction en utilisant la même procédure que (Mattock et al., 1975). La comparaison des résultats expérimentaux et des prédictions est grossière mais relativement sécuritaire.

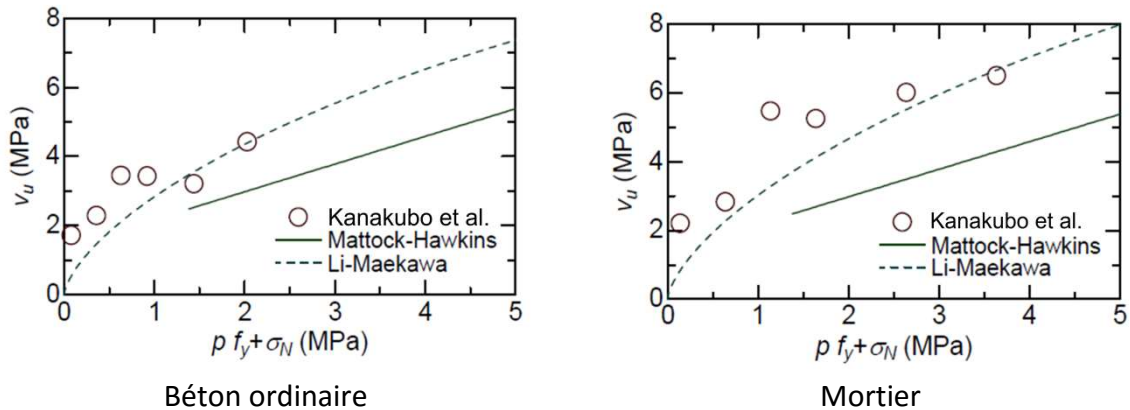


Figure 96: Comparaison des résultats de (Kanakubo et al., 2010) et des prédictions de (Mattock et Hawkins, 1972) et de (Li et Maekawa, 1990)

Pour le mortier fibré, une comparaison aux résultats disponibles dans la littérature est rendue difficile car la détermination de la grandeur « $p f_y + \sigma_{N_x}$ » est complexe. Les auteurs proposent cependant une interprétation du comportement constaté en distinguant plusieurs étapes successives (voir Figure 97):

- Etape I :
Déformations élastiques axiales sous l'effet de la sollicitation de traction
- Etape II :
Première fissuration, l'ouverture de fissure augmente alors que l'effort appliqué n'augmente que peu. Une fois l'ouverture de fissure recherchée atteinte, le chargement d'effort tranchant débute.
- Etape III :
L'effort de cisaillement augmente de manière quasi linéaire. Si la capacité de reprise des contraintes de cisaillement est trop faible, la rupture intervient (branche a).
- Etape IV :
La déformation de cisaillement augmente en gardant des efforts sollicitant de traction et de cisaillement quasiment constants. Si la capacité de reprise des contraintes de cisaillement est insuffisante, la rupture apparaît (branche b).
- Etape V :
De l'engrènement apparaît, la résistance augmente à nouveau puis la rupture intervient en compression.

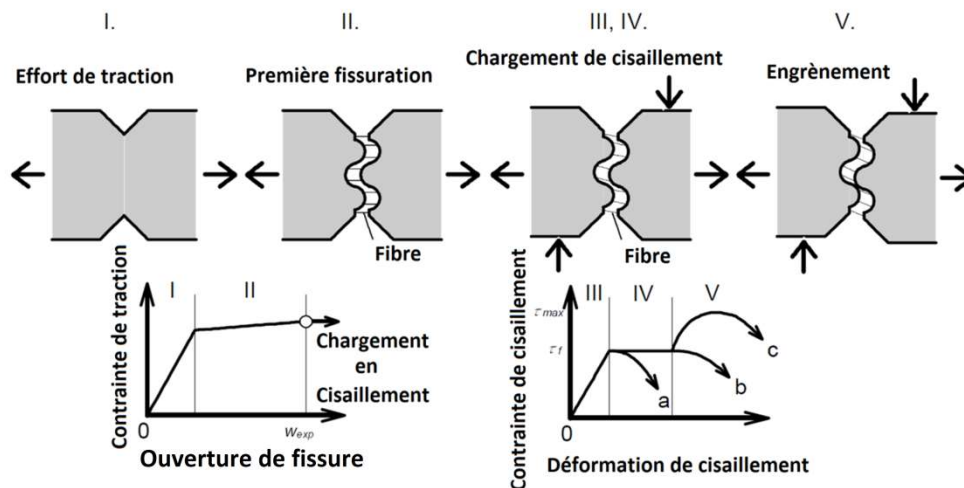


Figure 97: Processus de rupture proposé par (Kanakubo et al., 2010)

Cette interprétation peut être rapprochée des conclusions de (Mattock et al., 1975). En effet plus l'effort de traction est important, plus l'ouverture de fissure (étape 2) est importante et plus l'engrènement (étape 5) a du mal à se mettre en place.

1.4.2.6. Combinaison tranchant-flexion

La combinaison entre effort tranchant et flexion peut apparaître de deux manières : soit les efforts de cisaillement sont inhérents à la flexion considérée ($V=dM/dx$, cas uniaxial), soit il s'agit de deux sollicitations indépendantes et de directions différentes. La combinaison de sollicitation dans les jonctions est généralement due à des chargements biaxiaux et correspond donc au cas de sollicitations indépendantes. Cependant, l'étude du cas uniaxial permet d'appréhender un certain nombre de phénomènes qui apparaissent en cas de concomitance. Les essais présentés dans la suite permettent de mieux comprendre le comportement du béton dans ce dernier cas de figure.

Des essais permettant de tester la résistance d'une jonction sous chargement concomitant tranchant-flexion ont été menés (voir Figure 98) par (Mattock et al, 1975). Il s'agit d'essais de cisaillement modifiés pour apporter, en plus de la sollicitation de cisaillement, une sollicitation de flexion. Les deux sollicitations sont proportionnelles, le coefficient de proportionnalité peut changer en faisant varier la valeur de l'excentrement du point d'application de la charge (bras de levier).

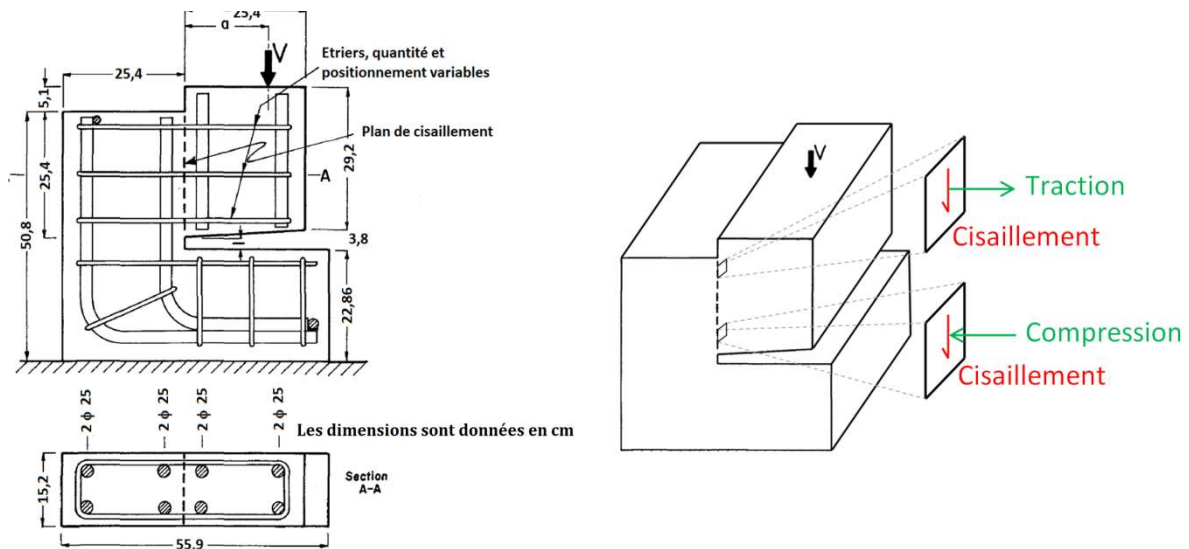


Figure 98: a) Essais de concomitance tranchant-flexion b) Etat de contrainte dans le plan de cisaillement, (Mattock et al, 1975)

Les auteurs ont étudié l'influence de plusieurs facteurs :

- la quantité d'armatures de couture perpendiculaires au plan de cisaillement : comme attendu, plus la quantité d'armatures est importante plus la résistance est importante et le glissement faible. Cette variation s'entend dans la limite de la non rupture du béton en compression
- la position des armatures (distribution uniforme dans le plan de cisaillement, distribution répartie uniquement dans la partie supérieure du plan, distribution concentrée en haut du plan de cisaillement) :
 - o Dans le cas d'une sollicitation de cisaillement pur, le regroupement des armatures dans le haut de la section a un effet négatif. Cela s'explique par le moins bon contrôle de l'ouverture de fissure (et donc de l'engrènement) dans la partie non armée de la jonction.
 - o Dans le cas de la présence d'une flexion transversale : la concentration des armatures dans le haut de la section a un effet positif. Cela s'explique par un bon contrôle de la fissuration dans la partie tendue, la partie comprimée est alors moins sujette à des ouvertures de fissure importantes qui nuisent à la mise en place de l'engrènement.
- la valeur de l'excentrement « a » du point d'application de la force et donc la valeur du moment appliqué sur le plan de cisaillement.

Ce paramètre permet de faire varier l'intensité de l'effort de flexion par rapport à la sollicitation de cisaillement. Si la sollicitation de flexion est très importante, le béton est fortement sollicité en compression pour reprendre les efforts de flexion ce qui lui laisse peu de réserve pour participer à la reprise des efforts de cisaillement.

Les auteurs ont montré que l'interaction entre l'effort tranchant et l'effort de flexion est relativement faible. Ainsi, il est possible de considérer qu'une jonction peut reprendre à la fois les efforts de flexion et les efforts de cisaillement déterminés indépendamment.

En effet, les résultats expérimentaux montrent que la rupture peut intervenir en flexion ou en tranchant mais qu'elle apparaît, dans chacun des deux cas à un niveau d'effort supérieur à la résistance théorique déterminée à partir de l'ACI 318-71 (ACI, 1971) [en considérant l'hypothèse d'un béton fissuré et aucun coefficient de sécurité]. Ces prévisions sont réalisées pour le cas d'une sollicitation unique. Cependant, leur enveloppe inférieure semble pouvoir retranscrire la réponse des corps d'épreuve sous sollicitations combinées d'effort tranchant et de flexion (voir Figure 99). Ainsi, il semble que la rupture intervienne en flexion ou en tranchant mais que dans chacun des cas, c'est la sollicitation menant à la rupture qui pilote le comportement du corps d'épreuve.

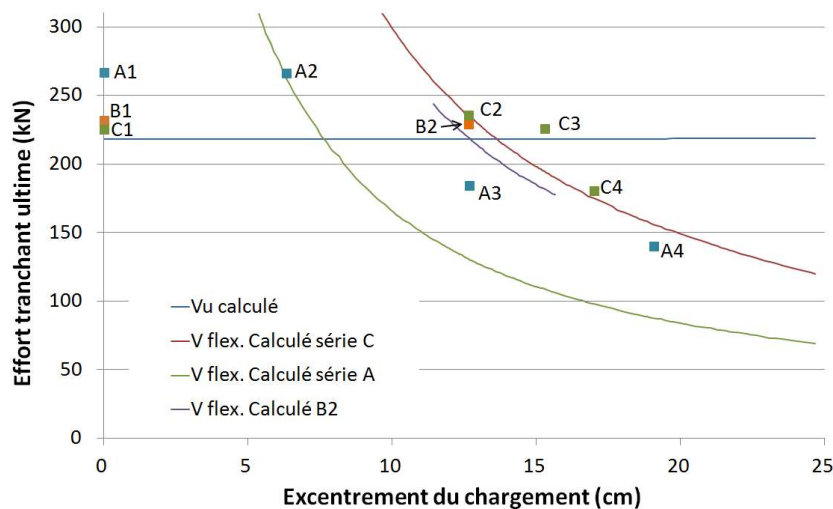


Figure 99: Comparaison des résultats expérimentaux aux codes de calcul (Mattock et al., 1975)

Le choix de la disposition des armatures semble donc devoir être un compromis en fonction des efforts appliqués sur la section : si les efforts de flexion sont faibles, l'effet bénéfique de la répartition des armatures sur l'effort résistant de cisaillement peut être non négligeable mais dans le cas de fortes sollicitations de flexion, c'est cette dernière qui domine (compte tenu du faible bras de levier des efforts internes) et la concentration des armatures aura alors un effet bénéfique sur le glissement et sur l'effort ultime appliqué.

La campagne expérimentale menée par (Mattock et al., 1975) permet d'étudier le comportement d'une jonction sous une sollicitation de flexion qui impose une présence d'effort tranchant. Le sujet que nous étudions se veut plus large et concerne notamment les combinaisons de sollicitations issues de deux chargements indépendants. (Kavrychine et Soubllet, 1976) ont réalisé des essais qui mettent en œuvre une sollicitation de cisaillement dans le plan et une sollicitation de flexion hors du plan. Ces essais ont été réalisés dans le cadre de l'étude du comportement des jonctions entre deux panneaux préfabriqués. Ainsi, les corps d'épreuve sont constitués de deux panneaux préfabriqués assemblés par un joint qui permet le recouvrement entre les armatures en attentes sur chacun des deux éléments préfabriqués (voir Figure 100). Le recouvrement est constitué de 8 HA14 en fibre inférieure et

de 8 HA 8 en fibre supérieure. Le joint est coulé en place, les surfaces de chacun des panneaux sont lisses et ont été huilées avant la mise en œuvre du béton.

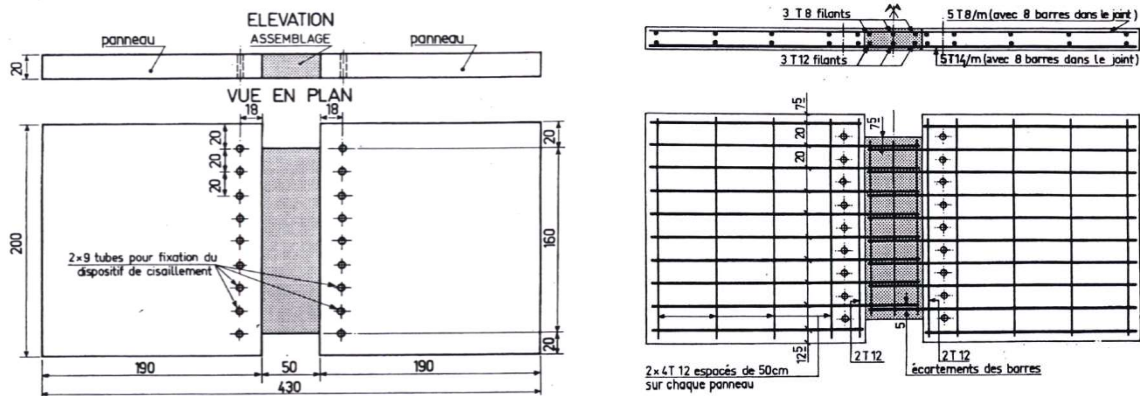


Figure 100: Géométrie des corps d'épreuve testés par (Kavrychine et Soubret, 1976) – dimensions en cm

L'essai est constitué par une sollicitation de flexion quatre points appliquée de manière « classique » et d'un effort de cisaillement transmis à l'aide de traverses boulonnées de part et d'autre de la jonction (voir Figure 101).

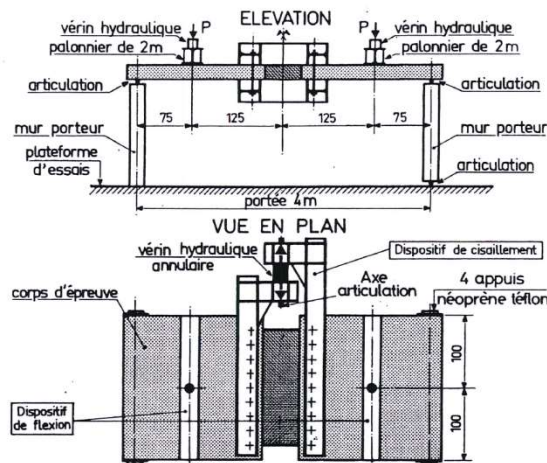


Figure 101: Montage de l'essai - (Kavrychine et Soubret, 1976)

Ces essais ont permis d'obtenir des ruptures en flexion, en cisaillement ou sous la concomitance des deux modes. Dans le cas de rupture en cisaillement, celle-ci intervient par glissement au droit de la surface de reprise.

Les auteurs proposent deux relations permettant d'estimer les résistances en cisaillement et en flexion :

- pour la flexion :

$$M_u = A\sigma_{au}(d - 0,4c_u)$$

Avec :

σ_{au} la contrainte présente dans les armatures passives,
 d la hauteur utile des armatures travaillant en traction,

$c_u = \frac{A\sigma_{au}}{0,8bf_{cj}}$ la hauteur comprimée

A la section totale des armatures travaillant en traction.

Dans le cas où l'on ne considère pas une simple loi élasto-plastique parfaite pour les armatures, les auteurs ont constaté que les armatures travaillent à une contrainte plus proche de la résistance ultime que de la limite élastique. Ils proposent donc de considérer, pour ces armatures : $\sigma_{au} = f_e + 0,8(f_r - f_e)$ (avec f_e la limite d'élasticité des armatures en traction et f_r leur résistance à la traction).

- Pour le cisaillement (utilisation d'un modèle de frottement avec cohésion nulle) :

$$\tau_{Ru} = \rho \sigma_{au} \tan(\varphi)$$

Avec :

ρ le taux de renforcement de la section,

σ_{au} la contrainte de travail des armatures passives.

$\tan(\varphi)$ le coefficient de frottement pris inférieur ou égal à 0,6 dans les conditions de l'essai, valeur en accord avec ce qui est proposé dans l'Eurocode 2.

Les auteurs précisent que cette relation reste valable dans les cas où le renforcement par armatures passives n'est pas suffisant pour conduire à un endommagement du béton en compression.

En accord avec ce qui a été constaté lors de la campagne expérimentale, il est considéré que :

- $\sigma_{au} = f_e + 0,8(f_r - f_e)$ pour les armatures soumises à un effort de traction dû à la flexion
- $\sigma_{au} = f_e$ pour les armatures soumises à un effort de compression dû à la flexion

On obtient ainsi l'estimation de l'effort résistant :

$$V_u = B \tau_{Ru} = (A_{inf} \sigma_{au} + A_{sup} f_e) \tan(\varphi)$$

Avec :

B l'aire du plan de cisaillement

A_{inf} la surface des armatures du lit inférieur

A_{sup} la surface des armatures du lit supérieur

Les expérimentations ont montré que les formules proposées sous-estiment fortement la résistance au cisaillement.

Afin de prendre en compte l'effet de la présence de la sollicitation de flexion, (Kavyrchine et Soubllet, 1976) proposent de considérer le gain de frottement induit par la présence de l'effort de compression induit par la sollicitation de flexion. L'estimation de la résistance au cisaillement devient alors :

$$V_u = (N_b + A_{inf} \sigma_{au} + A_{sup} f_e) \tan(\varphi)$$

Avec :

N_b l'effort normal de compression présent dans la section.

Les estimations obtenues avec cette formule semblent être beaucoup plus proches des constatations expérimentales. Ainsi, l'effort de compression induit par la présence de la sollicitation de flexion permet d'améliorer le frottement et donc la résistance en compression.

1.4.2.7. Conclusion

Cette partie consacrée à l'étude des comportements des bétons, bétons de fibres et BFUP sous sollicitation multiaxiale nous permet de tirer un certain nombre de conclusions utiles au traitement de notre problème :

- Combinaison de sollicitations élémentaires :
 - Dans le cas d'une sollicitation présentant une ou deux directions en traction : la traction principale pilote le comportement du corps d'épreuve. Il est alors possible, en première approche, de considérer que le comportement n'est pas influencé par le caractère biaxial de la sollicitation et qu'il est donc possible d'approcher le comportement dans la direction tendue par le comportement obtenu à partir d'essais uniaxiaux.
 - Dans le cas d'une sollicitation de bicompression, aucune donnée n'est disponible pour les BFUP. Cependant, les auteurs s'accordent pour dire qu'il est cohérent de considérer un gain de résistance de 20 à 30% dans le cas d'un matériau non fibré et de 50 à 60 % dans le cas d'un matériau fibré. Nous pourrions en première approche supposer dans la suite que l'on peut extrapoler ce résultat aux BFUP.
 - Dans le cas d'une sollicitation concomitante de traction et de compression, le comportement de la direction comprimée peut être approché par les résultats de (Fehling et al., 2008) ou de (Lee et al., 2016) qui prévoient une réduction sensible de la résistance en compression des BFUP lorsqu'une déformation transversale de traction est présente. Les auteurs proposent d'appliquer un coefficient dépendant de la déformation transversale de traction à la résistance en compression sur cylindre :
(Fehling et al., 2008) considèrent que ce coefficient peut être pris égal à $0,7 \leq 0,9 - 80\varepsilon_{traction}$, (Lee et al., 2016) proposent la relation $0,7 \leq 1 - 115\varepsilon_{traction} \leq 0,9$. Dans les deux cas, la déformation de traction est exprimée en m/m.
- Combinaison de sollicitations complexes, cisaillement-flexion :
 - La présence de l'effort de traction est néfaste à l'efficacité du mécanisme d'engrènement (ouverture de fissure importante) et donc à la résistance au cisaillement.
 - La présence de l'effort de compression permet d'augmenter la résistance au cisaillement grâce à l'augmentation de l'engrènement. Cette conclusion est vérifiable notamment lorsque l'effort de compression n'est pas trop important vis-à-vis de la résistance à la compression. En effet, si la flexion sollicite fortement le béton en compression, celui-ci aura peu de réserve pour ne pas rompre par écrasement lors de la reprise de l'effort de cisaillement. Il s'agit de l'une des différences majeure entre les essais de (Mattock et al., 1975) et de (Kavrychine et Soublet, 1976).
 - La disposition des armatures a une importance non négligeable : la mise en place d'une majorité des armatures dans la partie tendue permet de contrôler l'ouverture de fissure et donc de favoriser l'engrènement. De plus une telle disposition permet également de déplacer l'axe neutre vers la fibre la plus tendue et ainsi d'augmenter la surface de section comprimée ce qui est également favorable au développement d'un engrènement important.

- Il est probable que les mêmes phénomènes physiques interviennent dans le cas des BFM et des BFUP que dans celui des matériaux non fibrés et que les résultats soient donc extrapolables à ces matériaux, mais les vérifications expérimentales sont rares.

1.4.3. Conclusion

Le comportement en cisaillement pur du BFUP, susceptible de constituer une information clé pour le calcul des jonctions n'a pratiquement pas été étudié expérimentalement.

Le comportement sous sollicitation multiaxiale du BFUP n'est documenté que dans des situations de traction/compression avec une réduction de résistance. Ces résultats expérimentaux incitent à une extrapolation prudente pour les jonctions où cet état de contrainte se retrouve mais à une échelle différente et dans des conditions potentiellement différentes d'orientation des fibres et de ferrailage.

Les formules de justification des reprises, associées à un mécanisme de cisaillement glissement, sont issues d'une analyse du fonctionnement du béton éventuellement armé et fibré et les phénomènes physiques paraissent extrapolables aux BFUP. Pour autant, la caractérisation de l'engrènement (angle de frottement interne ou « rugosité ») nécessite une calibration quantitative pour vérifier la possibilité d'une application cohérente des dispositions 6.2.4. et 6.2.5. de NF P18-710 (AFNOR, 2016b).

1.5. Conclusion

Les présents travaux de thèse s'attachent à mieux appréhender le comportement des jonctions monolithiques en BFUP afin de mieux exploiter les caractéristiques mécaniques des BFUP et de s'assurer de la fiabilité associée aux règles fournies par les recommandations AFGC (AFGC, 2013) et la norme française NF P18-710 (AFNOR, 2016a).

Nous n'avons trouvé aucune donnée directement associée au comportement des jonctions monolithiques en BFUP dans la littérature. Les campagnes expérimentales réalisées sur béton ordinaire nous ont permis de mettre en évidence que les membrures des poutres en T testées ont présenté :

- Une fissuration diagonale secondaire qui ne conduit pas à une rupture selon un schéma de treillis.
- Une fissuration longitudinale au droit de l'âme qui s'accompagne d'un glissement relatif entre l'âme et la table et d'un écrasement local du béton. C'est, le plus souvent, cette fissuration qui mène à la ruine de la jonction.

L'évaluation de la résistance sous sollicitation de cisaillement pur des jonctions dans l'ensemble des codes de calculs est basée sur une méthode bielles-tirants associée au développement d'un treillis dans la table. La prise en compte de la concomitance avec la flexion transversale est réalisée par des règles forfaitaires de cumul des armatures nécessaires à la reprise des efforts de cisaillement longitudinal et de celles nécessaires à la reprise des efforts de flexion. Dans le cas des BFUP, la norme (AFNOR, 2016b), recommande de considérer que les matériaux (BFUP et armatures passives) qui travaillent en traction pour reprendre les efforts de flexion transversale ne sont pas en mesure de travailler simultanément pour reprendre les efforts de cisaillement longitudinaux.

La méthode de justification des jonctions de NF P 18-710, tout en étant légitimement extrapolée des règles du béton armé, n'a pas été confrontée à des résultats expérimentaux validant le bien fondé d'un mécanisme de treillis (d'ailleurs pas toujours mis en évidence même en béton armé). Dans le cas probable où la rupture des jonctions a lieu en cisaillement-glissement, le raccordement avec une justification basée sur un frottement de Coulomb modifié mérite d'être examiné. Compte tenu du manque de données disponibles dans la littérature pour développer directement une modélisation du comportement des jonctions en BFUP, la MCFT (modèle analytique du comportement des poutres sous sollicitation de flexion-cisaillement) doit pouvoir constituer une base à développer pour modéliser les poutres en T et les sollicitations qui s'exercent dans leurs jonctions.

Compte tenu du caractère complexe de la sollicitation présente dans les jonctions considérées, le développement de leur modélisation nécessite également de mieux appréhender le comportement du BFUP sous sollicitation multiaxiale. L'étude réalisée dans ce chapitre nous a permis de conclure qu'il est cohérent :

- Lors de l'étude d'une direction comprimée :
 - o d'augmenter la résistance et le module d'Young lorsque la direction transversale est comprimée.
 - o de réduire la résistance et le module d'Young lorsque la direction transversale est tendue.

- De négliger la présence des sollicitations transversales lors de l'étude d'une direction tendue.

Dans le cadre d'une rupture en cisaillement-glisement de la jonction, c'est le comportement sous sollicitation de cisaillement pur qui dirige le mécanisme de ruine. L'étude du comportement des différents types de matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement pur a permis de mettre en évidence les mécanismes physiques qui interviennent dans la résistance sous ce type de sollicitation (engrènement, effet des armatures, ...) mais n'a pas permis de proposer des données quantitatives pour le cas des BFUP.

La suite des travaux de thèse s'attache à mieux appréhender et prévoir le comportement des jonctions monolithiques en BFUP. Compte tenu de l'absence, dans la littérature, de modèles adaptés au fonctionnement des jonctions en BFUP, le chapitre 2 de ce manuscrit de thèse présente une proposition de modélisation avancée de celles-ci.

Cette modélisation est, à l'heure actuelle, adaptée pour les structures présentant un comportement multimicrofissurant et s'appuie sur une analyse fine capable de décrire le passage du fonctionnement linéaire au fonctionnement multimicrofissuré.

L'absence de données bibliographiques sur le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur nous a empêchés d'étendre le domaine de définition du modèle aux BFUP présentant un comportement multi-macrofissurant. Cette absence est également handicapante dans la recherche d'une modélisation de type analyse limite dans le cas d'une rupture de la jonction en cisaillement glissement. Le chapitre 3 du manuscrit de thèse présente les résultats d'une campagne expérimentale visant à caractériser, à l'échelle du matériau, le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement. Cette campagne expérimentale constitue la première étape de l'établissement d'une base de données suffisante pour établir des lois de comportement en fonction des caractéristiques du matériau. Quelques éléments permettant de déterminer la limite élastique et la résistance au cisaillement des BFUP en fonction de leurs caractéristiques (formulation et/ou comportement en traction) sont d'ores et déjà proposés dans le chapitre 3.

De plus, la campagne expérimentale présentée dans le chapitre 4 (essais sur poutre en T à l'échelle de la structure avec rupture attendue en cisaillement-glisement dans la jonction) permet de fournir des résultats réalistes (en termes d'échelle et de sollicitation) du fonctionnement des jonctions. Cette campagne expérimentale a notamment permis de mettre en évidence le(s) mode(s) de ruine éventuels et de les quantifier. Enfin, les résultats à l'échelle de la structure seront confrontés à une analyse effectivement adaptée aux mécanismes identifiés (treillis, glissement...) et au matériau caractérisé.

Chapitre 2 : Modélisation analytique du comportement des jonctions monolithiques en BFUP

Sommaire

2.1.	Introduction.....	157
2.2.	Sollicitations et géométries considérées.....	159
2.3.	Modélisation analytique en trois dimensions.....	161
2.3.1.	Présentation générale du modèle.....	161
2.3.1.1.	Principe du calcul et éléments de sortie du modèle.....	161
2.3.1.1.1.	Eléments de sortie du modèle.....	161
2.3.1.1.2.	Principe de calcul.....	161
2.3.1.2.	Hypothèses principales et données d'entrées du modèle.....	162
2.3.1.2.1.	Hypothèses de mise en œuvre du calcul.....	162
2.3.1.2.1.1.	Hypothèses de la RDM valables y compris dans la jonction.....	162
2.3.1.2.1.2.	Concomitance des efforts de flexion longitudinale et de flexion transversale.....	162
2.3.1.2.1.3.	Discrétisation de la poutre.....	163
-	Calcul de flexion longitudinale.....	163
-	Calcul de flexion transversale.....	163
-	Détermination de l'état de déformation de la table.....	164
-	Détermination de la déformée de la poutre.....	164
-	Principe général de discrétisation.....	165
2.3.1.1.1.	Hypothèses sur le comportement mécanique des matériaux.....	166
2.3.1.1.1.1.	Effet Poisson.....	166
2.3.1.1.1.2.	Loi de comportement biaxiale/domaine de définition du modèle.....	166
	Loi de comportement du BFUP.....	166
➤	Prise en compte de l'orientation des fibres.....	168
➤	Lois de comportement du BFUP en compression.....	169
➤	Lois de comportement du BFUP en traction.....	171
➤	Domaine de définition du modèle.....	172
	Loi de comportement des armatures.....	172
2.3.2.	Détermination de l'état de contraintes.....	173
2.3.2.1.	Principe du calcul en flexion longitudinale.....	173
2.3.2.2.	Principe du calcul en flexion transversale.....	174

2.3.2.3.	Mise en œuvre du calcul.....	175
2.3.2.3.1.	Mise en œuvre du calcul de flexion longitudinale	175
2.3.2.3.2.	Mise en œuvre du calcul de flexion transversale.....	180
2.3.2.3.3.	Détermination du tenseur global des contraintes	181
2.3.3.	Détermination de l'état de déformations.....	183
2.3.4.	Détermination de la déformée	184
2.4.	Simplification du modèle : raisonnement en 2 dimensions dans la table	187
2.4.1.	Principe de calcul simplifié.....	187
2.4.2.	Impact de la suppression du caractère 3D.....	188
2.5.	Elargissement du domaine de définition du modèle (BFUP adoucissant ou localisation de l'endommagement)	189
2.5.1.	Principe de fonctionnement du modèle	189
2.5.1.1.	Hypothèses principales	189
2.5.1.1.1.	Lois de comportement du BFUP.....	189
	Loi de comportement en compression	189
	Loi de comportement en traction	190
	Loi de comportement sous sollicitation de cisaillement.....	190
2.5.1.1.2.	Etat de sollicitation des armatures verticales dans l'âme.....	190
2.5.1.1.3.	Adhérence armature/BFUP.....	190
2.5.1.1.4.	Reprise des efforts multiaxiaux par les fibres	191
2.5.1.2.	Calcul en flexion longitudinale.....	191
2.5.1.2.1.	Equations d'équilibre :	191
2.5.1.2.2.	Conditions géométriques	192
	Détermination de l'ouverture de fissure en tranchant vertical	192
	Détermination de l'ouverture de fissure en flexion.....	193
2.5.1.2.3.	Compatibilité des déformations.....	193
2.5.1.2.4.	Mise en œuvre du calcul de flexion longitudinale	193
2.5.1.3.	Calcul en flexion transversale	194
2.5.2.	Difficultés rencontrées	195
2.6.	Conclusion	197

2.1. Introduction

Nous avons étudié, dans le chapitre 1, les données disponibles dans la littérature qui permettent de mieux appréhender le comportement des jonctions monolithiques en béton sollicitées de manière concomitante ou non en cisaillement longitudinal et en flexion transversale. Celles-ci se sont révélées peu nombreuses et ne permettent pas de conclure de manière suffisamment précise pour alimenter et/ou valider une modélisation analytique du comportement des jonctions monolithiques en BFUP.

Compte tenu de l'absence de point de départ pré-existant ou de données expérimentales suffisamment précises pour modéliser directement le comportement des jonctions en BFUP, la modélisation a été débutée en réduisant la complexité du problème puis en l'améliorant pour l'adapter aux phénomènes qui interviennent dans les jonctions. Ainsi, une géométrie générique a été choisie : la modélisation s'intéresse à l'étude de la jonction âme-table des poutres en T.

Le choix d'une modélisation analytique a été fait en appui à une approche ingénieur, pour sa simplicité d'emploi importante et son temps de calcul faible. Elle permet également de contrôler clairement les hypothèses admises. Ainsi, l'approche analytique apparaît, dans le cas étudié, comme utilement complémentaire à la modélisation numérique.

Les modèles présentés dans ce chapitre (le modèle principal et ses adaptations) ont été implémentés dans Visual Basic, l'interface étant assurée par un tableur Excel.

Nous présentons, dans un premier temps, la géométrie des structures qui feront l'objet de la modélisation ainsi que les caractéristiques des sollicitations s'y exerçant. Nous détaillons ensuite le fonctionnement du modèle (modélisation analytique en 3 dimensions) qui reprend notamment les principes de la MCFT en les adaptant au comportement des BFUP. Enfin, nous proposons une simplification du modèle (raisonnement en 2 dimensions dans la table) et une réflexion sur l'élargissement du domaine de définition du modèle. Pour chacune des variantes, nous préciserons les hypothèses adoptées ainsi que les limites d'utilisation du modèle.

2.2. Sollicitations et géométries considérées

L'objectif de la modélisation proposée est de calculer le fonctionnement des jonctions monolithiques en BFUP. La géométrie des structures présentant ce type de jonction peut être très variable dans les structures réelles. Cependant, dans un repère local, à proximité de la jonction, le fonctionnement de la liaison de deux éléments peut se ramener à une situation générique même si la géométrie globale du problème est différente.

Le développement du modèle analytique a nécessité de choisir une géométrie de section et un mode de sollicitation type permettant d'induire, dans une jonction, un tenseur de contrainte comportant, à la fois, une sollicitation de cisaillement longitudinal et une sollicitation de flexion transversale.

Compte tenu du problème posé, du choix de la MCFT comme point de départ de la modélisation et de la nécessité de réaliser une campagne expérimentale permettant de valider les résultats du modèle (voir chapitre 4), le choix de la géométrie de référence s'est porté sur une poutre en T soumise à des sollicitations concomitantes (mais indépendantes) de flexion longitudinale (en rouge sur la Figure 102) et transversale (en vert sur la Figure 102). L'étude porte sur le fonctionnement de la jonction « âme-table » et sera ainsi représentative de la liaison entre deux voiles pas ou peu courbés ou entre un voile et un raidisseur.

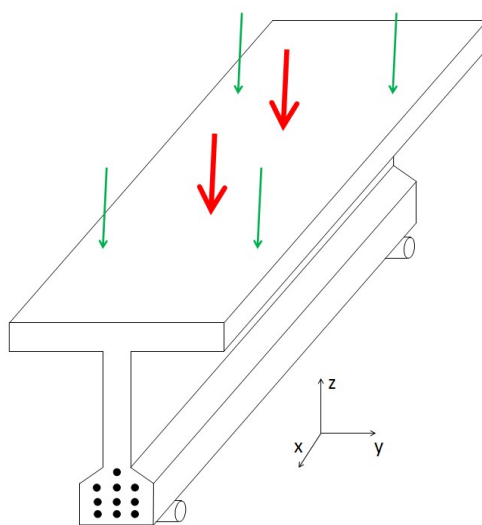


Figure 102: Géométrie et type de sollicitation pris en charge par le modèle analytique

Les directions du repère seront toujours prises comme suit (voir Figure 102) :

- x selon l'axe longitudinal de la poutre,
- x perpendiculairement à l'âme de la poutre,
- z vertical vers le haut.

Afin d'assurer une adaptabilité suffisante du modèle, son implémentation permet de prendre en compte l'éventuelle présence d'un effort de précontrainte dans la poutre (ou d'un effort normal dans la structure). La position et l'intensité des efforts longitudinaux et transversaux peuvent varier indépendamment. Cependant, les charges transversales sont toujours positionnées de manière symétrique par rapport aux axes x et y et ont toutes la même

intensité (le modèle ne prend pas en charge une éventuelle présence de flexion dans l'âme due à une dissymétrie des sollicitations appliquées sur la table de la poutre).
On se place donc, avec l'hypothèse de Saint-Venant, dans une situation où les efforts appliqués se réduisent à l'effet d'un torseur M_x , M_y , N_x et V_x .

2.3. Modélisation analytique en trois dimensions

2.3.1. Présentation générale du modèle

2.3.1.1. Principe du calcul et éléments de sortie du modèle

2.3.1.1.1. Eléments de sortie du modèle

L'objectif du modèle est de déterminer l'état de contraintes et de déformations dans l'ensemble de la poutre, et en particulier à la jonction âme-hourdis.

La déformée de la poutre est déduite par intégration du champ de déformations dans l'ensemble de la poutre.

2.3.1.1.2. Principe de calcul

La Figure 103 présente l'algorithme de calcul adopté. Le calcul est réalisé en trois étapes :

- Dans un premier temps, le modèle permet d'estimer l'état de contrainte qui règne dans la poutre (étapes 1, 1' et 2). Ce calcul est réalisé en plusieurs étapes :
 - o Un calcul en flexion longitudinale (adaptation de la MCFT) permet de quantifier les effets de la sollicitation de flexion longitudinale (étape 1),
 - o Un calcul de flexion transversale détermine les composantes du tenseur des contraintes issues de la sollicitation de flexion transversale (étape 1'),
 - o Les composantes du tenseur des contraintes issues des deux calculs sont superposées (étape 2), pour obtenir l'état de contrainte dans la poutre (et notamment dans la jonction)
- Une fois l'état de contrainte connu, l'état de déformation est déterminé (étapes 3, 4, 4' et 5).
- Enfin, par intégration de l'état de déformation, la déformée de la poutre est estimée (étapes 6, 6' et 7).

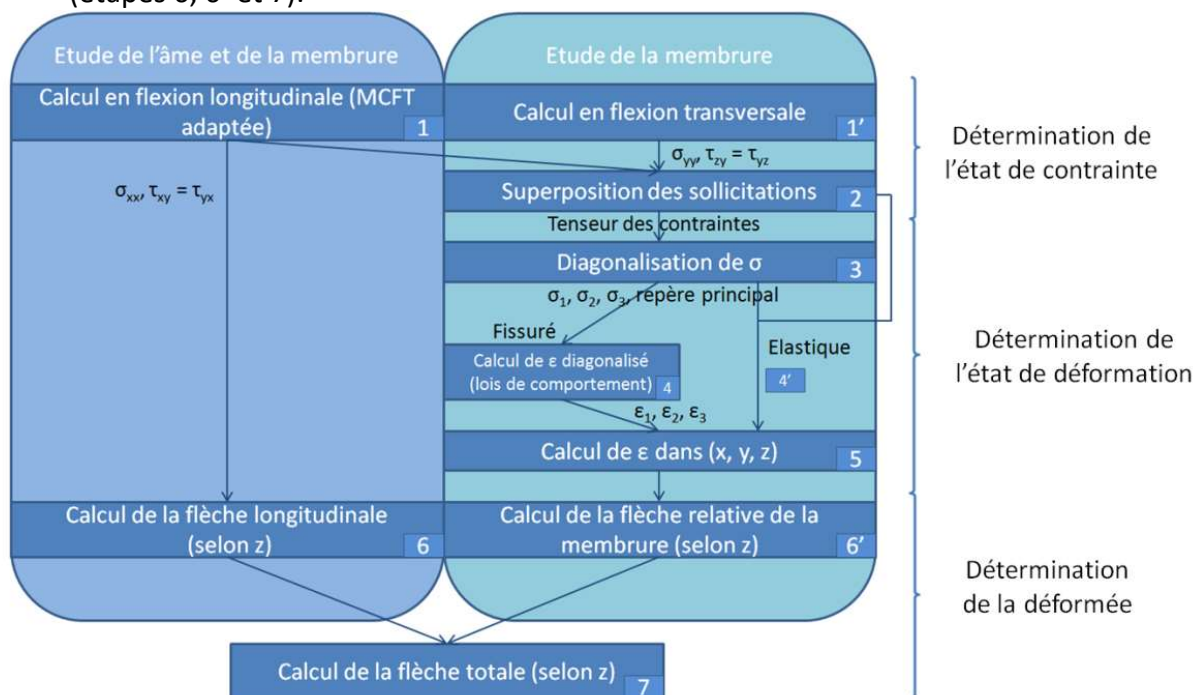


Figure 103: Principe de calcul du modèle analytique

Le fonctionnement de chacune des étapes de la Figure 103 est détaillé dans les sections 2.3.2, 2.3.3 et 2.3.4.

2.3.1.2. Hypothèses principales et données d'entrées du modèle

Lors du développement du modèle, le manque de données bibliographiques et la recherche d'un compromis entre temps de calcul et précision des résultats nous a conduits à réaliser un certain nombre d'hypothèses. Nous présentons dans la suite les hypothèses qui ont été réalisées sur le comportement des matériaux (lois de comportement...) et sur les phénomènes mécaniques (superposition des contraintes, application de la RDM...).

2.3.1.2.1. Hypothèses de mise en œuvre du calcul

2.3.1.2.1.1. Hypothèses de la RDM valables y compris dans la jonction

Le modèle présenté ici fait l'hypothèse que les grands principes de la RDM s'appliquent dans l'ensemble de la structure considérée. Cela suppose que les efforts sont régularisés et que l'on se situe suffisamment loin de leur point d'application.

Nous supposons également que le principe de superposition des contraintes s'applique y compris après la première fissuration.

2.3.1.2.1.2. Concomitance des efforts de flexion longitudinale et de flexion transversale

Le modèle tel qu'il est implémenté permet de prendre en compte, au niveau de la table, la concomitance d'une flexion longitudinale et d'une flexion transversale. Néanmoins, il ne prend pas en compte la flexion longitudinale impliquée par la sollicitation appliquée aux extrémités des membrures (chargement dit de flexion transversale). Dans le cas des structures en BFUP, la faible épaisseur des voiles implique une résistance à la flexion transversale faible ce qui nous conduit à considérer que la flexion longitudinale impliquée par la sollicitation appliquée aux extrémités de la membrure est négligeable devant la sollicitation de flexion longitudinale.

De la même façon, la flexion transversale induite par la présence de la flexion longitudinale (sollicitation d'ordre deux mises en évidence dans le bulletin FIB 52 (CEB-FIB, 2010a)- voir section 1.3.1.2.1.3) est négligée.

Ensuite, le modèle fournit les états de contraintes et de déformations pour différentes sections longitudinales de la poutre. Pour l'ensemble des sections calculées, on considère que l'effort transversal est appliqué à la même abscisse que la section. Cette hypothèse n'est pas représentative de la réalité mais son caractère sécuritaire la rend acceptable.

2.3.1.2.1.3. Discrétisation de la poutre

- Calcul de flexion longitudinale

La résolution du modèle analytique (étape 1 de la Figure 103) revient à réaliser un calcul de section.

Le problème n'étant pas explicite, la détermination de l'état de contrainte induit par la sollicitation de flexion longitudinale nécessite de réaliser un calcul itératif et donc de déterminer un critère de convergence. Le critère de convergence adopté pour le calcul en tranchant vertical est un critère local (la contrainte de cisaillement vertical est fortement dépendante de la largeur de la poutre à la hauteur considérée). Ainsi, l'implémentation du calcul de flexion longitudinale a nécessité de discrétiser la géométrie de la poutre dans la hauteur : le calcul considère des « tranches » dans la hauteur de la poutre (voir Figure 104). L'ordre de grandeur du nombre de points considéré dans la hauteur de la poutre a été déterminé par (Baby, 2012) et se situe autour des 200 points.

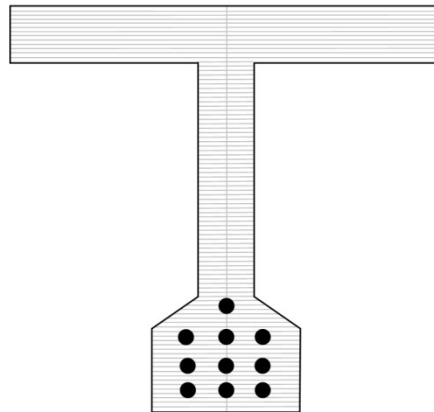


Figure 104: Discrétisation de la section de la poutre pour le calcul de flexion longitudinale

- Calcul de flexion transversale

La détermination de l'état de contraintes dû à la présence d'un moment de flexion transversale est également réalisée grâce à un calcul de section.

Pour prendre en compte les phénomènes de distribution des efforts, le calcul considère que la largeur participant à la reprise des efforts de flexion transversale varie en fonction de son éloignement avec le point d'application de la charge.

L'implémentation du modèle a donc conduit à une discrétisation de la table dans la direction transversale (voir Figure 105). Les résultats présentés dans la suite sont obtenus en réalisant le calcul sur dix sections transversales.

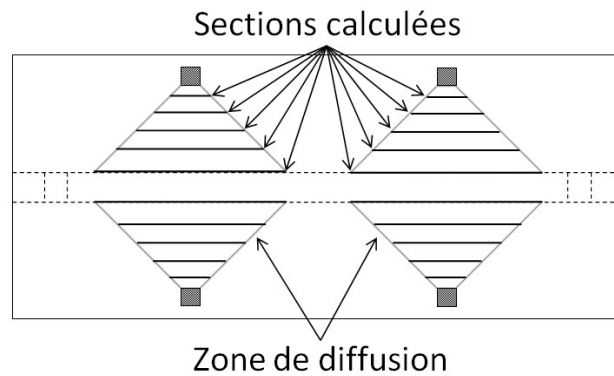


Figure 105: Discrétisation réalisée pour effectuer le calcul de flexion transversale (vue de la poutre de dessus)

- Détermination de l'état de déformation de la table

La détermination de l'état de déformations à partir de l'état de contraintes est réalisée via une diagonalisation de l'état de déformation. Pour réaliser cette étape, il est obligatoire de sélectionner un certain nombre de points pour lesquels le calcul est réalisé. Ce choix est fait via la discrétisation de la table de la poutre. La discrétisation transversale peut être choisie différente de celle adoptée pour le calcul de flexion transversale mais a été, dans les faits, prise identique (voir Figure 106). L'ordre de grandeur du nombre de noeuds du maillage pris pour obtenir les résultats présentés au chapitre 4 est de 10 x 10 (dans les directions y et z).

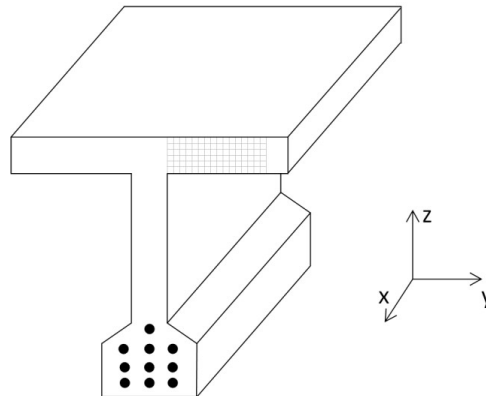


Figure 106: Exemple de maillage dans la table

- Détermination de la déformée de la poutre

Le modèle proposé consiste en des calculs de sections. Afin de déterminer la flèche, il est nécessaire d'intégrer l'état de déformations sur l'ensemble de la poutre. Pour ce faire, le calcul doit être réalisé sur plusieurs sections (dans le sens longitudinal de la poutre) afin d'obtenir des états de contraintes et de déformations représentatifs des différentes sollicitations qui s'appliquent tout au long de la poutre. Les résultats présentés dans le chapitre 4 ont été obtenus en réalisant le calcul sur 10 sections.

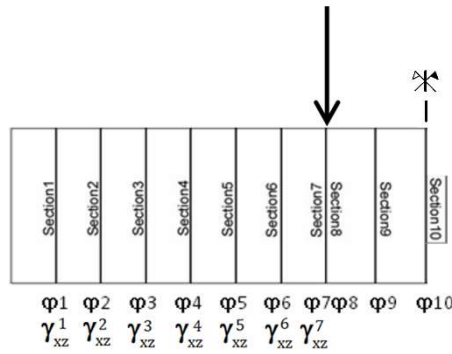


Figure 107: Discrétisation longitudinale de la poutre (détermination de la déformée)

Dans le cadre de la détermination de la déformée de la poutre, la flèche transversale est également déterminée. Une discrétisation est également nécessaire cependant une telle démarche a déjà été réalisée pour déterminer l'état de déformation dans la table. Ainsi, même si l'implémentation permet de modifier les sections qui seront utilisées pour déterminer la déformée par rapport à celles utilisées pour déterminer l'état de déformations, dans les faits, les mêmes sections ont été utilisées.

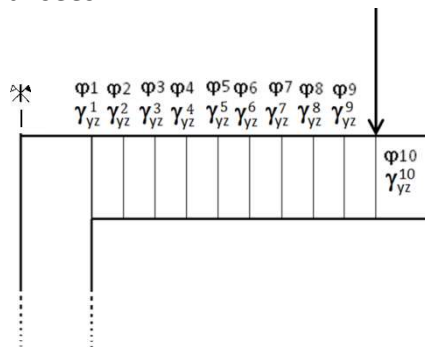


Figure 108: Discrétisation transversale de la poutre (détermination de la déformée)

- Principe général de discrétisation

La Figure 109 présente schématiquement un exemple de maillage mis en place lors du calcul d'une poutre en T sous sollicitation concomitante de flexion longitudinale et transversale.

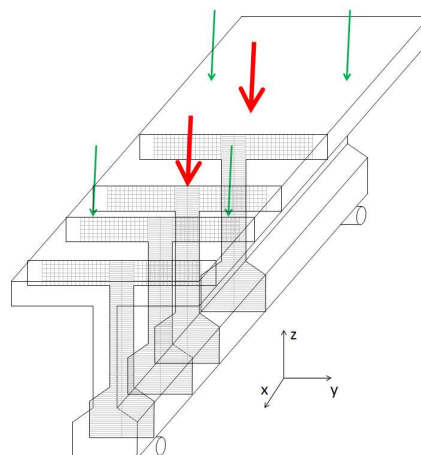


Figure 109: Exemple de maillage de poutre pris en charge par le modèle

2.3.1.1.1. Hypothèses sur le comportement mécanique des matériaux

2.3.1.1.1.1. Effet Poisson

Le comportement naturel des matériaux (cimentaires, dans le cas présent) conduit à la présence d'une déformation transversale lorsqu'une sollicitation axiale est appliquée. Cette déformation est quantifiée, dans le domaine élastique, grâce au coefficient de Poisson ν qui relie la déformation axiale à la déformation transversale :

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Avec :

- ε_t la déformation transversale induite par la sollicitation longitudinale,
- ε_l la déformation dans la direction parallèle à la sollicitation.

Dans la zone de comportement élastique de la poutre, la détermination de l'état de déformations à partir de l'état de contraintes est réalisée grâce à la loi de Hooke. L'effet Poisson est donc pris en compte. Dans le cas d'un comportement non élastique, des lois de comportement multiaxiales sont utilisées (voir section 2.3.1.1.1.2). Elles ne permettent pas de quantifier les éventuelles déformations dues à une sollicitation transversale et cela revient, dans le modèle, à négliger l'effet Poisson après la première fissuration du matériau. Cette hypothèse est très courante dans le cas des BO puisque le béton fissuré ne reprend quasiment plus aucun effort. Dans le cas des BFUP, après la première fissuration, le béton continue à reprendre des efforts relativement importants. Il est alors possible que cette hypothèse conduise à une erreur notable dans le calcul.

Aucune donnée n'est disponible dans la littérature au sujet de l'évolution du coefficient de Poisson des BFUP après la première fissuration. Dans le cadre des présents travaux de thèse, une campagne expérimentale permettant d'étudier l'évolution du coefficient de Poisson a été conçue. Compte tenu de difficultés techniques et organisationnelles, elle n'a pas pu être menée à son terme dans le cadre de cette thèse.

En première approximation, le coefficient de Poisson a donc été considéré comme nul une fois le BFUP fissuré.

2.3.1.1.1.2. Loi de comportement biaxiale/domaine de définition du modèle

Nous présentons dans cette partie les lois de comportement utilisées pour chacun des matériaux de la poutre (BFUP et armatures) ainsi que la restriction du domaine de définition que cela implique pour le modèle.

Loi de comportement du BFUP

Afin de maintenir un temps de calcul limité, une implémentation accessible et une compréhension aisée du modèle, nous considérons une loi de comportement biaxiale pour approcher le comportement du BFUP. Pour l'ensemble de ce chapitre, un repère local est

défini par les trois directions de l'espace notées i, j et k : la direction que l'on considère est notée i, les deux directions transversales j et k.

La loi de comportement utilisée est présentée sur la Figure 110. Elle permet de prendre en compte les phénomènes biaxiaux (impact de la sollicitation dans les directions transversale sur le comportement de la direction considérée) grâce au coefficient « fact » et ceux dus à l'orientation des fibres grâce aux coefficients K_ϵ et K_σ . Ces coefficients sont définis respectivement en fonction de l'état de sollicitation transversale (pour « fact »), de l'impact de l'orientation locale des fibres sur la capacité du matériau à présenter une plus ou moins grande déformation en traction (pour K_ϵ) et de l'impact de l'orientation locale des fibres sur la résistance du matériau en traction (pour K_σ). Le mode de détermination de chacun de ces paramètres est détaillé dans la suite.

Il convient de noter que la loi « contrainte-déformation » prise en compte est une loi écrouissante.

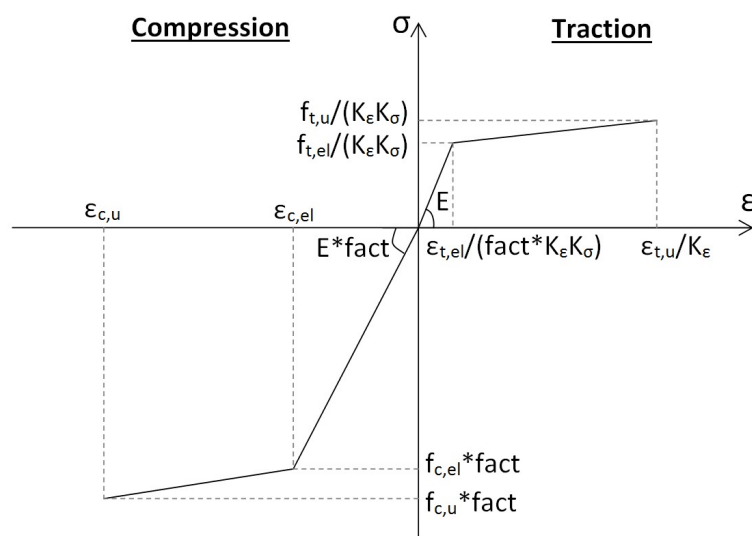


Figure 110: Loi de comportement du BFUP dans la direction i

La loi présentée à la Figure 110 tient compte des contraintes transversales en supposant un fonctionnement biaxial. Cependant, le problème mécanique étudié ici peut être plus complexe, il est donc nécessaire de prendre en compte des phénomènes en trois dimensions. Pour ce faire, une contrainte de sollicitation transversale équivalente est estimée à partir d'une somme quadratique des sollicitations présentes dans les deux directions transversales :

$$\sigma_{eq} = \text{sgn}[\text{sgn}(\sigma_j) \cdot \sigma_j^2 + \text{sgn}(\sigma_k) \cdot \sigma_k^2] \cdot \sqrt{|\text{sgn}(\sigma_j) \cdot \sigma_j^2 + \text{sgn}(\sigma_k) \cdot \sigma_k^2|}$$

Avec :

$\text{sgn}(\dots)$ la fonction signe,

i, j, k les trois directions principales (la formule est donnée pour une étude du comportement dans la direction i).

Le signe de σ_{eq} permet de déterminer si la sollicitation transversale est une sollicitation de traction ou de compression.

Dans le cas d'une sollicitation transversale de compression, σ_{eq} est injecté dans la loi de comportement comme sollicitation transversale.

Dans le cas où la contrainte équivalente est une contrainte de traction, le coefficient « fact » est déterminé à partir d'une déformation transversale et non d'une contrainte transversale, on définit alors une déformation équivalente ε_{eq} . Dans le cas où une des deux sollicitations transversales est une compression et la seconde une traction, on ne prend en compte que la grandeur correspondant à la sollicitation de traction :

$$\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{tendu}$$

Dans le cas où les deux directions transversales sont tendues, on considère la somme quadratique des déformations des deux directions transversales :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\varepsilon_j^2 + \varepsilon_k^2}$$

➤ Prise en compte de l'orientation des fibres

La loi de comportement prend en compte la variation des caractéristiques mécaniques du BFUP induite par l'orientation préférentielle des fibres qui peut apparaître lors des phases de fabrication. Cette prise en compte passe par la définition des deux paramètres K_ε et K_σ . Ces deux paramètres sont obtenus à partir d'essais en flexion 4 points sur prismes sciés dans différentes directions dans un élément témoin [méthode similaire à celle de la norme française (AFNOR, 2016a)] :

$$K_\sigma(\theta_0) = \frac{\text{moyenne}(M_u(\theta_0))}{\max_\theta[M_u(\theta)]}$$

$$K_\varepsilon(\theta_0) = \frac{\text{moyenne}(\varepsilon_u(\theta_0))}{\max_\theta[\text{moyenne}(\varepsilon_u(\theta))]}$$

Le paramètre $K_\sigma(\theta)$ affecte la résistance en traction du BFUP en fonction de l'orientation des fibres alors que le paramètre $K_\varepsilon(\theta)$ permet de faire évoluer la capacité de déformation en traction du matériau. La fiabilité de cette méthode de détermination de la prise en compte de l'orientation des fibres dans le matériau a été confirmée par (Simon et al., 2013).

Dans les deux paragraphes suivants, nous nous intéressons à la détermination du coefficient « fact » en fonction des différentes combinaisons de sollicitations rencontrées. L'évaluation de ce paramètre est basée sur les résultats bibliographiques présentés au chapitre 1.

➤ Lois de comportement du BFUP en compression

On se place ici dans le cas où la direction que l'on considère (notée i) est comprimée. Deux cas se présentent alors :

- La sollicitation transversale (σ_{eq}) est une sollicitation de traction

Dans le cas où la direction que l'on considère est sollicitée en compression et que la sollicitation concomitante est une sollicitation de traction, on utilise les résultats exposés par (Fehling et al., 2008) [voir section 1.4.2.4.2.2]. Ainsi, on affecte comme valeur au coefficient « fact » présenté sur la Figure 110 la valeur de la perte de résistance constatée lors des campagnes expérimentales (voir Figure 111).

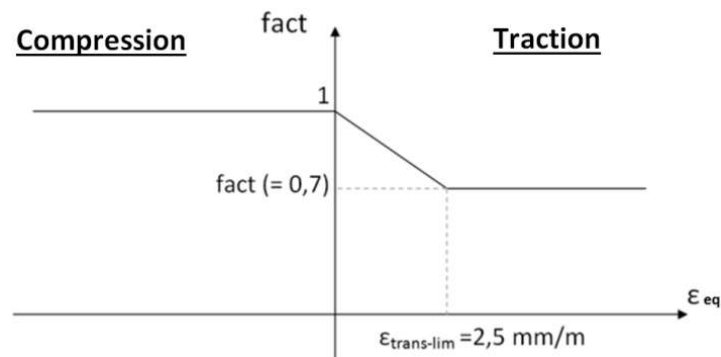


Figure 111: Relation permettant de déterminer la valeur du coefficient "fact" en fonction de la déformation transversale

Ainsi, lorsque la direction que l'on considère est sollicitée en compression et que la direction transversale est tendue, on diminue la valeur du module, des résistances élastiques et ultimes grâce à un facteur multiplicatif prenant une valeur comprise entre 1 et 0,7. Cette expression est préférée à celle de (Lee et al., 2016) car elle ne présente pas de discontinuité et que la différence quantitative est faible.

La valeur limite de $\epsilon_{trans-lim}$ est prise égale à 2,5 mm/m comme recommandé par (Fehling et al., 2008) et (Lee et al., 2016). Les matériaux testés par ces auteurs contiennent un volume de fibres inférieur ou égal à celui des matériaux que nous considérons, ce choix est donc sécuritaire.

- La sollicitation transversale (σ_{eq}) est une sollicitation de compression

Dans ce cas, aucune donnée quantitative n'est disponible dans la littérature pour le cas des BFUP (voir section 1.4.2.2). Cependant, l'étude des différents types de matériaux réalisée dans le chapitre 1 (section 1.4.2.2) a permis de déterminer une relation permettant de déterminer σ_i en fonction de ϵ_i et de σ_{eq} .

Pour les BO, (Kupfer et al., 1969) et (Nelissen, 1972) s'accordent sur le fait que la présence d'une sollicitation transversale de compression implique une augmentation de la résistance. Pour ce type de béton, le gain dépend du coefficient de proportionnalité entre les deux directions de sollicitation. En effet, le gain est égal à 1 pour une sollicitation uniaxiale puis croît

jusqu'à atteindre un maximum pour un certain coefficient de proportionnalité avant de décroître à nouveau. Pour les BO, (Kupfer et al., 1969) considèrent que la résistance en compression uniaxiale du matériau n'a pas d'impact sur la valeur du gain. En ce qui concerne les BHP, l'allure de la courbe reliant le gain au coefficient de proportionnalité des sollicitations est similaire à celle constatée pour les BO. Pour ce type de matériau, (Hussein, 1998) considère que la valeur du coefficient de proportionnalité pour laquelle le gain est maximal est fixe et égale à 0,5 alors que d'après (Hampel et al., 2009) cette valeur dépend de la résistance en traction uniaxiale du matériau considéré.

Pour ces deux types de matériaux (BO et BHP) le gain maximal atteint est proche de 1,2 à 1,3. L'étude de matériaux fibrés a mis en évidence un comportement relativement différent : les résultats de (Torrenti et Djebbri, 1995) sur BFM et de (Sirijaroonchai, et al., 2010) sur BFHP semblent montrer que la relation reliant le gain au coefficient de proportionnalité des contraintes entre les deux directions de sollicitation ne présente pas de phase décroissante. Ainsi, pour une sollicitation uniaxiale, le gain vaut 1 puis croît jusqu'à atteindre une valeur asymptotique. Le gain maximal constaté par (Torrenti et Djebbri, 1995) sur BFM et par (Sirijaroonchai et al, 2010) sur BFHP est d'environ 1,6. De plus, les résultats présentés par (Torrenti et Djebbri, 1995) permettent de constater que le gain est quasiment constant pour un coefficient de proportionnalité entre l'intensité des sollicitations transversales et axiale supérieur à 1/3. Aucune donnée n'est disponible quant à la valeur du gain pour un coefficient de proportionnalité compris entre 0 et 1/3.

Pour la modélisation analytique, on choisit de reprendre ces résultats à notre compte et de les appliquer aux BFUP. Ainsi, la valeur du coefficient « fact » évoqué sur la Figure 112 sera prise égale à la valeur du gain correspondant au coefficient de proportionnalité qui règne dans le matériau. Compte tenu du chemin de chargement proportionnel mis en œuvre lors des expérimentations, il est complexe de parvenir à identifier le cas réel correspondant à chacun des coefficients considérés. Afin d'affecter une valeur de gain, on considère le rapport Q :

$$Q = \frac{\min(\sigma_i, \sigma_{eq})}{\max(\sigma_i, \sigma_{eq})}$$

Ce rapport est considéré comme égal au coefficient de proportionnalité mis en œuvre lors des différentes campagnes expérimentales. Ainsi, la valeur du paramètre « fact » est obtenue grâce à la relation présentée sur la Figure 112 :

$$fact = 1 + 1,8Q \leq 1,6$$

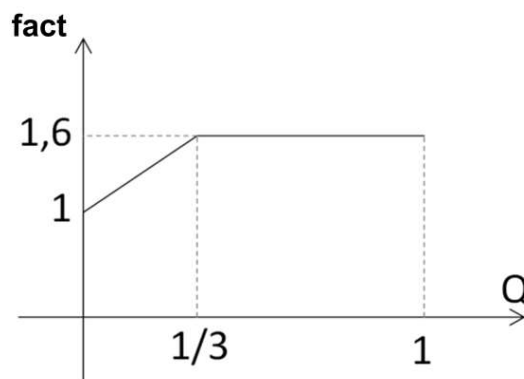


Figure 112: Détermination de la valeur du coefficient "fact" en fonction du rapport Q

➤ Lois de comportement du BFUP en traction

On se place à présent dans le cas où la direction que l'on considère (toujours notée i) est tendue. Comme pour le cas où la direction considérée est comprimée, deux cas sont possibles :

- La sollicitation transversale (σ_{eq}) est une sollicitation de compression

D'un point de vue physique, pour un matériau contenant des fibres métalliques, la résistance constatée en traction augmente grâce à l'amélioration de l'ancrage des fibres impliquée par le confinement induit par la sollicitation transversale de compression. Cette tendance est vérifiée tant que la sollicitation de compression est suffisamment faible. En effet, si la sollicitation de compression est importante, la rupture intervient en compression et la sollicitation de traction intervient alors comme modifiant le comportement en diminuant la résistance du matériau.

Ce phénomène a notamment été constaté par (Swanepoel, 2011). Cependant, aucune donnée quantitative n'est disponible. Ainsi, la loi de comportement que l'on considère ne prend pas en compte le caractère biaxial de la sollicitation lorsque la direction considérée est sollicitée en traction et que la sollicitation transversale équivalente est une sollicitation de compression. Cette hypothèse place les résultats du modèle du côté de la sécurité puisqu'ils conduisent à sous estimer la résistance en traction du BFUP.

- La sollicitation transversale (σ_{eq}) est une sollicitation de traction

De la même façon que pour le cas précédent, il semble que lorsque le BFUP est sollicité en traction biaxiale, la résistance et la raideur de celui-ci est augmentée. (Swanepoel, 2011) a constaté ce phénomène sur un mortier fibré à hautes performances. Cependant, une nouvelle fois, il est impossible de déduire des données quantitatives de cette étude. De plus, la campagne expérimentale menée par (Astudillo de la Vega, 2002) ne présente aucune comparaison avec des sollicitations uniaxiales ce qui empêche d'utiliser ces résultats.

Nous sommes donc contraints, en première approximation, d'ignorer l'impact du caractère multiaxial des sollicitations lorsque la sollicitation dans la direction considérée et la sollicitation transversale sont des sollicitations de traction.

Ainsi, faute de données bibliographiques quantitatives, le modèle ne prendra pas en compte le caractère biaxial de la sollicitation lorsque la direction considérée est sollicitée en traction. Cette démarche, si elle ne reflète pas totalement le fonctionnement du matériau ne semble pas impliquer une erreur trop importante puisque l'impact de la sollicitation transversale dans le cas d'une sollicitation de traction semble limité. De plus, cette simplification correspond aux conclusions de (Torrenti, 1987) qui considère que la traction principale peut être considérée comme prépondérante pour le comportement du matériau.

➤ Domaine de définition du modèle

Les lois de comportement du BFUP qui viennent d'être présentées peuvent s'interpréter comme des lois relatives à un comportement élastoplastique. Elles ne sont donc valables que pour des situations où le comportement de la poutre est multimicrofissurant. Une fois que l'endommagement se localise au niveau d'une fissure critique, le modèle présenté ici ne s'applique plus (il faudrait raisonner en ouverture de fissure).

La prise en compte d'un comportement adoucissant du BFUP en traction avec la localisation de l'endommagement au niveau d'une ou de quelques fissures après la perte de linéarité nécessiterait d'utiliser une loi de comportement reliant l'ouverture de fissure à la contrainte de cisaillement (et une modification de l'algorithme de calcul). Aucune donnée actuellement disponible dans la littérature ne permet d'exhiber une telle loi. Les essais présentés dans le chapitre 3 pourront contribuer à l'élaboration de ce type de loi mais ne seront pas suffisamment nombreux pour s'assurer de la représentativité de celle-ci. Nous avons donc choisi, dans un premier temps, de nous limiter à la modélisation des poutres présentant un comportement multimicrofissurant et de limiter le domaine de définition du modèle au moment où l'endommagement localise structurellement. Toutefois, dans la partie 2.5, une réflexion sur l'adaptation du modèle au cas des BFUP adoucissants en traction est proposée dans un objectif d'extension du domaine de validité du modèle.

Compte tenu de la limitation du domaine de définition du modèle, la déformation ultime de la loi de comportement doit être prise égale à la déformation à laquelle la localisation de l'endommagement débute.

Loi de comportement des armatures

Dans le cadre de ces travaux, une loi de comportement élastique parfaitement plastique est considérée pour les armatures de précontrainte et pour les armatures passives. Il convient de noter que dans le cas des poutres précontraintes, la contrainte longitudinale dans les torons dépend de la déformation longitudinale ε_x mais également des déformations de la poutre non chargée et uniquement soumise à la précontrainte ($\varepsilon_{p, vide}$) et de la déformation du béton au niveau de l'acier sans chargement ($\varepsilon_{c, vide}$). La loi de comportement pour les armatures est présentée sur la Figure 113.

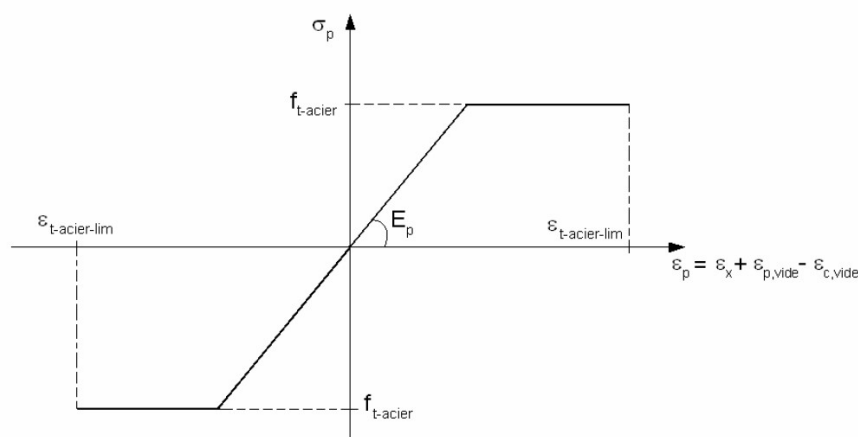


Figure 113: Loi de comportement des armatures

2.3.2. Détermination de l'état de contraintes

Afin de déterminer l'état de contraintes, deux calculs sont réalisés :

- Un premier calcul en flexion longitudinale (étape 1 de la Figure 103)
- Un second calcul en flexion transversale (étape 1' de la Figure 103).

Le principe de superposition est ensuite appliqué pour sommer les deux états de contraintes et ainsi obtenir l'état de contraintes sous la combinaison des sollicitations.

Dans la suite, chacun des deux calculs est présenté en détails.

2.3.2.1. Principe du calcul en flexion longitudinale

Pour ce calcul, le modèle s'inspire de l'adaptation de la MCFT aux BFUP écrouissants réalisée par (Baby, 2012), (Baby et al., 2013). Il s'agit de réaliser un calcul de section sur plusieurs sections de la poutre (sollicitation variable en fonction de l'abscisse – voir Figure 107).

Le raisonnement est basé sur une approche en « contrainte-déformation », le raisonnement n'est donc cohérent que lorsque l'endommagement est diffus avec une déformation maximale dans la structure inférieure à la capacité de déformation du matériau BFUP. Cette hypothèse est tout à fait acceptable dans le cadre de l'étude d'un BFUP écrouissant (à l'échelle de la structure) si l'on restreint la zone de modélisation à la phase de multimicrofissuration. L'adaptation de la MCFT est réalisée en ne conservant que les relations établies à l'échelle moyenne (voir section 1.3.2.1.2.2). L'approche en « contrainte-déformation » limite le nombre d'inconnues et permet de ne plus prendre en compte un certain nombre de mécanismes physiques locaux tout en conservant un problème soluble. On considère donc les relations suivantes :

- Equations d'équilibre :
 - relation fournie par le cercle de Mohr :

$$\sigma_1 + \sigma_2 = A1 + A2 = \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \quad (1')$$

$$\text{Avec : } \tau = \frac{V}{b(y) \times y_{plast}}$$

y_{plast} le bras de levier des effort interne (la méthode de détermination de cette grandeur est détaillée à la section 2.3.2.3.1)

Il s'agit de la relation (1) de la MCFT (voir section 1.3.2.1.2).

- équilibre des étriers :

Cette relation est issue du principe de l'équilibre du treillis, elle n'est pas utilisée sous cette forme dans le cadre de la MCFT classique mais elle est utilisée pour obtenir l'équation (2) (voir section 1.3.2.1.2).

$$A_{st} \times \sigma_{sw} = (\sigma_2 \times \sin^2 \theta - \sigma_1 \times \cos^2 \theta) \times b_w \times s \quad (2')$$

A partir de ces deux équations, on obtient :

$$V = \frac{A_{st} \sigma_{sw}}{s} \cdot jd \cdot \cot \theta + \sigma_1 \cdot b_w \cdot jd \cdot \cot \theta$$

Ainsi, la résistance de la poutre à l'effort tranchant est apportée à la fois par la présence des armatures transversales (premier terme de l'équation) et par la participation du BFUP (second terme de l'équation).

- Conditions géométriques

Le système d'équations est complété par les relations issues des conditions géométriques, le nombre de relations mises en jeu est également réduit ici. En effet, il n'est plus cohérent de considérer celles qui se réfèrent à la disposition et à l'ouverture des fissures. Il reste donc à prendre en compte la compatibilité des déformations.

- compatibilité des déformations obtenue grâce au cercle de Mohr :

La prise en compte d'une seule relation déduite du cercle de Mohr est suffisante pour la suite de la résolution. Il est cependant nécessaire qu'elle fasse entrer en jeu les déformations selon l'axe x et l'axe y , on conserve donc uniquement la relation (14) de la MCFT (voir section 1.3.2.1.2).

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} \quad (3')$$

- compatibilité des déformations obtenue grâce au premier invariant du tenseur des déformations :

Il s'agit de la relation (5) de la MCFT classique (voir section 1.3.2.1.2).

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (4')$$

Les équations présentées ci-dessus ne suffisent pas pour résoudre le problème posé. Mais les lois de comportement de la section 2.3.1.1.1.2 permettent d'obtenir suffisamment de relations pour rendre le problème soluble.

Finalement, le problème consiste à déterminer les dix inconnues suivantes : ε_x , σ_1 , σ_2 , σ_{sw} , ε_1 , ε_2 , ε_y , θ , τ , γ_{plast} .

2.3.2.2. Principe du calcul en flexion transversale

Le calcul de flexion transversale est effectué pour une section d'abscisse x située au droit du point d'application de la charge (ou au centre de la zone d'application de la charge linéique [voir Figure 114 b) et c]). Cette hypothèse est posée pour pouvoir prendre en compte les effets de la diffusion de l'effort de façon simple et ne semble pas créer d'incohérence dans le raisonnement. En effet, les valeurs des contraintes et des flèches obtenues pour un couple (y , z) fixé dans cette section sont les valeurs maximales attendues quelle que soit l'abscisse considérée. Cette hypothèse va donc dans le sens de la sécurité.

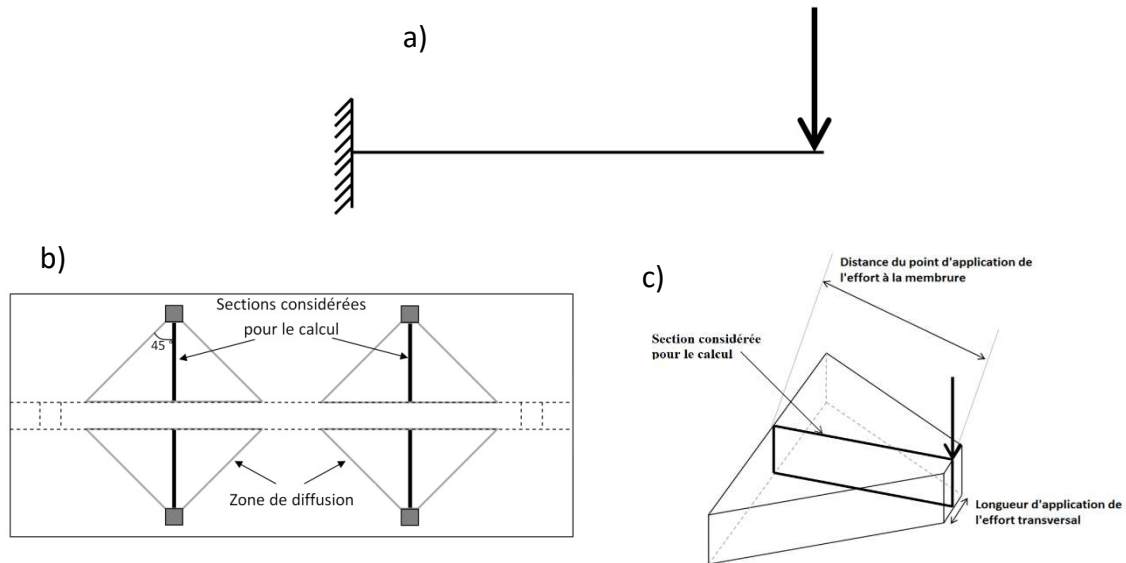


Figure 114: Calcul en flexion transversale : a) Modélisation RDM utilisée, b) Diffusion des efforts, c) Géométrie de la poutre considérée dans les calculs

Le cas de chargement est considéré comme similaire à un chargement d'axe vertical à l'extrémité d'une poutre en console [voir Figure 114 a)]. De plus, pour prendre en compte l'effet de la diffusion des efforts dans la poutre, la poutre utilisée dans le calcul possède une géométrie particulière [voir Figure 114 c)]. Cette géométrie est issue d'une simplification de l'effet de diffusion : on considère que les efforts se diffusent avec un angle de 45° par rapport à leur point d'application.

Le calcul réalisé ici n'est pas basé sur une modification de la MCFT : la contrainte de sollicitation verticale étant faible, le comportement est dominé par la flexion. Compte tenu du temps nécessaire à la mise en place d'un calcul de type MCFT modifiée, nous considérons qu'un équilibre de flexion est suffisant pour évaluer les effets de la sollicitation de flexion transversale.

L'état de contraintes de la poutre sous la concomitance des sollicitations est considéré égal à la superposition des deux tenseurs de contraintes obtenus séparément. L'état de contraintes dans la poutre est ainsi déterminé en tout point.

2.3.2.3. Mise en œuvre du calcul

Nous présentons dans cette sous partie le déroulement du calcul permettant d'appliquer les calculs en flexion longitudinale et en flexion transversale.

2.3.2.3.1. Mise en œuvre du calcul de flexion longitudinale

Le calcul est réalisé en deux grandes étapes : dans un premier temps, un équilibre de flexion est réalisé puis le problème présenté à la section 2.3.2.1 est résolu de manière itérative. Chacune des étapes est présentée dans la suite.

L'algorithme utilisé est applicable à une section (abscisse x fixée) en procédant à sa discrétisation selon la hauteur z .

A toutes les étapes du calcul, la nature biaxiale du chargement (possibilité d'une sollicitation de compression avec traction transversale concomitante) est prise en compte dans la loi de comportement. C'est cette spécificité qui permet de mettre en relation les deux parties de l'algorithme de calcul. En effet, le calcul de flexion nécessite de connaître la loi de comportement reliant la contrainte normale à la déformation ϵ_x et implique donc la connaissance de la déformation verticale concomitante. Cette déformation ne pouvant pas être déterminée a priori, sa détermination est réalisée de manière itérative. La condition de convergence est basée sur la comparaison entre le choix initial utilisé pour le calcul de flexion et le résultat fourni par le calcul d'effort tranchant. Dans le cas où la comparaison révèle un écart supérieur à la tolérance fixée, le calcul de flexion est relancé avec pour valeur de déformation transversale concomitante la valeur calculée lors de la dernière itération du calcul d'effort tranchant.

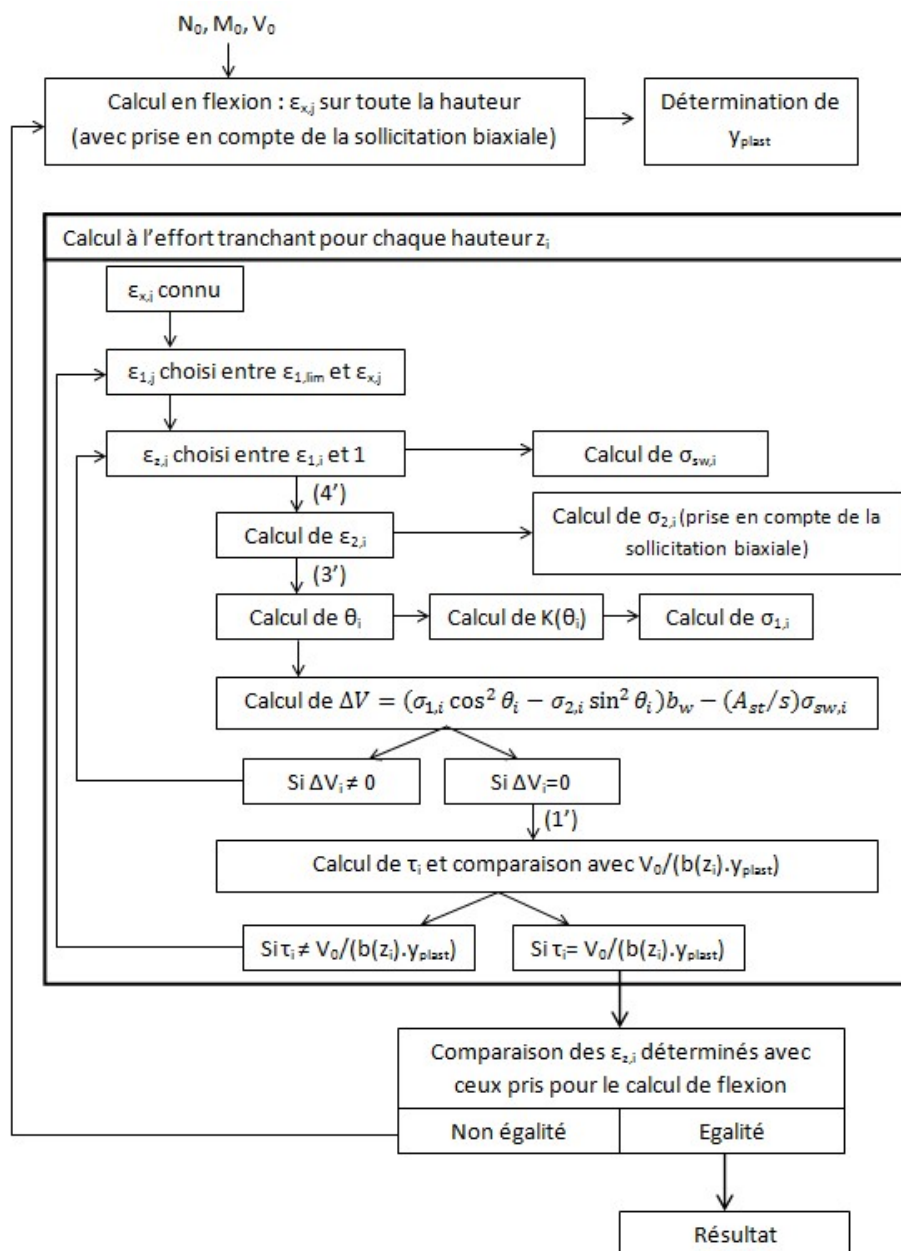


Figure 115: Algorithme de calcul MCFT modifiée (Baby, 2012 ; Baby et al., 2013)

- Calcul de flexion

L'objectif de ce calcul est de déterminer le profil des déformations qui équilibre à la fois le moment sollicitant et l'effort normal grâce à un processus de dichotomie.

La dichotomie est réalisée sur la déformation en fibre inférieure. Pour chaque déformation en fibre inférieure choisie, la déformation en fibre supérieure qui permet d'équilibrer l'effort normal lui est associée. Une fois le profil de déformation connu, le moment de flexion qui lui correspond est calculé et sa comparaison avec la valeur du moment sollicitant permet de déterminer si le calcul peut être arrêté ou s'il faut modifier la valeur de déformation en fibre inférieure.

Le fonctionnement global de la subroutine « Calcul_Flexion » est présenté sur la Figure 116. C'est cette subroutine qui permet de réaliser l'équilibre en flexion longitudinale.

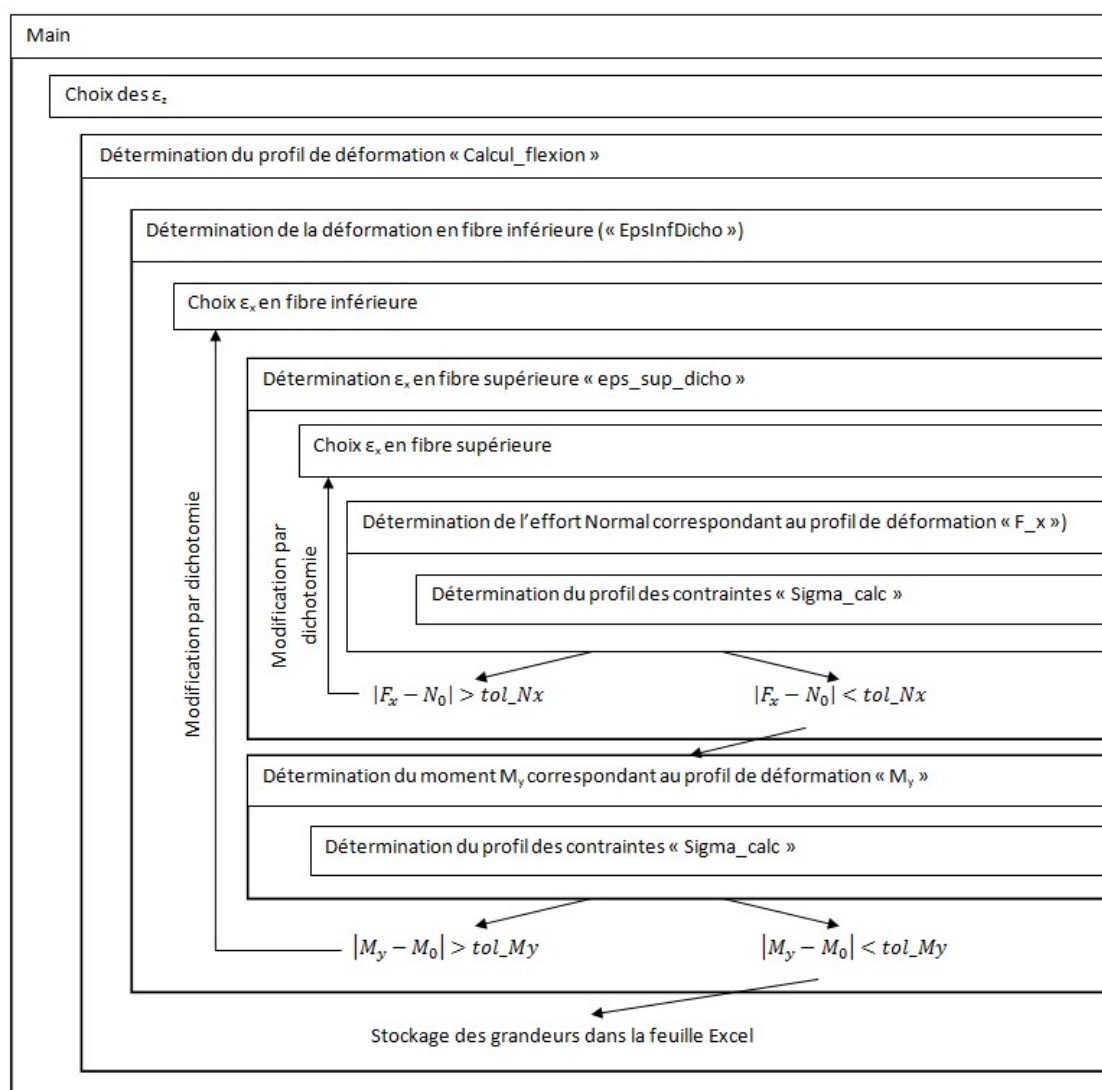


Figure 116: Fonctionnement du programme de calcul de flexion

Le calcul de flexion s'achève par la détermination du bras de levier (voir Figure 115) afin de pouvoir poursuivre le calcul vis-à-vis de l'effort tranchant et de pouvoir déterminer la courbure de la poutre. Dans le cas du béton armé, le bras de levier est déterminé en équilibrant le moment sollicitant et le moment des efforts internes :

$$M = F_c \times y_{plast}$$

Avec :

F_c la résultante des contraintes normales sur la hauteur comprimée,
 y_{plast} le bras de levier des efforts internes.

Dans le cas des poutres précontraintes, la détermination est plus délicate, le bras de levier est déterminé grâce aux trois étapes suivantes :

- L'effort normal de précontrainte P_0 ainsi que le moment dû à la précontrainte M_0 sous chargement nul sont calculés. L'effort P_0 est obtenu grâce à la loi de comportement des armatures et à leur déformation :

$$P_0 = A_p \times E_p \times \varepsilon_{p,vide}$$

Avec :

P_0 l'effort normal dû à la précontrainte

E_p le module d'Young des armatures de précontrainte

$\varepsilon_{p,vide}$ la déformation des torons de précontrainte en prenant en compte la déformation du béton sous l'effet de la précontrainte

Le moment M_0 est déterminé par la formule suivante :

$$M_0 = P_0 \times e_0 \text{ avec } e_0 \text{ l'excentricité des câbles de précontrainte.}$$

- La résultante de l'effort normal R est calculée sans prendre en compte la contrainte moyenne résultant de P_0 (voir Figure 117).
- Le bras de levier est obtenu en considérant que le moment total $M = M_0 + M_{ext}$ est équilibré par la force résultante R multipliée par le bras de levier :

$$M = y_{plast} \times R$$

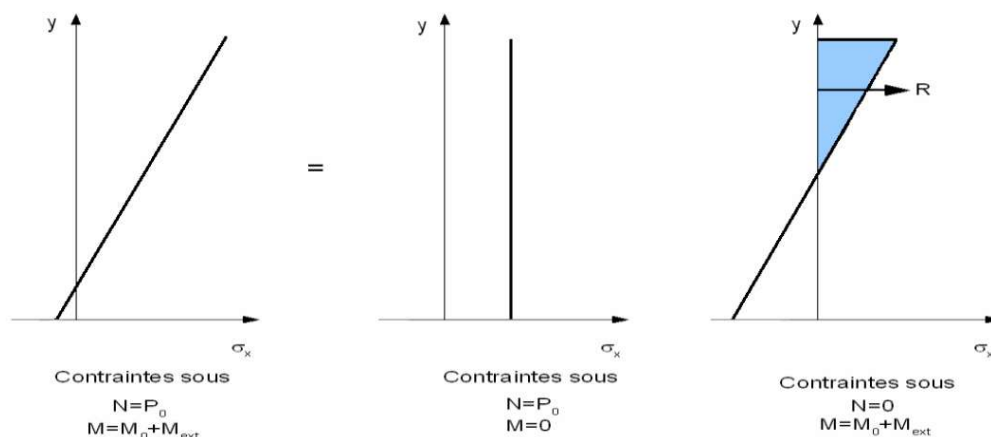


Figure 117: Recherche de l'axe neutre plastique

- Calcul à l'effort tranchant

Le calcul mis en œuvre dans cette partie résout le problème de la MCFT adaptée aux BFUP. La déformation ε_x est connue grâce au calcul de flexion évoqué précédemment. L'étape suivante consiste à choisir ε_1 . Ce choix est réalisé par dichotomie sur chaque tranche verticale (issue de

la discrétisation en z) en considérant comme condition d'arrêt de la boucle l'égalité entre la contrainte de cisaillement calculée à partir de l'équation (1') et la valeur $V_0/(b(z_i).y_{plast})$. Cette première dichotomie est dépendante du calcul de la contrainte de cisaillement. C'est au sein de ce calcul que ϵ_z est choisi et que la seconde boucle (qui a pour critère de convergence la nullité de ΔV) est réalisée. En effet, la fonction « CalculTau » qui calcule la contrainte de cisaillement grâce à l'équation (1') doit déterminer les grandeurs ϵ_z , ϵ_2 et θ . Pour ce faire, « CalculTau » appelle la fonction « DiffVertDicho » qui réalise la dichotomie sur ϵ_z ; les paramètres ϵ_2 et θ étant calculés grâce aux relations (4') et (3') au sein de la fonction « diffFVert » qui donne la valeur de ΔV . Le fonctionnement du programme concernant la partie du calcul d'effort tranchant est présenté sur la Figure 118.

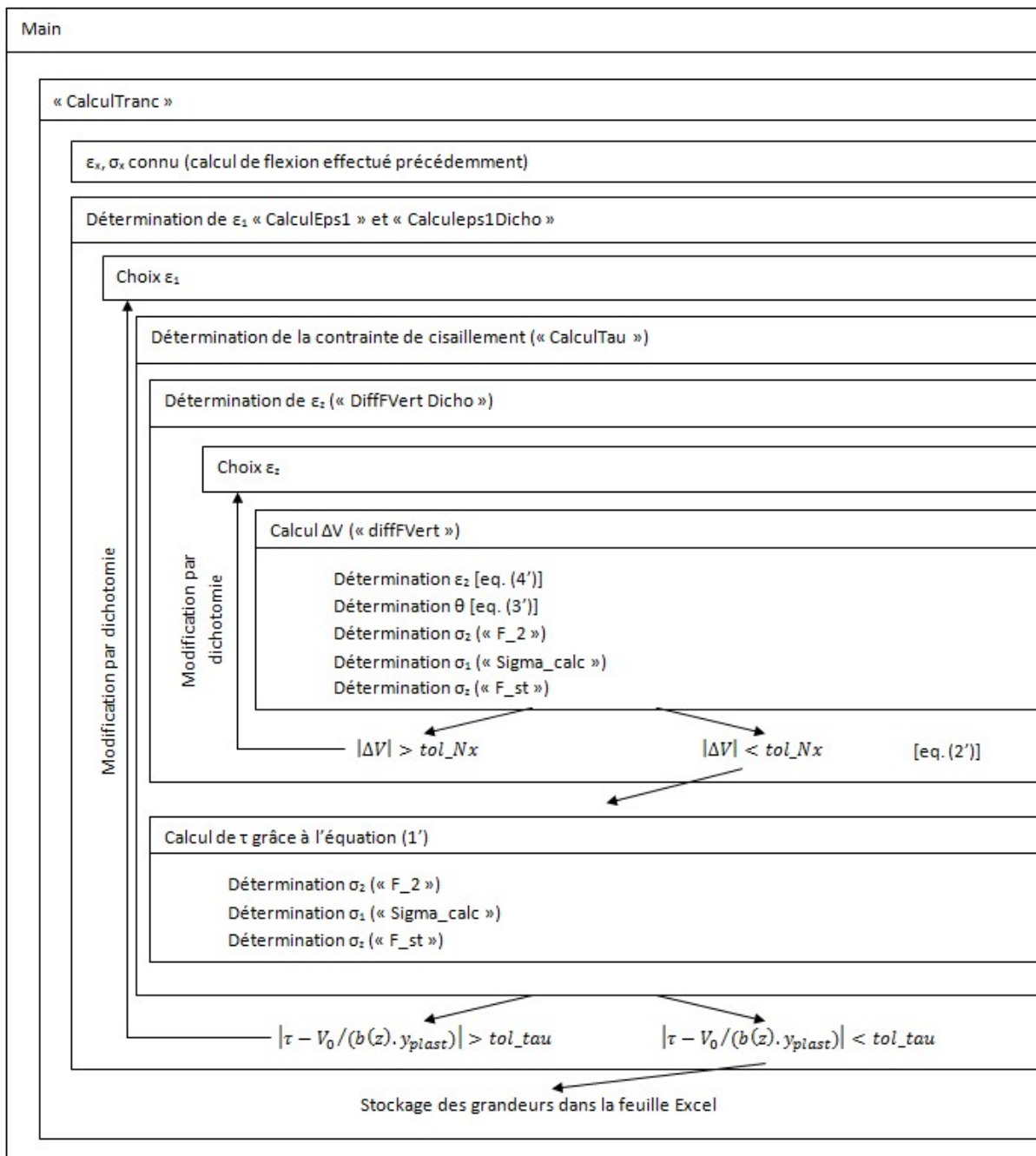


Figure 118: Fonctionnement du programme de calcul d'effort tranchant

- Validation de l'hypothèse faite sur la déformation transversale pour le calcul de flexion

Comme cela est présenté sur la Figure 115, les deux calculs présentés dans les parties précédentes sont reliés grâce à la comparaison des déformations verticales choisies pour le calcul de flexion et celles obtenues au cours du calcul d'effort tranchant. Si les déformations sont considérées comme suffisamment proches (par rapport à la tolérance choisie), le calcul s'arrête, sinon, l'ensemble de l'algorithme est relancé en considérant comme déformations verticales pour le calcul de flexion les déformations verticales déterminées par le calcul d'effort tranchant à l'itération précédente (voir Figure 119).

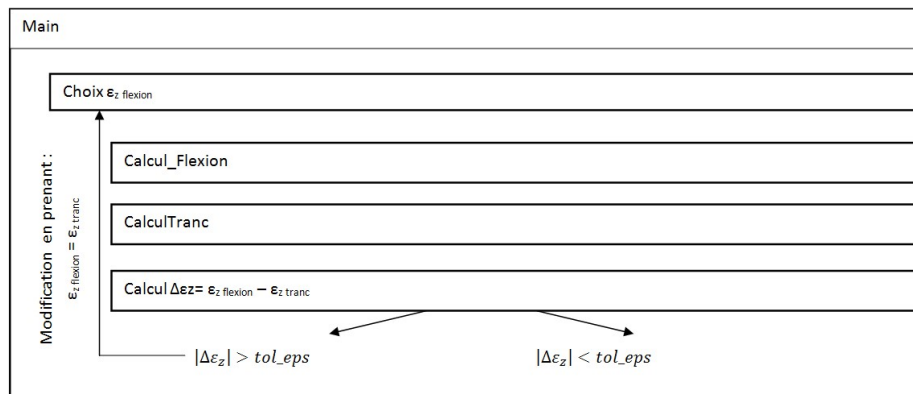


Figure 119: Fonctionnement de la boucle permettant de déterminer les déformations verticales

Ainsi, l'application de cet algorithme permet de déterminer les composantes du tenseur des contraintes dues à la présence de la flexion longitudinale : σ_x et τ_{xy} . La partie suivante expose la méthode employée pour déterminer les composantes du tenseur des contraintes dues à la présence d'une flexion transversale.

2.3.2.3.2. Mise en œuvre du calcul de flexion transversale

Dans le cas étudié ici, en raison de la prédominance des sollicitations normales par rapport aux sollicitations tangentielles (flexion de dalle), un simple calcul de flexion est jugé suffisant. Ce calcul est similaire à la première partie du calcul effectué dans le cas de la flexion longitudinale.

De la même façon que pour le calcul longitudinal, la dichotomie n'est réalisée que sur la déformation en fibre inférieure avec pour critère de convergence l'équilibre du moment. L'équilibre de l'effort normal est assuré par l'utilisation de la fonction « epsilon_sup_trans » qui, grâce à une seconde dichotomie, associe à chaque déformation en fibre inférieure considérée lors de la première dichotomie la déformation en fibre supérieure qui équilibre l'effort normal. Le bras de levier plastique est ensuite déterminé de façon identique à ce qui a été réalisé pour le calcul longitudinal.

Comme on l'a évoqué précédemment, la largeur de la section considérée est variable en fonction de la distance par rapport à l'âme à laquelle est effectué le calcul. Le nombre d'armatures qui doit être renseigné est le nombre d'armatures présentes au droit de l'âme. Ensuite, pour chaque section en y, le programme prend en compte le nombre d'armatures qui traverse la section en faisant l'hypothèse qu'elles sont uniformément réparties et que :

- s'il y a un nombre pair d'armatures, le point d'application de la charge est au milieu des deux armatures centrales,
- s'il y a un nombre impair d'armatures, le point d'application de la charge est au droit de l'armature centrale.

Ce fonctionnement permet donc de calculer la contrainte normale σ_y . Il reste à déterminer la contrainte de cisaillement associée. On utilise la relation de la RDM suivante :

$$\tau = \frac{V.S}{I e}$$

Avec :

- τ la contrainte de cisaillement,
- V l'effort tranchant sollicitant,
- S le moment statique de la partie de la section située à gauche de la coupure,
- I l'inertie de la section,
- e l'épaisseur de la section à l'endroit de la coupure.

De plus, les sections (selon y) considérées sont toutes rectangulaires, le moment statique peut être déterminé facilement grâce à la formule :

$$S(z) = -\frac{b(y)}{2} \left(\frac{h^2}{4} - z^2 \right)$$

Avec :

- $b(y)$ la largeur de la section considérée,
- h la hauteur de la section considérée,
- z la hauteur où le calcul est effectué.

Cette étape de calcul permet ainsi de déterminer deux nouvelles composantes du tenseur des contraintes (σ_y et τ_{yz}). Il reste à obtenir le tenseur global des contraintes. Cela est réalisé à l'étape suivante dont le principe est exposé ci après.

2.3.2.3.3. Détermination du tenseur global des contraintes

Le tenseur des contraintes est obtenu en considérant que les chargements dans les deux directions sont indépendants et ont des effets qui s'additionnent. Cette hypothèse découle du principe de superposition. Elle est vérifiée tant que la structure a un comportement élastique linéaire. On admet que l'hypothèse reste cohérente dans le cadre de notre calcul. Cette hypothèse peut être mise en défaut dans les faits, cependant, il s'agit d'une hypothèse classique et très couramment usitée.

En appliquant le principe de superposition aux résultats obtenus précédemment, on obtient le tenseur complet des contraintes dans la membrure par sommation des différentes composantes (voir Figure 120).

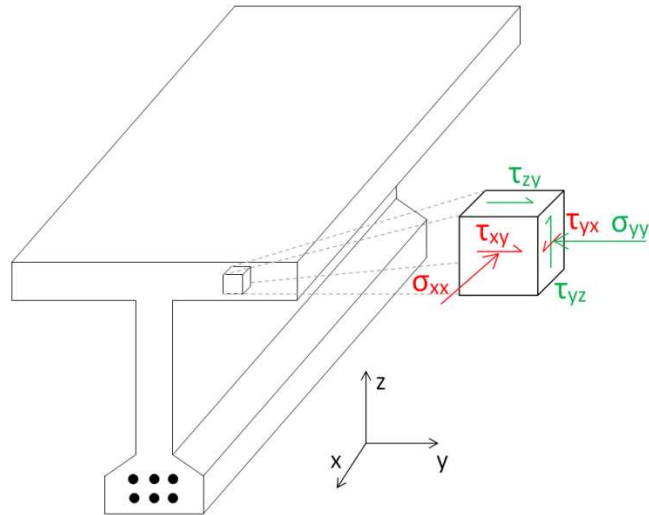
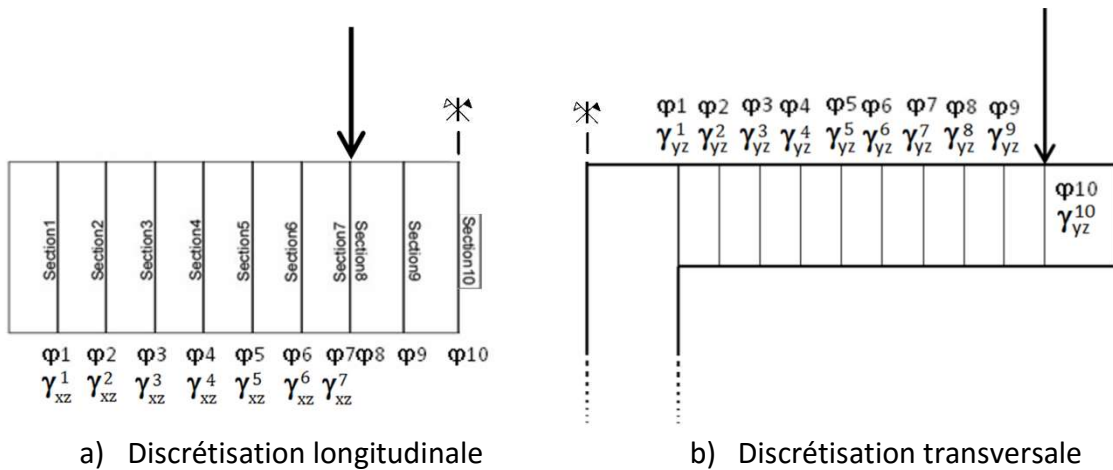


Figure 120: Etat de contraintes dans la membrure (en rouge les contraintes dues à la flexion longitudinale, en vert celles dues à la flexion transversale)

Les composantes du tenseur non évoquées sur la Figure 120 sont considérées comme négligeables ($\sigma_{zz} \approx 0$ et $\tau_{xz}=\tau_{zx} \approx 0$). En effet, on considère que les efforts sont régularisés et que le principe de Saint Venant s'applique dans les zones étudiées.

Le calcul présenté dans les paragraphes précédents (sections 2.3.2.3.1 et 2.3.2.3.2) est réalisé pour chacune des sections longitudinales et transversales évoquées sur la Figure 121 et pour chaque hauteur issue de la discrétisation de chacune des sections en z . Cependant, les tenseurs des contraintes globaux ne sont déterminés que pour les nœuds du maillage choisi, pour chaque section longitudinale, dans la table de la poutre (voir Figure 122).



a) Discretisation longitudinale

b) Discretisation transversale

Figure 121: Discretisation longitudinale et transversale de la poutre

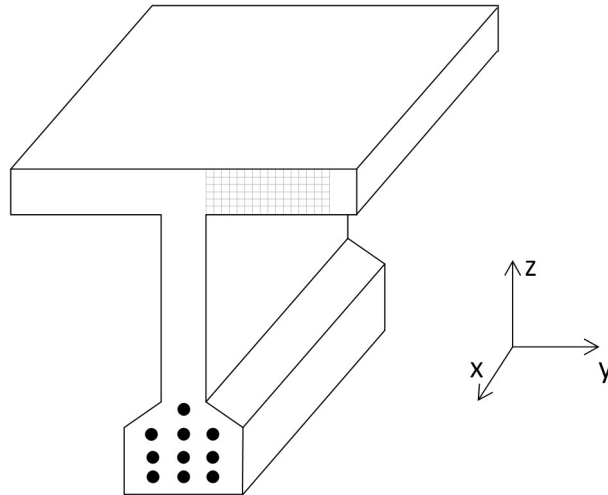


Figure 122: Exemple de maillage de la table d'une poutre

2.3.3. Détermination de l'état de déformations

Une fois l'état de contrainte déterminé pour tous les nœuds du maillage choisi dans la table, chaque tenseur est diagonalisé. Cette diagonalisation permet d'obtenir les contraintes principales et le repère principal. Le modèle différencie alors le cas élastique du cas endommagé :

- Si toutes les contraintes principales sont inférieures aux limites élastiques, le comportement du matériau est considéré comme élastique et la loi de Hooke tridimensionnelle est appliquée pour obtenir le tenseur des déformations dans le repère (x, y, z) à partir du tenseur des contraintes exprimé dans le repère (x, y, z) .
- Si au moins une des contraintes principales est supérieure à une limite élastique, nous utilisons les lois de comportement biaxiales présentées au 2.3.1.1.1.2 pour déterminer la matrice des déformation principales puis, en supposant que le repère principal de déformation est le même que le repère principal de contraintes (hypothèse retenue dans la MCFT), la matrice de déformation dans le repère (x, y, z) est obtenue.

Lors de cette étape, les trois directions principales ne peuvent pas être traitées de manière similaire ni dans un ordre quelconque. En effet, la détermination d'une déformation principale de compression nécessite de connaître les éventuelles déformations de traction transversales pour fixer le facteur « fact » de la loi de comportement.

Ainsi, le programme traite dans un premier temps le cas des directions tendues (pour lesquelles la loi de comportement ne dépend pas des directions transversales) puis s'intéresse au cas des directions comprimées.

A la fin de cette étape, nous avons donc déterminé l'état de déformations de la poutre sur l'ensemble des sections longitudinales dans l'âme et à tous les nœuds du maillage choisi dans la table.

2.3.4. Détermination de la déformée

Cette dernière partie expose la méthode permettant de calculer la flèche d'une poutre à partir du tenseur des déformations.

Ce calcul prend en compte à la fois les effets de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Pour la membrure, deux flèches peuvent être calculées : la flèche « totale » comprenant les effets des sollicitations longitudinales et transversales en chacun des points (elle est calculée par rapport à la position du point sous chargement nul), ou la flèche « relative » de la membrure par rapport à l'âme. Dans les deux cas, le calcul prend en compte la déformation de cisaillement et la courbure de flexion.

La flèche doit être calculée pour chaque coordonnées (x, y) , elle est obtenue à partir de la relation suivante :

$$v(x, y) = v(x, 0) + \int_0^y (2 \cdot \gamma_{yz}(x, y) + \alpha(x, y)) dy$$

Avec :

$v(x, y)$ le déplacement vertical au point de coordonnées (x, y) ,

γ_{yz} la déformation de cisaillement,

α l'angle de rotation de la poutre dans le plan (y, z) , il est obtenu par intégration de la courbure dans la direction considérée :

$$\alpha(y) = \alpha(0) + \int_0^y \chi(l) dl \text{ où } \chi \text{ représente la courbure.}$$

En considérant l'origine des y au niveau de la jonction âme-membrure et $v(x, 0) = 0$, l'expression évoquée ci-dessus permet d'obtenir la flèche relative. Il est également possible de déterminer la flèche totale en considérant que $v(x, 0)$ représente la flèche de la poutre induite par la flexion longitudinale, on a alors :

$$v(x, 0) = v(0, 0) + \int_0^x (2 \cdot \gamma_{xz} + \alpha) dx$$

Avec :

γ_{xz} la déformation d'effort tranchant dans la poutre,

α l'angle de rotation dans le plan (x, z) , calculé par intégration de la courbure.

Ce calcul de flèche nécessite d'intégrer les déformations et les courbures et donc de connaître leur valeur sur l'ensemble de la poutre. Une discrétisation de la poutre est donc réalisée dans les directions longitudinales et transversales. Il est à noter que le saut d'effort tranchant au droit de l'appui supérieur impose de mettre en place deux sections à la même abscisse (7 et 8 sur la Figure 123), l'une prenant en compte la présence d'un effort tranchant vertical (section 7 sur la Figure 123) et une seconde considérant qu'il n'y a plus d'effort tranchant (section 8 sur la Figure 123).

La discrétisation est réalisée en considérant 10 sections dans la direction longitudinale et 10 sections dans la direction transversale (voir Figure 123).

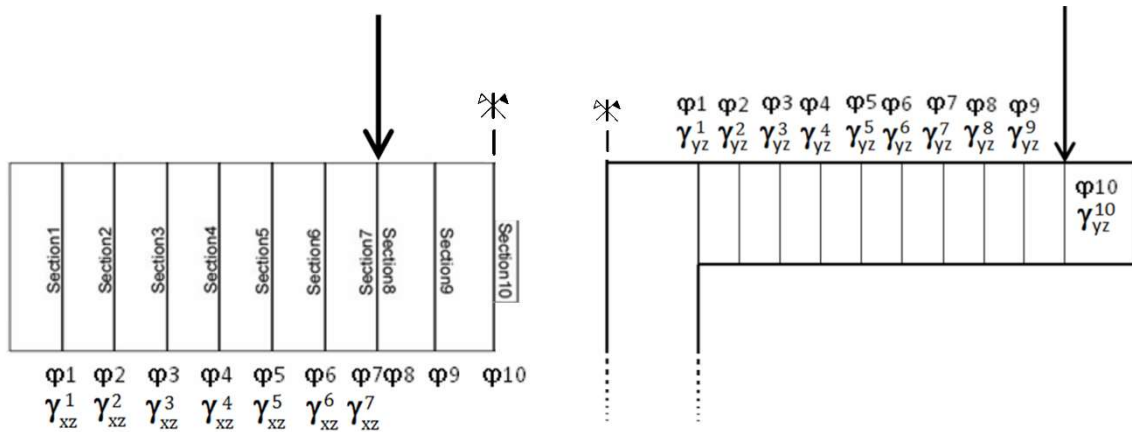


Figure 123: Discretisation longitudinale de la poutre

Dans les deux cas de discrétisation, les déformations de cisaillement γ_{xz} et γ_{yz} sont considérées comme égales à leur moyenne sur la hauteur de la poutre ou de la membrure. Une intégration numérique de la courbure et de la déformation de cisaillement est effectuée grâce à la méthode des trapèzes.

2.4. Simplification du modèle : raisonnement en 2 dimensions dans la table

Dans la partie précédente nous avons présenté un algorithme de calcul permettant de prendre en compte un état de contraintes tridimensionnel dans la table. Ce calcul a été implémenté sous VisualBasic, est fonctionnel et permet de s'approcher au mieux du comportement des poutres et des jonctions. Cependant, il implique de procéder à la diagonalisation de la matrice des contraintes ce qui peut être coûteux en temps.

Nous présentons à présent une simplification du modèle qui permet un calcul plus rapide. Cette simplification consiste à négliger la contrainte de cisaillement vertical ($\tau_{yz} = 0$) ainsi que l'effort normal vertical ($\sigma_{zz} = 0$) dans la table et à ainsi pouvoir établir un raisonnement en 2 dimensions (plan x, y) dans la table.

2.4.1. Principe de calcul simplifié

La Figure 124 présente l'algorithme de résolution du modèle analytique modifié.

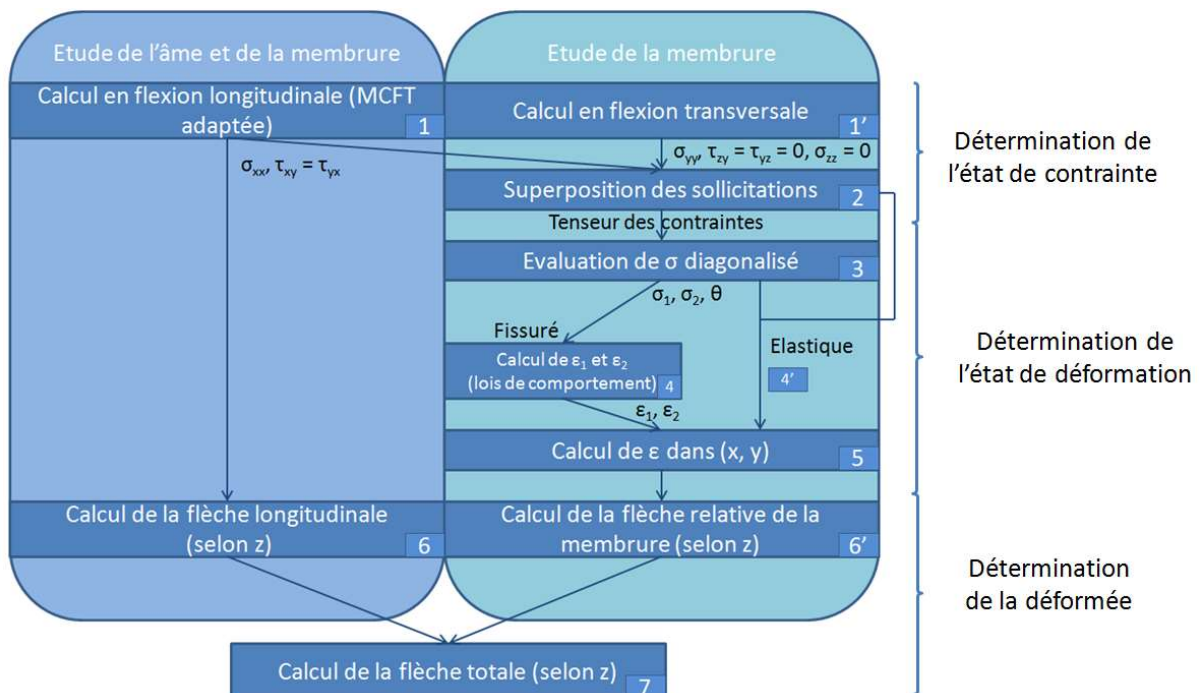


Figure 124: Principe de calcul du modèle analytique avec la simplification de l'état de contrainte dans la table (Ouzani, 2015)

La détermination de l'état de contraintes est similaire en tout point à ce qui a été présenté à la section 2.3. La différence principale avec l'algorithme proposé précédemment réside dans la non nécessité de la diagonalisation de la matrice des contraintes pour obtenir les contraintes principales et les déformations principales. En effet, le cercle de Mohr des contraintes nous donne :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}$$

Nous sommes alors en mesure de déterminer le repère principal et la valeur des contraintes principales.

Les lois de comportement présentées à la section 2.3.1.1.1.2 nous permettent de déterminer les déformations principales. En utilisant une nouvelle fois les relations fournies par le cercle de Mohr (exprimé en déformations cette fois), nous sommes capables de déterminer l'état de déformation dans la membrure :

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \pm \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)}{2} \cdot \cos(2\theta)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \pm \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)}{2} \cdot \cos(2\theta)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin(2\theta)}{2}$$

Nous considérons toujours ici que le repère principal de contraintes est le même que le repère principal des déformations. Le terme θ est donc connu et l'ensemble du tenseur des déformations peut être déterminé.

Le calcul des flèches est similaire en tout point à ce qui a été réalisé pour le programme en 3D.

2.4.2. Impact de la suppression du caractère 3D

Pour pouvoir supprimer la nécessité de diagonaliser les matrices (procédure très coûteuse en nombre de calculs et donc en temps d'exécution), nous avons adopté l'hypothèse que la contrainte de cisaillement vertical était négligeable devant les autres sollicitations. Une seconde version du modèle prenant en compte cette hypothèse a été implémentée et est fonctionnelle.

Afin d'étudier la validité de cette hypothèse, nous nous sommes à nouveau intéressés aux résultats disponibles dans la littérature.

Dans l'ensemble des essais présentés à la section 1.3.1.1, le rapport entre la sollicitation de cisaillement vertical ultime dû à la flexion transversale (τ_{yz}) et le cisaillement longitudinal ultime dû à la flexion longitudinale (τ_{xy}) reste faible. Il atteint un maximum de 0,17 pour les essais de (Bacchetta et Bachmann, 1977).

Les résultats issus de la modélisation en deux dimensions sont confrontés à ceux de la modélisation en trois dimensions et aux résultats expérimentaux au chapitre 4 du manuscrit.

2.5. *Elargissement du domaine de définition du modèle (BFUP adoucissant ou localisation de l'endommagement)*

Les modèles présentés dans les parties précédentes sont implémentés et fonctionnels, cependant, leur domaine de définition est limité à la zone de comportement où le BFUP présente un comportement élastique ou multimicrofissurant.

Cette restriction est notamment due à la non prise en compte des phénomènes locaux qui interviennent au droit d'une fissure (non prise en compte de l'échelle locale de la MCFT).

L'élaboration et l'implémentation d'un modèle issu d'une adaptation de la MCFT prenant en compte l'échelle locale de ce modèle a été initiée. Elle n'a malheureusement pas pu être menée à son terme. Nous présentons dans cette partie des éléments de réflexion sur la mise au point de cette modélisation ainsi que les difficultés qui sont restées non résolues.

2.5.1. Principe de fonctionnement du modèle

Le principe de fonctionnement du modèle resterait similaire en tout point à ce qui a été réalisé pour la modélisation en trois dimensions (voir section 2.3.1.1 et Figure 103). La modification du modèle interviendrait dans le fonctionnement du calcul en flexion longitudinale et en flexion transversale. Nous présentons dans la suite les principales hypothèses qui seraient adoptées pour la modélisation. Nous présentons ensuite les modifications qui seraient apportées au principe de calcul en flexion longitudinale puis en flexion transversale.

2.5.1.1. Hypothèses principales

L'ensemble des hypothèses évoquées à la section 2.3.1.2 seraient conservées hormis la loi de comportement du BUP en traction qui serait modifiée. Nous présentons, dans la suite, les lois de comportement qui seraient utilisées ainsi que hypothèses supplémentaires qui seraient prises en compte

2.5.1.1.1. Lois de comportement du BFUP

Loi de comportement en compression

La loi de comportement du BFUP en compression resterait identique à celle présentée dans le cas du modèle adapté aux BFUP multimicrofissurants.

Loi de comportement en traction

Le comportement en traction serait modifié pour prendre en compte le caractère adoucissant du matériau. La loi de comportement qui serait adoptée est présentée sur la Figure 125.

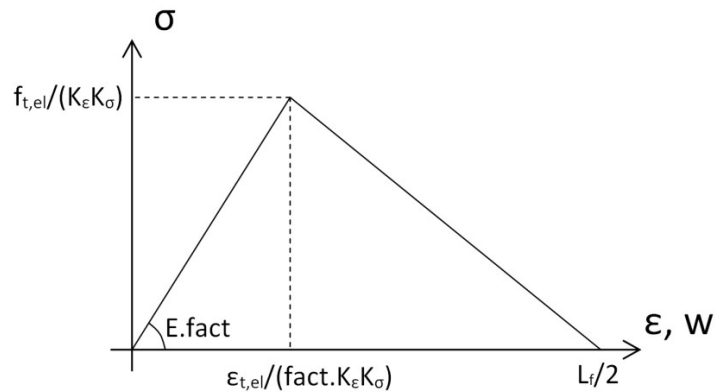


Figure 125: Loi de comportement en traction

Loi de comportement sous sollicitation de cisaillement

Faute de pouvoir déterminer la relation par une relation générique, la relation pourrait, dans un premier temps, être déterminée expérimentalement (exploitation des résultats des expérimentations du chapitre 3).

2.5.1.1.2. Etat de sollicitation des armatures verticales dans l'âme

Les armatures verticales seraient considérées comme plastifiées au droit des fissures. Cette hypothèse est déjà réalisée par (Vecchio et Collins, 1986) dans la MCFT. Elle est également reprise par (Minelli et Plizzari, 2010) dans leur adaptation de la méthode aux bétons de fibres métalliques. Dans le cas des BFUP, l'ouverture des fissures est plus faible que dans le cas des bétons ordinaires ou des BFM. Cette hypothèse pourrait donc être remise en cause. Cependant, compte tenu de la forte résistance à la traction des matrices cimentaires des BFUP et du caractère adoucissant des BFUP considérés ici, on considère que la surtension des armatures au moment de la localisation visible d'une fissure de cisaillement serait suffisante pour s'approcher de la limite élastique de l'armature.

2.5.1.1.3. Adhérence armature/BFUP

La contrainte de cisaillement entre l'armature et le béton serait prise constante. Il serait choisi la contrainte maximale sur la loi Tau-Glisement (Marchand et al., 2016).

2.5.1.1.4. Reprise des efforts multiaxiaux par les fibres

Au droit des fissures, les fibres travailleraient à la fois pour reprendre la traction due à la sollicitation de flexion et à celle de cisaillement.

2.5.1.2. Calcul en flexion longitudinale

Comme dans le cas de la MCFT, deux échelles seraient prises en compte : une échelle moyenne (grandeurs moyennes correspondant à une longueur de base pontant plusieurs fissures) et une échelle locale (au droit d'une fissure). La prise en compte de l'échelle moyenne resterait identique à celle prise en compte pour la modélisation présentée à la section 2.3, nous présentons dans la suite les relations supplémentaires qui seraient ajoutées afin de prendre en compte l'échelle locale dans le modèle.

2.5.1.2.1. Equations d'équilibre :

A partir du cercle de Mohr (voir Figure 126), on obtient la relation suivante sur les contraintes moyennes :

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \tau(\tan(\theta) + \cotan(\theta))$$

Avec : $\tau = \frac{V}{b_w z}$

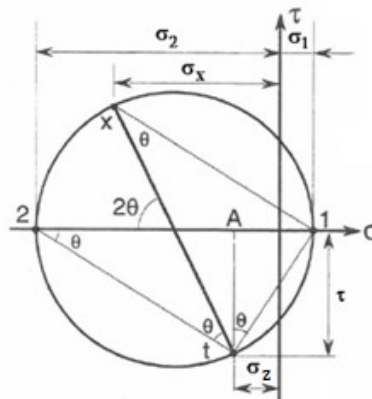


Figure 126: Cercle de Mohr des contraintes (Collins et Mitchell, 1991)

De plus, au niveau d'une fissure, l'état de contrainte doit équilibrer l'état de contrainte au niveau d'une zone non fissurée. En faisant l'hypothèse d'une fissuration linéaire et inclinée d'un angle θ (voir Figure 127), on peut projeter les différents efforts sur l'axe vertical. On obtiendrait alors la relation :

$$A_{st}\sigma_{sw} \left(\frac{z}{s \cdot \tan(\theta)} \right) + \frac{\sigma_1 b_w z}{\sin(\theta)} \cos(\theta) = A_{st} f_y \frac{z}{s \cdot \tan(\theta)} + \tau_{ci}(w) b_w z + \sigma_f(w) \frac{b_w z}{\tan(\theta)}$$

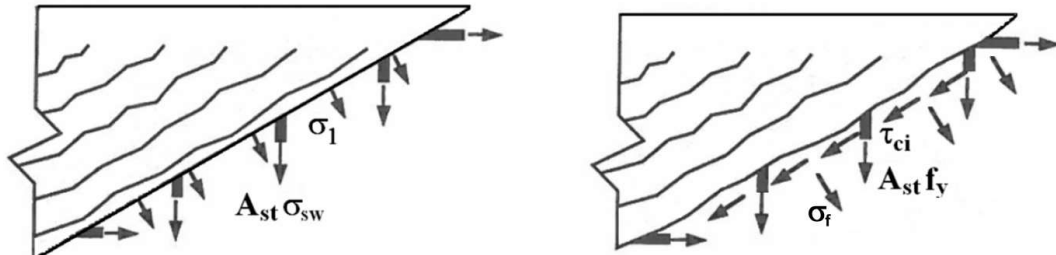


Figure 127: Equilibre des efforts au droit des fissures et en section courante (Collins et Mitchell, 1991)

2.5.1.2.2. Conditions géométriques

L'une des principales difficultés d'adaptation du modèle aux BFUP multimacrofissurant réside dans la détermination de l'espacement des fissures et de leur ouverture. L'origine des fissures dans la poutre peut être multiple : elles peuvent apparaître principalement sous une sollicitation de tranchant ou sous une sollicitation de flexion.

Chacun des cas est étudié dans la suite, le programme considèrerait ensuite que l'ouverture de fissure à prendre en compte est l'ouverture de fissure maximale entre les deux modes principaux de fissuration.

Détermination de l'ouverture de fissure en tranchant vertical

L'ouverture des fissures est déterminée par :

$$w = S_f \varepsilon_1$$

La distance entre les fissures serait déterminée en réalisant un équilibre sur une section de la poutre : on considère une fissure et on cherche à quelle distance de celle-ci la contrainte dans le béton atteint à nouveau la résistance élastique. Au droit d'une fissure, le béton transfère une contrainte normale (σ_f) et une contrainte tangentielle (τ_{ci}). On considère un tirant équivalent dans l'âme. Cependant, les armatures n'étant pas alignées avec la direction principale de traction, on projette tous les efforts sur l'axe vertical. L'équilibre s'écrirait alors :

$$A_c f_{tj} = b_w \frac{z}{\sin(\theta)} \sigma_f(w) + b_w \frac{z}{\sin(\theta)} \tau_{ci} + 4\rho_w \frac{z}{\tan(\theta)} b_w \frac{\tau}{\phi} S_f$$

D'où :

$$S_f = \left(\frac{z}{\tan(\theta)} b_w f_{tj} - b_w \frac{z}{\sin(\theta)} \sigma_0 \cos(\theta) - b_w z \tau_{ci} \right) \frac{\phi \tan(\theta)}{4 \tau_s \rho_w z b_w}$$

On considère dans la relation précédente que la contrainte de cisaillement entre l'armature et le béton τ_s est constante ce qui nous pousse à choisir une valeur constante σ_0 pour σ_f . Cette approximation n'est pas fidèlement représentative du fonctionnement réel (Marchand et al., 2016) mais permet, en première approximation d'obtenir des résultats tout à fait cohérents.

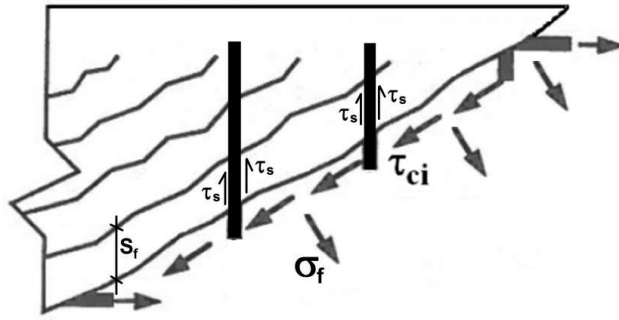


Figure 128: Détermination de l'espacement des fissures

Détermination de l'ouverture de fissure en flexion

L'ouverture de fissure est déterminée par la relation suivante :

$$w = S_r \varepsilon_x$$

Afin de déterminer l'espacement maximum des fissures de flexion on considère que le comportement de la partie inférieure de la poutre peut être modélisée par un tirant possédant une hauteur constante (hauteur de la fissure et du tirant notée h_f).

On obtient en écrivant l'équilibre des efforts la relation donnant l'espacement maximum des fissures :

$$S_r = \frac{\varphi(f_{tj} - \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_f(w) dw)}{2\tau\rho_s}$$

2.5.1.2.3. Compatibilité des déformations

Les déformations moyennes sont considérées, le cercle de Mohr fournit les relations suivantes :

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cotan(\theta)$$

$$\tan^2(\theta) = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2}$$

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

2.5.1.2.4. Mise en œuvre du calcul de flexion longitudinale

Nous proposons dans la Figure 129 un algorithme de calcul qui permettrait de réaliser le calcul de flexion longitudinale.

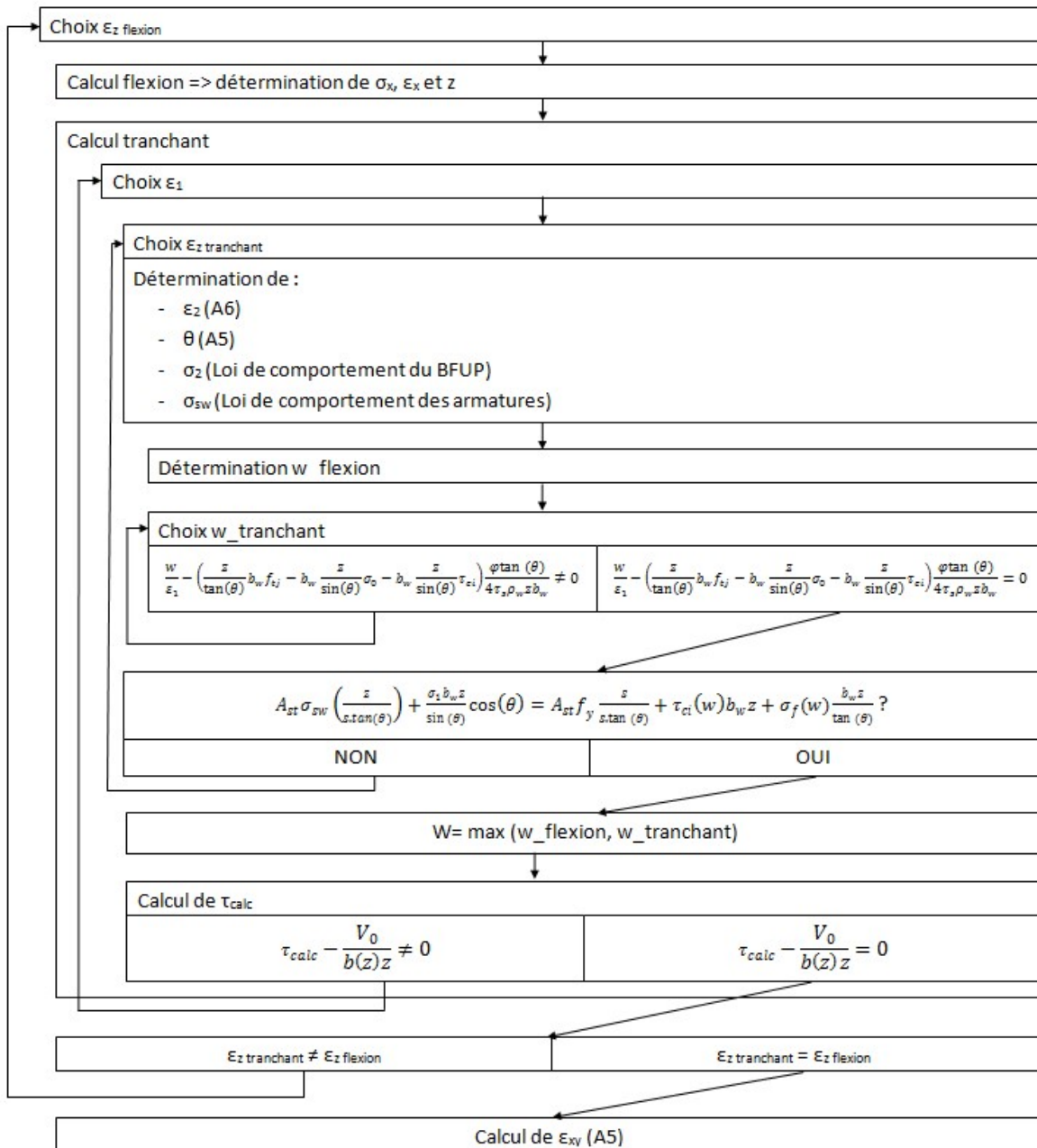


Figure 129: Principe de l'implémentation du calcul de flexion longitudinale pour les BFUP multimacrofissurants

2.5.1.3. Calcul en flexion transversale

Le calcul en flexion transversale serait identique au calcul réalisé dans le modèle sur les BFUP multimacrofissurants. Seule la loi de comportement serait modifiée.

2.5.2. Principales difficultés rencontrées

L'algorithme de résolution développé dans le cas des poutres en BFUP présentant un comportement multimacrofissurant tel qu'il est conçu et présenté dans cette partie conduit à déterminer un espacement de fissures et une ouverture de fissure pour chaque « tranche » de section. Des calculs de tests ont été réalisés, le dépouillement des premiers résultats a montré que les espacements déterminés sont incohérents (pour une même section, l'espacement est très différent suivant la hauteur considérée).

De plus, le caractère adoucissant de la loi de comportement en traction remet en cause le fonctionnement de la détermination de l'état de déformation en fonction de l'état de contrainte dans la poutre. En effet, l'étape telle qu'elle est conçue pour le moment nécessite d'avoir une loi de comportement bijective ce qui n'est plus le cas. Il faudrait changer le mode de résolution du problème tout en assurant sa convergence et son objectivité (difficulté générique d'une loi adoucissante rencontrée notamment dans les modèles aux éléments finis).

Ainsi, compte tenu de plusieurs difficultés rencontrées lors de l'implémentation de la prise en compte des comportements adoucissants, il ne nous a pas été possible de mener à son terme l'élargissement du domaine de définition au cas des poutres en BFUP présentant un comportement multimacrofissurant.

Le modèle reste cependant totalement fonctionnel pour les poutres présentant un comportement multimacrofissurant. Les résultats obtenus sont présentés et confrontés aux résultats expérimentaux dans le chapitre 4.

2.6. Conclusion

Nous avons, dans ce chapitre, présenté un modèle analytique qui permet de modéliser le comportement des poutres en T sous sollicitations combinées de flexion longitudinale et flexion transversale. Il permet notamment d'étudier le comportement de la jonction « âme-table ». L'étude de ce type de géométrie se révèle être suffisamment générique pour extrapoler le comportement de la jonction vers d'autres géométries (jonctions de deux voiles, d'un voile et d'un raidisseur).

Ce modèle permet, grâce à une adaptation du modèle de la MCFT (Vecchio et Collins, 1986) prolongeant celle de (Baby, 2012), d'appréhender le fonctionnement des poutres en T par une méthode analytique suffisamment précise et proposant un temps de mise en œuvre faible.

Deux algorithmes sont proposés, ont été implémentés et sont fonctionnels, le second néglige les contraintes verticales dans la table et permet donc un raisonnement uniquement en deux dimensions.

Le domaine de définition du modèle se limite au cas des structures présentant un comportement multimicrofissurant, quelques éléments de réflexion sont apportés sur la mise au point d'un modèle adapté aux structures présentant un comportement multimacrofissurant. Cependant, cette adaptation n'a pas pu être menée à son terme.

Il est intéressant de noter que le modèle développé pourra être utilisé même pour un BFUP adoucissant à l'échelle du matériau tant que le confinement (par effet d'arc, fort ferrailage longitudinal ou efficacité de la précontrainte) de la zone fissurée (âme de la poutre notamment) sera suffisant pour conserver une multimicrofissuration.

Il se pose cependant la question de prévoir l'état limite correspondant à la fin d'applicabilité du modèle, soit par un critère local en contrainte ou en déformation, soit par une modélisation différente (analyse limite par exemple).

Les résultats fournis par les modèles sont comparés, au chapitre 4, aux résultats expérimentaux obtenus. Les essais réalisés n'ayant mis en œuvre que des sollicitations de flexion longitudinale (impliquant notamment une sollicitation de cisaillement longitudinal dans la jonction) seule une validation partielle du fonctionnement du modèle a pu être effectuée. On n'a en particulier pas pu vérifier si la simplification réalisée en négligeant les contraintes verticales est acceptable (cette sollicitation étant absente dans le cas des essais réalisés).

Chapitre 3 : Caractérisation du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur

Sommaire

3.1.	Introduction.....	201
3.2.	Description de la campagne expérimentale.....	203
3.2.1.	Principe de l'essai.....	203
3.2.2.	Corps d'épreuve	204
3.2.2.1.	Matériaux étudiés.....	204
3.2.2.2.	Géométrie des corps d'épreuve	204
3.2.2.3.	Fabrication des corps d'épreuve.....	206
3.2.2.3.1.	Principe de remplissage des corps d'épreuve.....	206
3.2.2.3.2.	Fabrication des corps d'épreuve en BFUP A et B.....	207
3.2.2.3.3.	Fabrication des corps d'épreuve en BFUP C	209
3.2.2.3.4.	Synthèse des informations sur les fabrications.....	210
3.2.3.	Dimensionnement du dispositif expérimental.....	211
3.2.3.1.	Principe d'application de l'effort	211
3.2.3.2.	Conditions d'appui	213
3.2.3.2.1.	Appuis entre les traverses et le corps d'épreuve.....	213
3.2.3.2.2.	Appuis entre les plateaux de la presse et les traverses	214
3.2.4.	Moyens d'essais et instrumentation des corps d'épreuve	215
3.2.4.1.	Presse hydraulique utilisée et pilotage.....	215
3.2.4.2.	Instrumentation des corps d'épreuve	215
3.2.5.	Synthèse des essais réalisés	216
3.3.	Résultats expérimentaux.....	217
3.3.1.	Caractérisation des matériaux	217
3.3.1.1.	BFUP A.....	217
3.3.1.2.	BFUP B.....	219
3.3.1.3.	BFUP C.....	220
3.3.2.	Détermination de la contrainte de cisaillement	221
3.3.3.	Résultats des corps d'épreuve en BFUP A.....	221
3.3.3.1.	Mode de rupture.....	221
3.3.3.2.	Courbes expérimentales	222

3.3.4.	Résultat des corps d'épreuve en BFUP B	223
3.3.4.1.	Mode de rupture.....	223
3.3.4.2.	Courbes expérimentales	223
3.3.5.	Résultats des corps d'épreuve en BFUP C.....	224
3.3.5.1.	Mode de rupture.....	224
3.3.5.2.	Courbes expérimentales	224
3.3.6.	Synthèse des résultats expérimentaux	225
3.4.	Analyse des résultats	227
3.4.1.	Confrontation aux modèles et données disponibles dans la littérature	227
3.4.1.1.	Comparaison aux résultats expérimentaux de (Crane, 2010)	227
3.4.1.1.1.	Résultats expérimentaux de (Crane, 2010).....	227
3.4.1.1.2.	Analyse des différences constatées avec les essais de (Crane, 2010)	228
3.4.1.2.	Estimation de la résistance au cisaillement : modèles issus de la littérature	230
3.4.1.2.1.	(Crane, 2010).....	230
3.4.1.2.2.	(Boulekbatche et al., 2012).....	231
3.4.1.2.3.	(Khanlou et al., 2013)	231
3.4.1.2.4.	Propositions des recommandations (AFGC, 2013) et de la norme (AFNOR, 2016a)	231
3.4.1.2.5.	Confrontation des résultats	232
3.4.2.	Réflexion sur la résistance au cisaillement des BFUP	233
3.4.2.1.	Compréhension du comportement sous sollicitation de cisaillement.....	234
3.4.2.2.	Estimation « approximative » de la limite élastique des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur en fonction de la limite élastique en traction	238
3.4.2.3.	Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction de la résistance à la traction	239
	Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction du volume de fibres.....	240
3.5.	Conclusion	243

3.1. Introduction

Dans le cadre de la démarche adoptée pour maîtriser le comportement des jonctions âmes-membrures, l'intérêt d'étudier le comportement des BFUP sous cisaillement pur est double :

- La revue bibliographique présentée au chapitre 1 du manuscrit de thèse a mis en évidence le caractère complexe des ruptures qui interviennent dans les jonctions âme-membrure soumises à des sollicitations de cisaillement longitudinal (avec éventuellement une concomitance de flexion transversale). (Regan et Placas, 1970), (Badawy et Bachmann, 1977) et (Tizatto et Shehata, 1990) ont constaté la présence d'une fissuration diagonale dans la table lors d'essais sur poutres en T en béton ordinaire. Cependant, la rupture ne semble pas forcément intervenir selon un schéma de treillis mais plutôt en cisaillement-glisement le long d'une fissure (Fouré, 2003). Dans ces conditions, la connaissance du comportement sous sollicitation de cisaillement pur du matériau considéré est indispensable à la prédiction de celui de la jonction (en particulier dans le cadre d'une analyse limite).
- De plus, dans le cadre d'une modélisation de type MCFT présentée au chapitre 1 (voir section 1.3.2.1.2.2) et abondée au chapitre 2 (voir section 2.3) pour le cas des BFUP, la connaissance de la loi de comportement d'une fissure sous sollicitation de cisaillement pur [relation $\tau = f(w)$] permet une modélisation plus fine du comportement des structures présentant un mécanisme de treillis (voir relation (5) de la section 1.3.2.1.2). Ainsi, alors que la MCFT prend en compte une telle relation, l'adaptation que nous avons présentée au chapitre 2 pour les BFUP écrouissants ne l'utilise pas (faute de données disponibles) ce qui réduit le domaine d'application du modèle (il est uniquement adapté aux BFUP présentant un comportement multimicrofissurant). L'étude du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur constitue la première étape de définition d'une relation entre la contrainte de cisaillement et l'ouverture de fissure et donc de l'élargissement du domaine de définition du modèle aux BFUP multimacrofissurants et à la phase adoucissante des BFUP multimicrofissurants.

Ce troisième chapitre présente donc l'étude expérimentale du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur telle qu'elle a été entreprise dans cette thèse. L'un des objectifs de ce chapitre est d'exhiber des lois supposées intrinsèques :

- relation entre la contrainte de cisaillement et l'ouverture de fissure,
- relation entre la contrainte de cisaillement et le glissement relatif entre les deux côtés du plan de rupture.

Dans un premier temps, nous présentons le principe de la campagne d'essais qui a été réalisée dans le cadre de la thèse. Nous décrivons ensuite les résultats obtenus et leur analyse vis-à-vis des modèles disponibles dans la littérature. Nous proposons quelques éléments qualitatifs d'analyse sur l'origine (à l'échelle des fibres) du comportement observé, et quelques relations quantitatives simplifiées.

3.2. Description de la campagne expérimentale

Afin de déterminer le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur, une campagne expérimentale a été élaborée et réalisée à l'IFSTTAR. Nous présentons, dans cette partie, le principe de la campagne d'essais (principe de sollicitation, géométrie des corps d'épreuve, instrumentation utilisée...) ainsi que les caractéristiques des BFUP étudiés.

3.2.1. Principe de l'essai

Dans la littérature, trois principaux types d'essais permettant de caractériser le comportement des matériaux cimentaires sous sollicitation de cisaillement direct sont disponibles (voir Figure 130). Les avantages et inconvénients de chacun d'entre-eux sont présentés à la section 1.4.1.1.

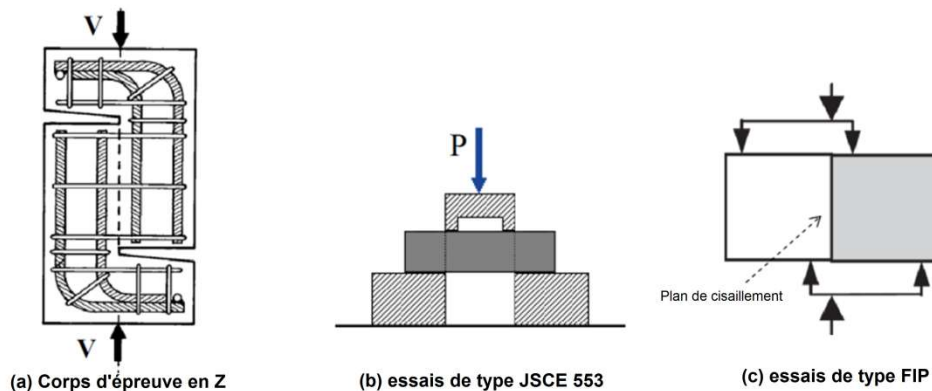


Figure 130: Différents types d'essais de cisaillement pur (Khanlou et al., 2013)

Afin de pouvoir déterminer le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur, il a été considéré comme prioritaire, de s'assurer que l'orientation des fibres soit représentative de celle présente au cœur d'une structure en BFUP, et que l'entaillage des corps d'épreuve soit possible. Ces objectifs éliminent, de fait, les corps d'épreuve en Z.

Afin de ne solliciter qu'une section en cisaillement et de ne pas être contraint d'étudier le comportement de deux sections à la fois (avec toutes les difficultés d'interprétation que cela représente), nous avons décidé de réaliser des essais de type FIP (voir Figure 130b).

Lors de la réalisation des essais de type FIP, la conception du bâti doit être réalisée conjointement au dimensionnement des corps d'épreuve. En effet, la présence d'une sollicitation de cisaillement pur dans la section étudiée est inhérente à l'application, sur le corps d'épreuve, d'efforts ayant un rapport d'intensité compatible avec leur positionnement sur celui-ci. Le rapport d'intensité des efforts appliqués est directement issu de l'équilibre mécanique de chacune des traverses du bâti de sollicitation (et donc de sa géométrie) et doit permettre d'annuler les sollicitations de flexion dans la section centrale.

Nous présentons dans la suite les caractéristiques des corps d'épreuve que nous avons testés (matériau utilisé, géométrie,...). Nous détaillons ensuite le principe de l'application de l'effort (conception du bâti de cisaillement et vérification de la sollicitation apportée au corps d'épreuve) qui a découlé du choix des dimensions des corps d'épreuve testés.

3.2.2. Corps d'épreuve

Le choix des caractéristiques (géométrie et matériaux utilisés) des corps d'épreuve testés a été fait dans le but d'atteindre plusieurs objectifs :

- Obtenir une donnée représentative des différentes formulations de matériau disponibles sur le marché (volume de fibre variant de 1% à 3%, diamètre du plus gros granulats variant de 0,8 à 5 mm).
- Obtenir une donnée peu impactée par un « effet opérateur » lors de la phase de fabrication : une orientation des fibres isotrope a été recherchée notamment en fabricant des corps d'épreuve suffisamment épais pour s'affranchir au maximum des effets de bord.
- Obtenir une donnée faiblement impactée par les effets de bord à proximité des appuis (section nette suffisante).
- Etre en mesure d'étudier, avec la même géométrie de corps d'épreuve, l'impact d'un renforcement par armatures passives des sections sollicitées (section suffisamment importante pour permettre un enrobage acceptable). Les essais correspondant n'ont cependant pas été réalisés dans le cadre de la thèse.

3.2.2.1. Matériaux étudiés

Afin d'être représentatif des différents BFUP disponibles sur le marché, nous avons étudié le comportement de trois BFUP différents.

Pour des raisons de confidentialité, nous ne sommes pas en mesure de présenter ici les formulations complètes de ces matériaux. Néanmoins, certaines caractéristiques de la composition de ces matériaux sont présentées dans le Tableau 10. Les matériaux étudiés sont dénommés « BFUP A », « BFUP B » et « BFUP C ». Les BFUP A et B ont la même matrice cimentaire, seul le volume de fibres varie. Les fibres du BFUP C sont plus grandes que celles des BFUP A et B, de plus, le BFUP C est formulé à base de granulats plus gros que les BFUP A et B. Les granulats utilisés pour la formulation du BFUP C présentent une dureté élevée (par rapport à ceux utilisés dans les BO, BHP, BTHP) et assurent une bonne interface granulats-matrice cimentaire.

	BFUP A	BFUP B	BFUP C
Longueur des fibres (mm)	14		20
Diamètre des fibres (mm)	0,2		0,3
Volume de fibres (%)	1	3	2,5
Diamètre du plus gros granulats (mm)	0,8		5

Tableau 10: Caractéristiques de la composition des BFUP étudiés

3.2.2.2. Géométrie des corps d'épreuve

La géométrie des corps d'épreuve est inspirée de celle proposée par (Bazant et Pfeiffer, 1986) [voir Figure 131].

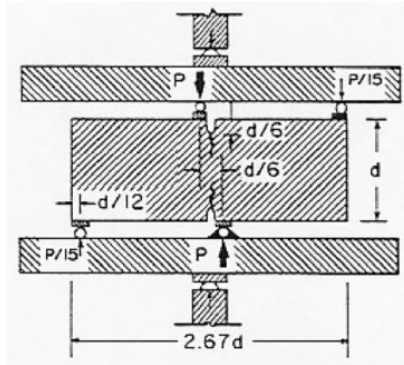


Figure 131: Montage expérimental mis en œuvre par (Bazant et Pfeiffer, 1986)

Les corps d'épreuve en BFUP A et B ont une géométrie prismatique telle que présentée sur la Figure 132. Les entailles sur les faces supérieures et inférieures ont une profondeur d'environ 1,5 cm et une épaisseur de 5 mm ; les entailles sur les faces verticales ont, elles, une profondeur d'environ 2,5 cm et une épaisseur d'environ 3 mm. L'entaillage a été réalisé dans le but d'obtenir une section résiduelle de $15,5 \times 4 \text{ cm}^2$. Celle-ci est le fruit d'un compromis entre la volonté de garder une section assez importante et de s'assurer d'une rupture au niveau de la section étudiée.

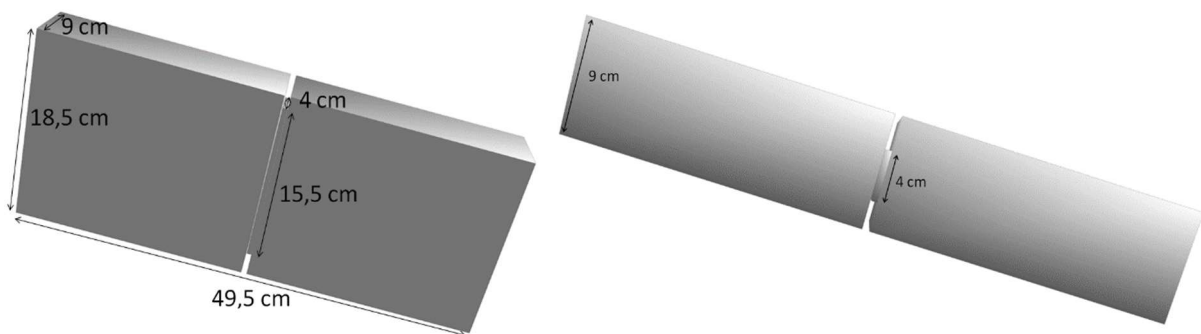
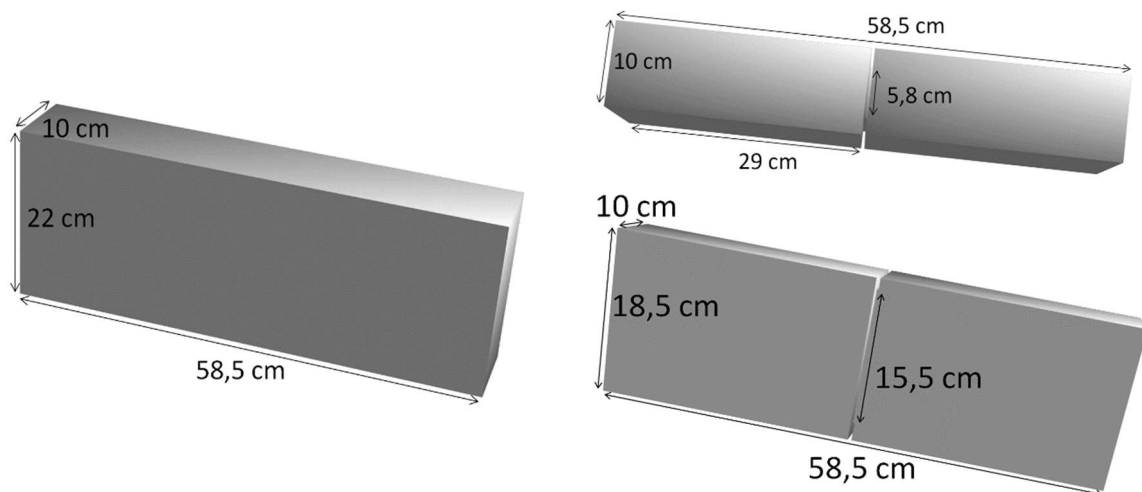


Figure 132: Géométrie des corps d'épreuve en BFUP A et BFUP B

En raison d'une longueur de fibres plus importante pour le BFUP C et afin d'obtenir une orientation des fibres relativement similaire pour chaque matériau, les corps d'épreuve fabriqués en BFUP C ont une géométrie prismatique légèrement différente de celle des corps d'épreuve en BFUP A et B (voir Figure 133a). Ils ont été, par la suite, sciés pour réduire leur hauteur à 18,5 cm (sciage de 1,75 cm des deux faces en regard du corps d'épreuve). Les entailles sur les faces supérieure et inférieure ont une profondeur d'environ 1,5 cm (épaisseur de 5 mm environ), celles des côtés verticaux ont une profondeur d'environ 2,1 cm (épaisseur de 3 mm environ). L'entaillage a été réalisé dans le but d'obtenir une section résiduelle de $15,5 \times 5,8 \text{ cm}^2$.



Géométrie des corps d'épreuve fabriqués en BFUP C

Géométrie des corps d'épreuve testés en BFUP C (après sciage et entaillage)

Figure 133: Géométrie des corps d'épreuve en BFUP C

Ainsi, la section résiduelle a, pour tous les matériaux, une hauteur d'environ 15,5 cm et une largeur d'environ $2,9L_f$ (L_f = longueur des fibres). La géométrie exacte de l'ensemble des corps d'épreuve a été mesurée précisément avant chaque essai afin d'exploiter les résultats avec la section nette réelle.

3.2.2.3. Fabrication des corps d'épreuve

3.2.2.3.1. Principe de remplissage des corps d'épreuve

Tous les corps d'épreuve ont été fabriqués dans des coffrages en bois (contreplaqué marin) préparés pour l'occasion (voir Figure 134) et huilés selon les préconisations des différents fournisseurs de matériau.



Figure 134: Coffrages utilisés pour fabriquer les corps d'épreuve de cisaillement

Afin de limiter « l'effet opérateur » qui peut impliquer des orientations de fibres très variables, les coffrages ont été remplis avec une méthode similaire pour tous les matériaux et pour tous les opérateurs. Le remplissage a été réalisé au seau, par passes successives, et en réalisant des allers-retours dans le sens de la longueur des corps d'épreuve. Le remplissage a été réalisé au milieu de l'éprouvette dans le sens de la largeur (voir Figure 135). La surface des corps d'épreuve n'a pas été talochée pour ne pas créer une orientation préférentielle des fibres.

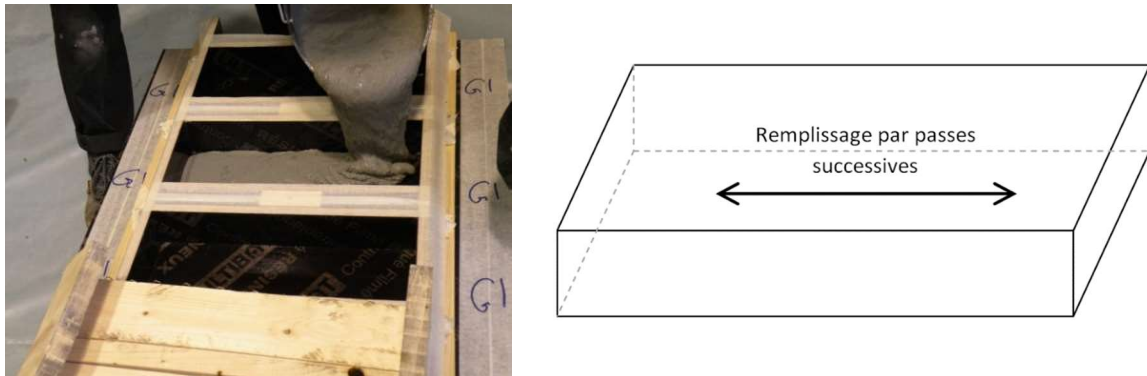


Figure 135: Procédure de remplissage des coffrages de cisaillement

Nous présentons dans les paragraphes suivants quelques éléments sur les modalités de coulage pour chacun des matériaux. Les corps d'épreuve en BFUP A et B ont été réalisés à l'IFSTTAR alors que ceux en BFUP C l'ont été dans les locaux de l'industriel partenaire. Nous décrivons les étapes de fabrication dans chacun des cas.

3.2.2.3.2. Fabrication des corps d'épreuve en BFUP A et B

Les BFUP A et B ont été fabriqués dans les locaux de l'IFSTTAR à Marne la Vallée respectivement les 17 septembre 2014 et 21 novembre 2014. Le malaxage a été réalisé en extérieur avec un malaxeur de chantier (malaxeur annulaire sans mouvement planétaire – voir Figure 136). Les matériaux ont été conservés à 20°C jusqu'au moment du malaxage. Les corps d'épreuve ont été coulés en intérieur (température contrôlée à 20°C), un produit de cure a été appliqué généreusement (selon préconisation du fournisseur) et des bâches ont été mises en place sur les coffrages pour éviter une dessiccation précoce (voir Figure 137). Deux gâchées de 135 litres ont été réalisées pour le BFUP A, deux gâchées de 193 litres pour le BFUP B.



Vue générale du malaxeur



Absence de mouvement planétaire des pales

Figure 136: Malaxeur utilisé pour les fabrications des BFUP A et B



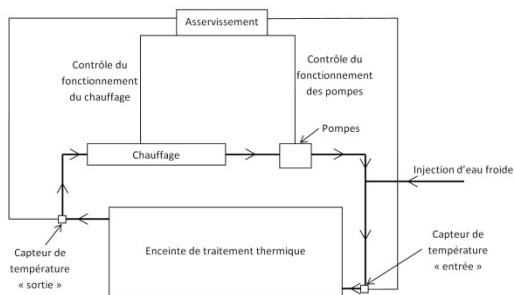
Application d'un produit de cure



Protection contre les courants d'air

Figure 137: Protection des corps d'épreuve contre la dessiccation

Les éprouvettes en BFUP A et B ont subi un traitement thermique en eau (48 h à 90°C – TT2 selon la norme française NF P18-470). La mise en eau a été réalisée 48 heures après le coulage (immédiatement après le décoffrage) et le traitement thermique a débuté 60 h après le coulage. Ce traitement thermique a été réalisé dans l'enceinte de traitement thermique de l'IFSTTAR [voir Figure 138, (Martin et Toutlemonde, 2010)].



Fonctionnement général de l'enceinte



Vue des corps d'épreuve dans l'enceinte

Figure 138: Enceinte de traitement thermique

Des capteurs de température (thermocouples et/ou sonde Sensirion®) ont été mis en place à différents endroits de l'enceinte de traitement afin de s'assurer de son bon fonctionnement. Le suivi de température des deux traitements thermiques réalisés est présenté sur la Figure 139.

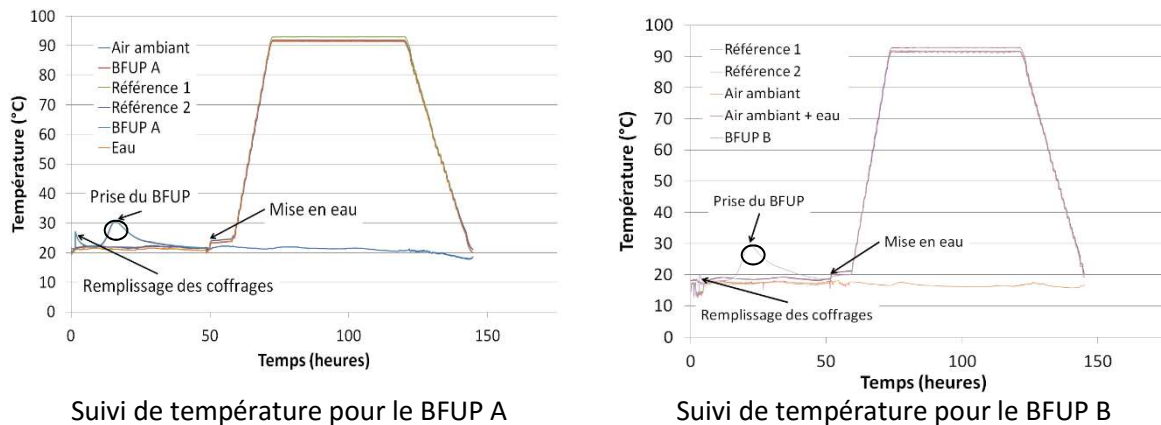


Figure 139: suivi de température BFUP A et BFUP B

3.2.2.3.3. Fabrication des corps d'épreuve en BFUP C

Le BFUP C a été fabriqué dans les locaux (non chauffés) du partenaire industriel le 24 septembre 2014. Le matériau a été malaxé dans le même type de malaxeur que celui utilisé pour les BFUP A et B (avec, cependant, une capacité de malaxage supérieure – voir Figure 140a). Une seule gâchée de 240 litres a été réalisée. Les corps d'épreuve ont été protégés de la dessiccation par application du produit de cure recommandé par le partenaire (voir Figure 140b) et par bâchage (voir Figure 140c). Les corps d'épreuve ont été déplacés dans leurs coffrages (préalablement filmés pour les protéger de la dessiccation) dans les locaux de l'IFSTTAR 24 h après le coulage (résistance moyenne sur cube 10 x 10 cm de 92MPa au moment du déplacement). Le décoffrage a eu lieu 48 heures après le coulage dans les locaux de l'IFSTTAR, les corps d'épreuve ont été placés sous 3 couches de film plastique et 2 couches d'aluminium autocollant pour éviter toute dessiccation pendant leur stockage en attente des essais (voir Figure 140d [Toutlemonde et Le Maou, 1996]).



a) Malaxeur utilisé pour la fabrication du BFUP C



b) Protection contre la dessiccation



c) Protection contre les courants d'air



d) Protection contre la dessiccation avant stockage des corps d'épreuve

Figure 140: Fabrication des corps d'épreuve en BFUP C

3.2.2.3.4. Synthèse des informations sur les fabrications

Le Tableau 11 regroupe les données issues des différentes fabrications et notamment les résultats des essais sur béton frais.

	BFUP A						BFUP B						BFUP C		
	Gâchée 1			Gâchée 2			Gâchée 1			Gâchée 2					
Date de fabrication	17/09/2014						21/11/2014						24/09/2014		
Température ambiante (°C)	20,2			25,8			12,9			12,4			15		
Température béton (sortie malaxeur) (°C)	28,3			30,7			23,2			24,2			23		
Etalement (NFP 18-470) (cm)	Sans fibres		ASTM : 24,0			ASTM : 24,0			ASTM : 23,5			ASTM : 23,5			-
	Avec fibres		ASTM : 24,0			ASTM : 24,5			ASTM : 23,5			ASTM : 23,5			DIN : 65
Teneur en air (%)	3,7	3,6	3,7	4,1	3,9	4,0	3,6	3,7	3,7	3,2	3,1	3,2	-		
Traitement thermique 2 (NF P18-470)	Oui			Oui			Oui			Oui			Non		
Fabrication des éprouvettes de caractérisation	Oui			Non			Oui			Non			Oui		
Fabrication des éprouvettes de cisaillement	Oui			Non			Non			Oui			Oui		
Nombre de corps d'épreuve de cisaillement testés	2			0			0			2			2		

Tableau 11: Principales données recueillies lors des fabrications des corps d'épreuve

3.2.3. Dimensionnement du dispositif expérimental

Nous présentons dans cette partie le dispositif expérimental que nous avons choisi pour appliquer la sollicitation de cisaillement pur dans la section entaillée. La géométrie de l'essai n'étant pas triviale, nous présentons tout d'abord une analyse mécanique qui permet de vérifier la compatibilité de la géométrie des corps d'épreuve et du bâti de sollicitation. Nous présentons par la suite les appareils d'appuis et la presse hydraulique utilisés.

3.2.3.1. Principe d'application de l'effort

Le principe du bâti de sollicitation utilisé est présenté sur la Figure 141. Il est composé de :

- deux appuis rotulés qui diffusent l'effort entre la presse et le reste du bâti,
- deux traverses métalliques qui transfèrent l'effort des appuis rotulés vers le corps d'épreuve (via deux appuis),
- 3 appuis simples qui transmettent l'effort entre le corps d'épreuve et les traverses (2 pour la traverse inférieure, 1 pour la traverse supérieure),
- 1 appui rotulé qui transmet l'effort entre le corps d'épreuve et la traverse supérieure.

Le choix des appuis a été réalisé afin d'éviter de frotter la section cisailée (utilisation des trois appuis simples) tout en assurant la stabilité du montage (utilisation des appuis rotulés).

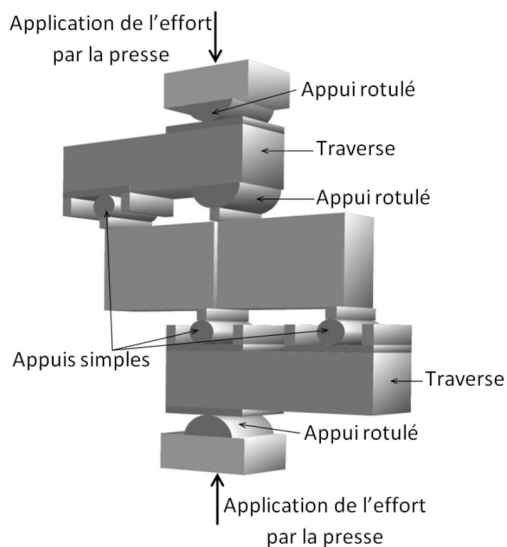


Figure 141: Schéma de principe du bâti de sollicitation

Une première analyse du montage d'essai montre que :

- la nature de la sollicitation présente dans la section entaillée est directement liée au positionnement des différents appuis sur le corps d'épreuve et à l'intensité de l'effort appliqué sur chacun d'eux,
- l'intensité des efforts appliqués sur le corps d'épreuve est déterminée par les relations issues de l'équilibre des traverses métalliques et dépend directement de la position de chacun des appuis.

Ainsi, les études de l'équilibre des traverses et du corps d'épreuve doivent être réalisées conjointement. Le bon fonctionnement de l'essai est inhérent à l'adéquation entre les dimensions du corps d'épreuve et des traverses métalliques.

Les éléments présentés dans la Figure 142 et la Figure 143 permettent de vérifier que les géométries du bâti de sollicitation et des corps d'épreuve sont compatibles pour assurer une sollicitation en cisaillement pur de la section étudiée.

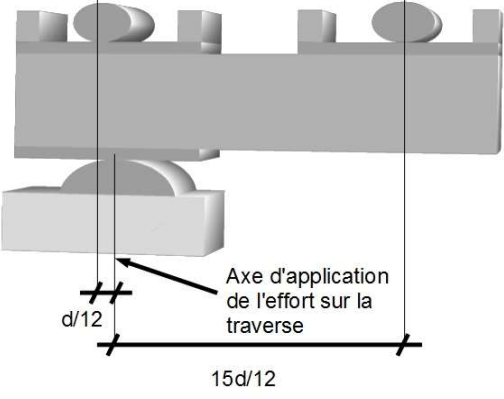
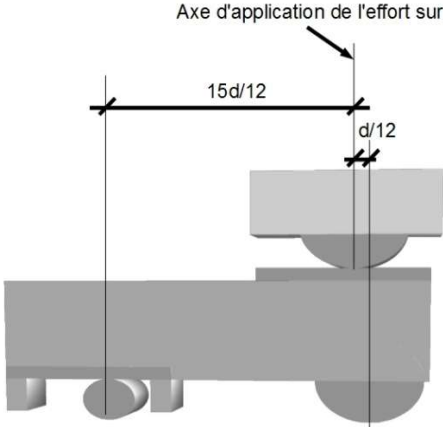

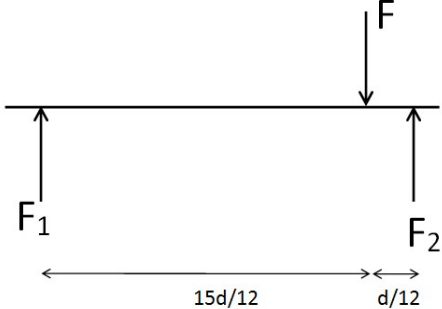
Etude de la traverse inférieure	Etude de la traverse supérieure
 <p style="text-align: center;">d = hauteur du corps d'épreuve</p>	
Vue de la traverse inférieure	Vue de la traverse supérieure
	
Représentation schématique de la traverse inférieure	Représentation schématique de la traverse supérieure
<p>Equilibre des forces :</p> $F = F_1 + F_2$	
<p>Equilibre des moments :</p> <p>En exprimant les moments au point d'application de F, on obtient :</p> $\frac{15}{12} \times d \times F_1 = \frac{1}{12} \times d \times F_2$ $15 \times F_1 = F_2$	

Figure 142: Détermination des efforts appliqués au corps d'épreuve en fonction de l'effort appliqué par la presse
Avec : F l'effort appliqué par la presse, F1 et F2 les efforts transmis au corps d'épreuve, d la hauteur du corps d'épreuve

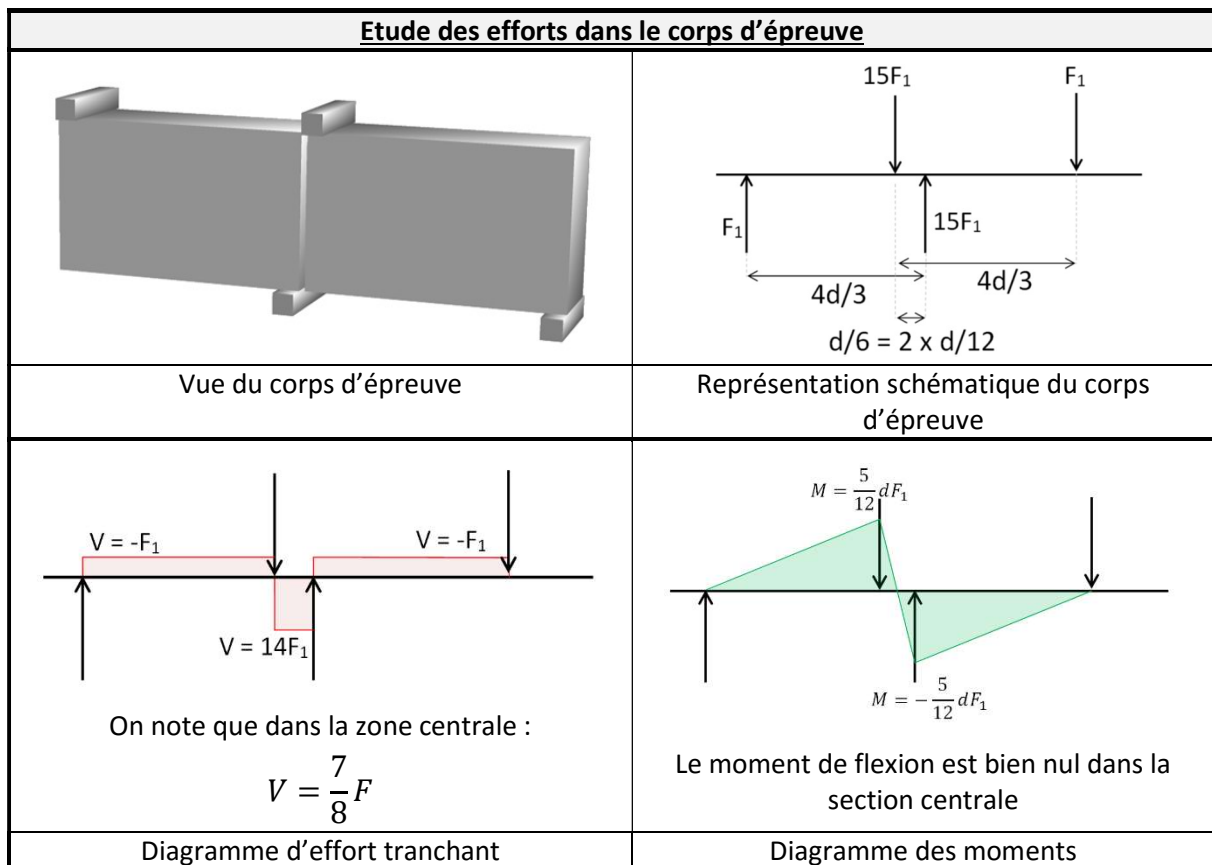


Figure 143: Diagrammes des efforts dans le corps d'épreuve

Ainsi, les éléments présentés dans la Figure 142 et dans la Figure 143 permettent de conclure que :

- les traverses appliquent un effort égal à $F/16$ à l'extrémité du corps d'épreuve et à $15F/16$ à proximité de la section entaillée,
- l'intensité des efforts appliqués sur le corps d'épreuve est compatible avec leur géométrie pour solliciter la section entaillée en cisaillement pur.

3.2.3.2. Conditions d'appui

Les analyses ci avant ne sont valables que si l'on peut assurer, lors des essais, que seul l'appareil d'appui utilisé pour matérialiser l'appui rotulé reprend un effort horizontal. En effet, si les appuis simples présentent un frottement en translation, la section cisailée est frettée et l'ouverture de fissure gênée.

Nous présentons dans les paragraphes suivants les solutions techniques retenues pour matérialiser les appuis simples et les appuis rotulés.

3.2.3.2.1. Appuis entre les traverses et le corps d'épreuve

Les appuis entre le bâti et l'éprouvette sont constitués de 3 rouleaux de 5 cm de diamètre (pour matérialiser les appuis simples) et d'une demi-lune de 10 cm de diamètre (pour matérialiser l'appui rotulé) (voir Figure 144).



Appuis glissant : utilisation d'un rouleau



Appui fixe : utilisation d'une demi-lune

Figure 144: Appuis mis en place entre le corps d'éprouve et les traverses du bâti

La vérification analytique ou numérique de la résistance et de la déformation de ces pièces est complexe compte tenu de la nature linéique de l'application de l'effort. Lors des essais de faisabilité, il a été constaté que réaliser les pièces d'appui dans un acier ayant une limite élastique de 600 MPa n'était pas suffisant (les rouleaux et les supports ont plastifié). Une approche analytique selon le principe du contact de Hertz a alors été menée et les pièces d'appui ont été remplacées par des pièces en acier ayant une limite élastique de 1200 MPa. Des plaques de répartition de l'effort (limite élastique de 1200 MPa) ont également été ajoutées entre les appareils d'appui et les traverses pour éviter d'endommager celles-ci. Les essais ont montré que ces pièces ne se plastifient pas sous la charge appliquée et qu'elles permettent donc d'éviter la présence d'un quelconque frettage.

Afin d'éviter un écrasement local du BFUP au droit des appuis, des plaques de répartition (de 2 cm de large et 2,5 cm de haut) ont été collées sur les corps d'éprouve à l'aide d'une résine époxy (voir Figure 144).

3.2.3.2.2. Appuis entre les plateaux de la presse et les traverses

En ce qui concerne la liaison entre la presse et les traverses du bâti (appuis rotulés), une demi-lune de 10 cm de diamètre (acier possédant une limite élastique de 1200 MPa) a été mise en place (voir Figure 145).



Figure 145: Appui entre le plateau de la presse et la traverse inférieure du bâti de sollicitation

3.2.4. Moyens d'essais et instrumentation des corps d'épreuve

3.2.4.1. Presse hydraulique utilisée et pilotage

Une presse d'une capacité de 5 000 kN a été utilisée pour appliquer la charge sur le bâti de sollicitation (voir Figure 146). Le plateau supérieur de la presse est équipé d'une rotule.



Figure 146: Presse utilisée pour réaliser les essais de cisaillement

L'approche est réalisée en déplacement avec un contrôle en force (limite à 5kN), l'effort est ensuite porté à 8 kN avec un pilotage en force. Une fois le corps d'épreuve libéré des systèmes de maintien nécessaires à sa mise en place, le pilotage est réalisé en déplacement vérin à une vitesse de 0,06 mm/min jusqu'à la rupture du corps d'épreuve.

3.2.4.2. Instrumentation des corps d'épreuve

Chaque face du corps d'épreuve est instrumentée par 3 capteurs de déplacement (LVDT) [voir Figure 147] :

- 1 capteur (course de 10 mm) mesure le glissement relatif entre les deux côtés de l'entaille (capteur situé à mi-hauteur du corps d'épreuve),
- 2 capteurs (course de 10 mm) mesurent l'ouverture de fissure (un capteur proche du milieu de l'éprouvette et un capteur en bas de l'éprouvette).

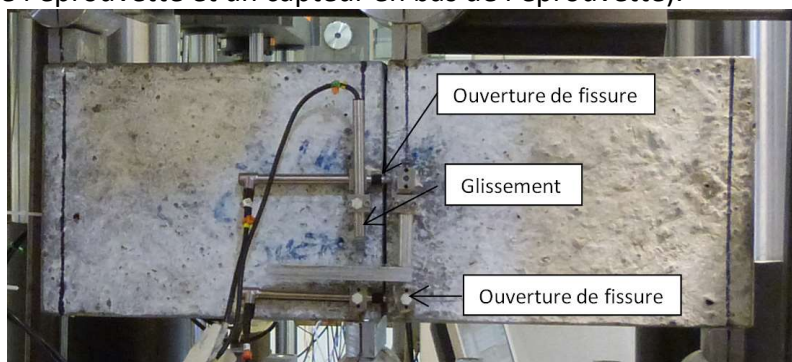


Figure 147: Instrumentation des corps d'épreuve de cisaillement

Les capteurs d'ouverture de fissure sont montés en extensomètre avec une base de mesure de 31 mm. Le glissement est mesuré grâce à une barre de renvoi, dans ce cas également la base de mesure est de 31 mm. Cet entraxe correspond au sixième de la hauteur de l'éprouvette soit à l'écartement des deux appuis centraux sur le corps d'épreuve.

3.2.5. Synthèse des essais réalisés

Nous présentons dans le Tableau 12 une vision synthétique de l'ensemble des essais réalisés et des paramètres définissant chacun d'entre eux.

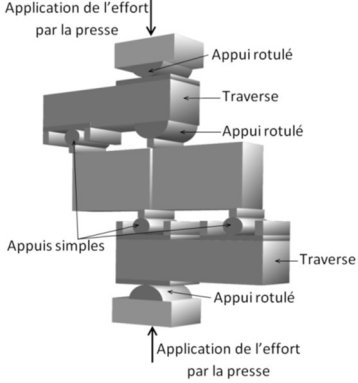
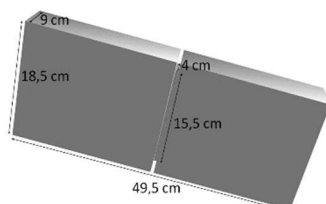
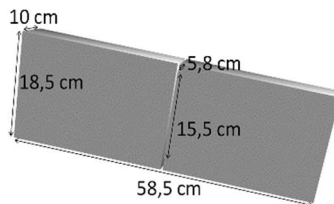
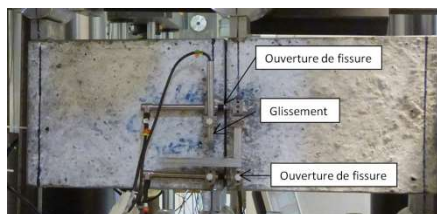
	BFUP A	BFUP B	BFUP C
Principe de sollicitation	 <p>Application de l'effort par la presse</p> <p>Appui rotulé</p> <p>Traverse</p> <p>Appui rotulé</p> <p>Appuis simples</p> <p>Traverse</p> <p>Appui rotulé</p> <p>Application de l'effort par la presse</p> <p>La presse hydraulique est pilotée en déplacement vérin à une vitesse de 0,06 mm/min</p>		
Géométrie des corps d'épreuve testés			
Instrumentation mise en place	 <p>Ouverture de fissure</p> <p>Glissement</p> <p>Ouverture de fissure</p> <p>Sur chaque face :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 2 mesures d'ouverture de fissure - 1 mesure de glissement 		
Diamètre des fibres (mm)	0,2		0,3
Longueur des fibres (mm)	14		20
Volume de fibre V_f (%)	1	3	2,5
Diamètre du plus gros granulat (mm)	0,8		5
Nombre d'essais	2	2	2
Date des essais	03/06/2016	08/06/2016	22/06/2016
Fabrication	17/09/2014 à l'IFSTTAR	21/11/2014 à l'IFSTTAR	24/09/2014 dans les locaux du partenaire industriel
f_c (MPa)*	228	231,6	199,9
f_{tel} (MPa) (flexion 4 points)*	15,2	15,0	16,6
f_{tult} (MPa)* (flexion 4 points)	8,6	13,8	10,8
f_{tult} (MPa)* (flexion 3 points)	8,0	16,8	10,5
f_{tult} (MPa)* (flexion sur prismes cisaillement)	8,3	-	12,6

Tableau 12: Synthèse des essais de cisaillement pur réalisés

* définition et méthode de détermination : voir section 3.3.1 et Annexe 1

3.3. Résultats expérimentaux

Nous avons, dans les paragraphes précédents, présenté le principe de la campagne expérimentale. Après avoir détaillé les résultats de la caractérisation des matériaux, nous présentons les résultats de la campagne expérimentale sur prismes en cisaillement pur.

3.3.1. Caractérisation des matériaux

Une campagne de caractérisation des matériaux conforme aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme (AFNOR, 2016b) a été réalisée. Les moyens expérimentaux utilisés et l'ensemble des résultats expérimentaux sont présentés en détails dans l'annexe 1 du manuscrit de thèse. Nous regroupons dans la suite les résultats principaux issus de cette campagne. Pour chacun des matériaux, il a été réalisé :

- 6 essais de résistance en compression sur cylindres 11 x 22 cm,
- 3 essais de détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson sur cylindres 11 x 22,
- 6 essais de flexion quatre points (sur prismes 7 x 7 x 28 pour les BFUP A et B, sur prismes 10 x 10 x 40 pour le BFUP C),
- 6 essais de flexion trois points (sur prismes entaillés 7 x 7 x 28 pour les BFUP A et B, sur prismes entaillés 10 x 10 x 40 pour le BFUP C).
- 3 essais de flexion trois points sur prismes entaillés de même géométrie que ceux utilisés pour les essais de cisaillement pur. Ces essais permettent d'obtenir le comportement en traction des BFUP testés dans la configuration des essais de cisaillement. Ce type d'essais n'a pas pu être mené pour le BFUP B en raison d'un manque de corps d'épreuve.

3.3.1.1. BFUP A

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sur les corps d'épreuve en BFUP A sont présentées à la Figure 148.

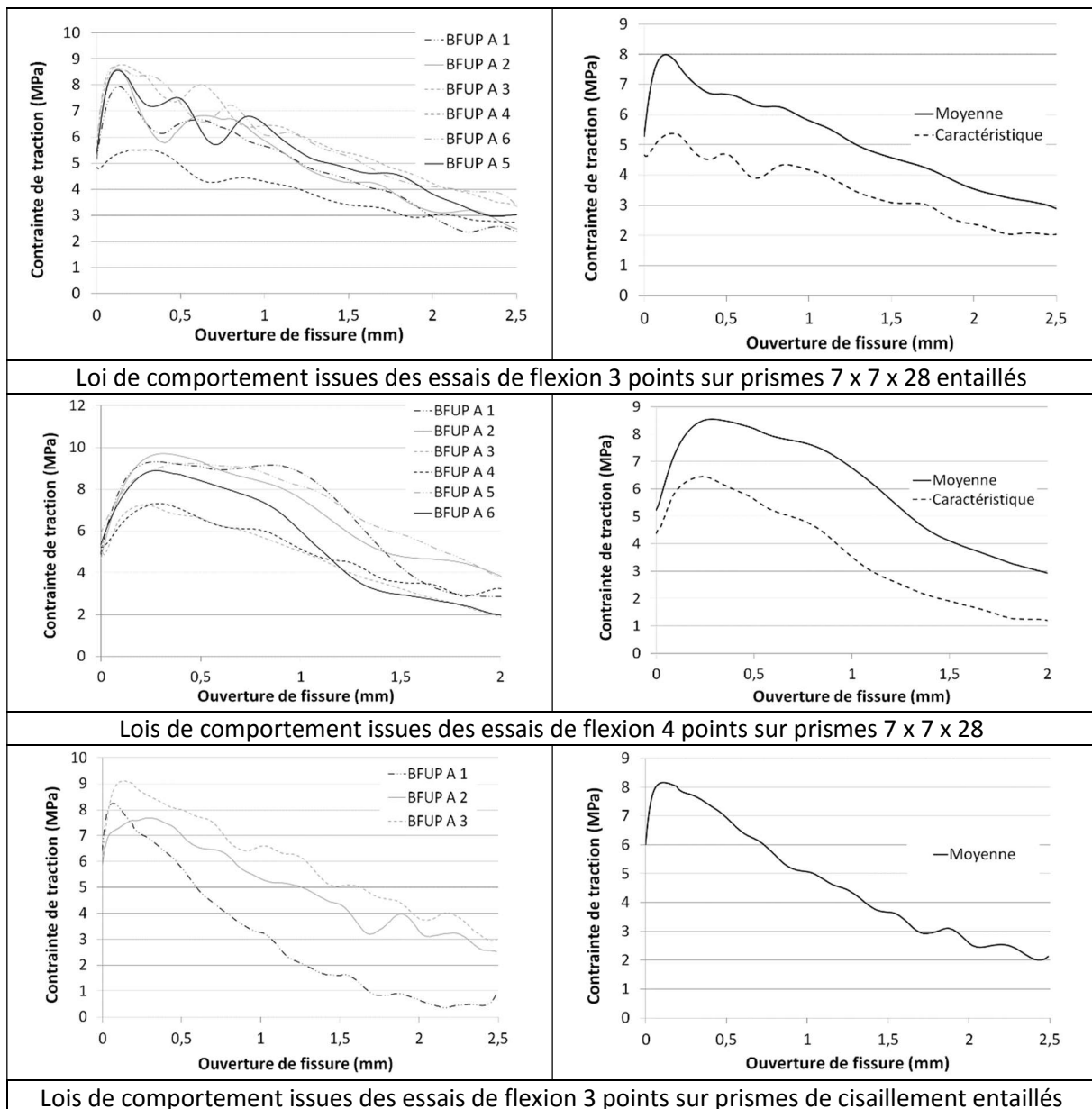


Figure 148: Loies de comportement en traction du BFUP A

Les caractéristiques principales du comportement du BFUP A sont regroupées dans le Tableau 13.

	<u>Grandeur moyenne</u>	<u>Grandeur caractéristique</u>
Limite élastique en traction - flexion 4 points* (MPa)	15,2	14,2
Résistance en traction - flexion 3 points sur prismes de cisaillement (MPa)	8,3	7,2
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	8,0	5,7
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	8,6	6,5
Resistance en compression (MPa)	228	220,4
Module d'Young en compression (GPa)	58,7	-
Coefficient de Poisson	0,19	-

Tableau 13: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP A
*sans application de la correction de l'effet d'échelle (NF P18-470)

3.3.1.2. BFUP B

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sont présentées dans la Figure 149.

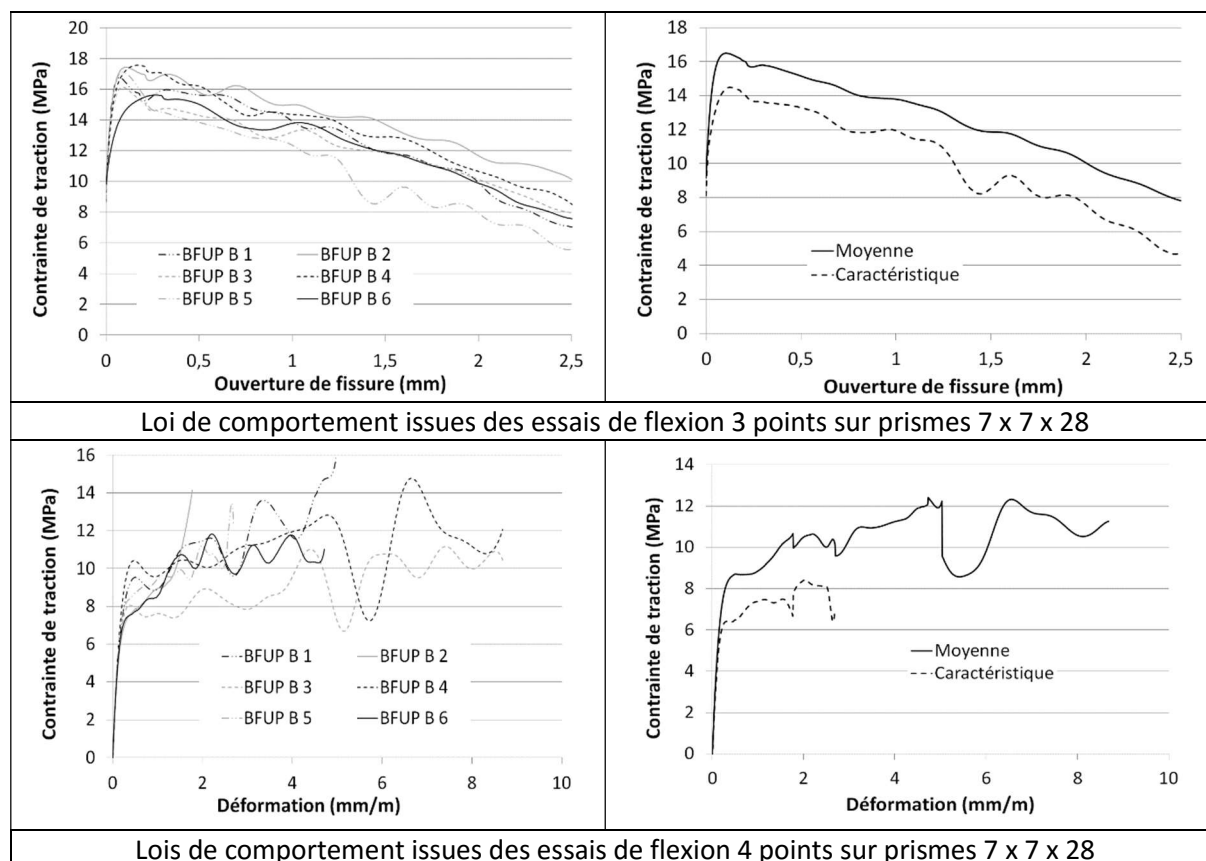


Figure 149: Lois de comportement en traction du BFUP B

Les caractéristiques principales du comportement du BFUP B sont regroupées dans le Tableau 14.

	<u>Grandeur moyenne</u>	<u>Grandeur caractéristique</u>
Limite élastique en traction - flexion 4 points (MPa)	15,0	12,4
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	16,8	15,3
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	13,8	9,3
Resistance en compression (MPa)	231,6	222,6
Module d'Young en compression (GPa)	61,2	-
Coefficient de Poisson	0,19	-

Tableau 14: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP B
*sans application de la correction de l'effet d'échelle (NF P18-470)

3.3.1.3. BFUP C

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sont présentées dans la Figure 150.

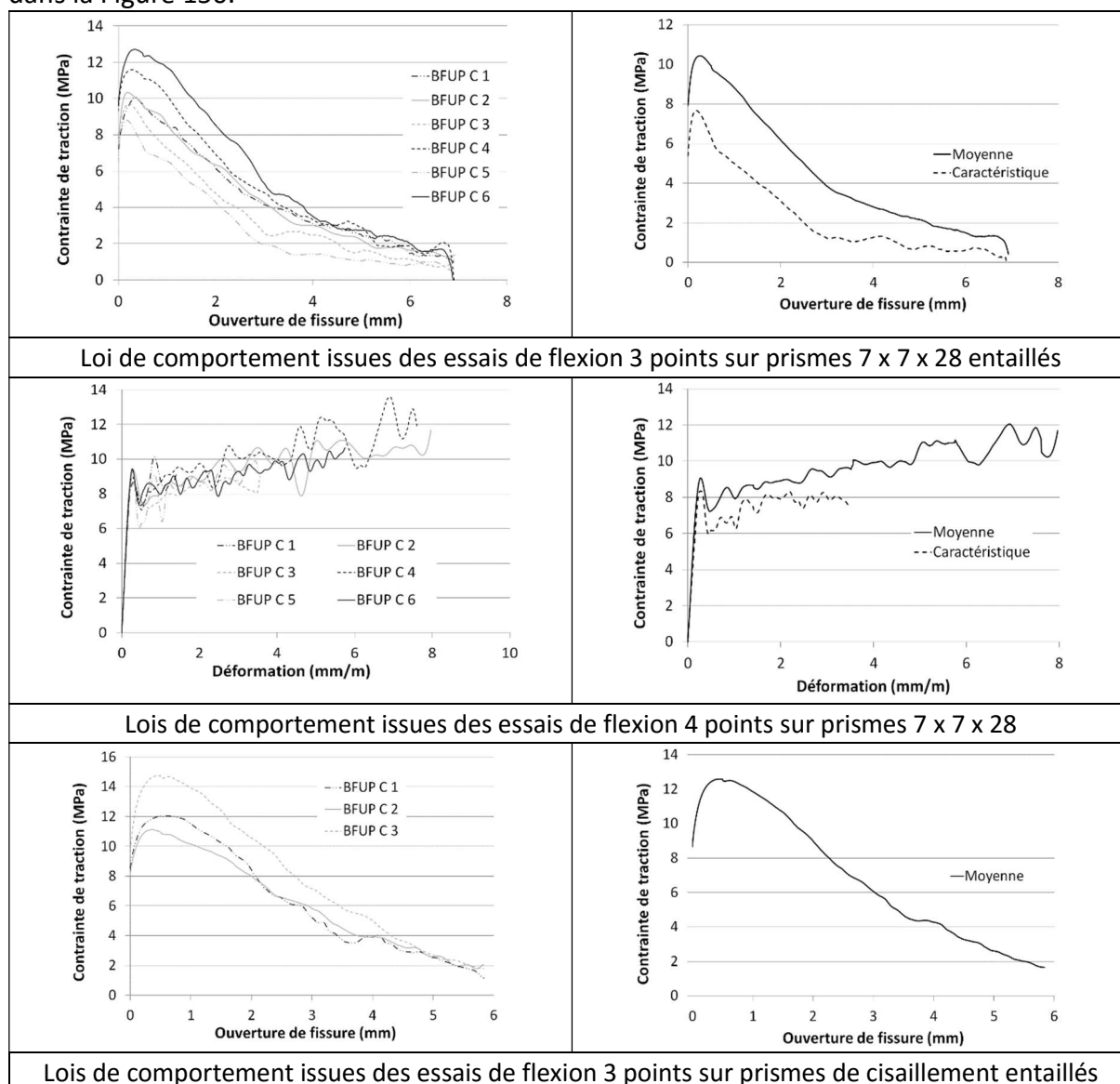


Figure 150: Lois de comportement en traction du BFUP C

Les caractéristiques principales du comportement du BFUP C sont regroupées dans le Tableau 15.

	<u>Grandeur moyenne</u>	<u>Grandeur caractéristique</u>
Limite élastique en traction - flexion 4 points (MPa)	16,6	14,7
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	10,5	8,0
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	10,8	7,6
Resistance en compression (MPa)	199,9	188,6
Module d'Young en compression (GPa)	60,9	-
Coefficient de Poisson	0,23	-

Tableau 15: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP C
*sans application de la correction de l'effet d'échelle (NF P18-470)

3.3.2. Détermination de la contrainte de cisaillement

Compte tenu des caractéristiques géométriques du bâti de sollicitation et des corps d'épreuve, l'effort tranchant V sollicitant la section centrale du corps d'épreuve peut être exprimé en fonction de l'effort F appliqué par la presse de la manière suivante :

$$V = \frac{7}{8} F$$

Dans la suite, l'interprétation des essais sera réalisée en considérant la contrainte moyenne sur la section :

$$\tau = \frac{V}{S} = \frac{7F}{8S}$$

Avec :

S la surface nette de la section sollicitée (entaille déduite).

En réalité, la forme de la section engendre des variations locales de l'effort de cisaillement (en particulier des concentrations de contraintes en pointe d'entaille). Cependant, le raisonnement en contrainte moyenne est encouragé par les résultats expérimentaux. En effet, lors des essais, l'ouverture de fissure est mesurée au centre du corps d'épreuve ainsi qu'à son extrémité basse. Pour l'ensemble des matériaux, la réponse force-ouverture s'est avérée similaire quel que soit le capteur considéré.

Afin de s'assurer de la répétabilité des résultats, deux corps d'épreuve ont été testés pour chacun des BFUP. Pour l'ensemble des résultats présentés, l'arrêt de l'enregistrement des données correspond à une perte brutale de résistance des corps d'épreuve.

3.3.3. Résultats des corps d'épreuve en BFUP A

3.3.3.1. Mode de rupture

Pour les deux corps d'épreuve, la rupture est intervenue en cisaillement-glisement dans l'entaille de manière brutale et a engendré la séparation des corps d'épreuve en deux blocs (voir Figure 151).



Figure 151: Rupture des éprouvettes en BFUP A

La Figure 152 présente l'état de surface de la section de rupture des corps d'épreuve en BFUP A après essai.



Corps d'épreuve 1



Corps d'épreuve 2

Figure 152: Aspect des surfaces de rupture BFUP A

3.3.3.2. Courbes expérimentales

La Figure 153 présente les principaux résultats obtenus lors des essais des corps d'épreuve en BFUP A.

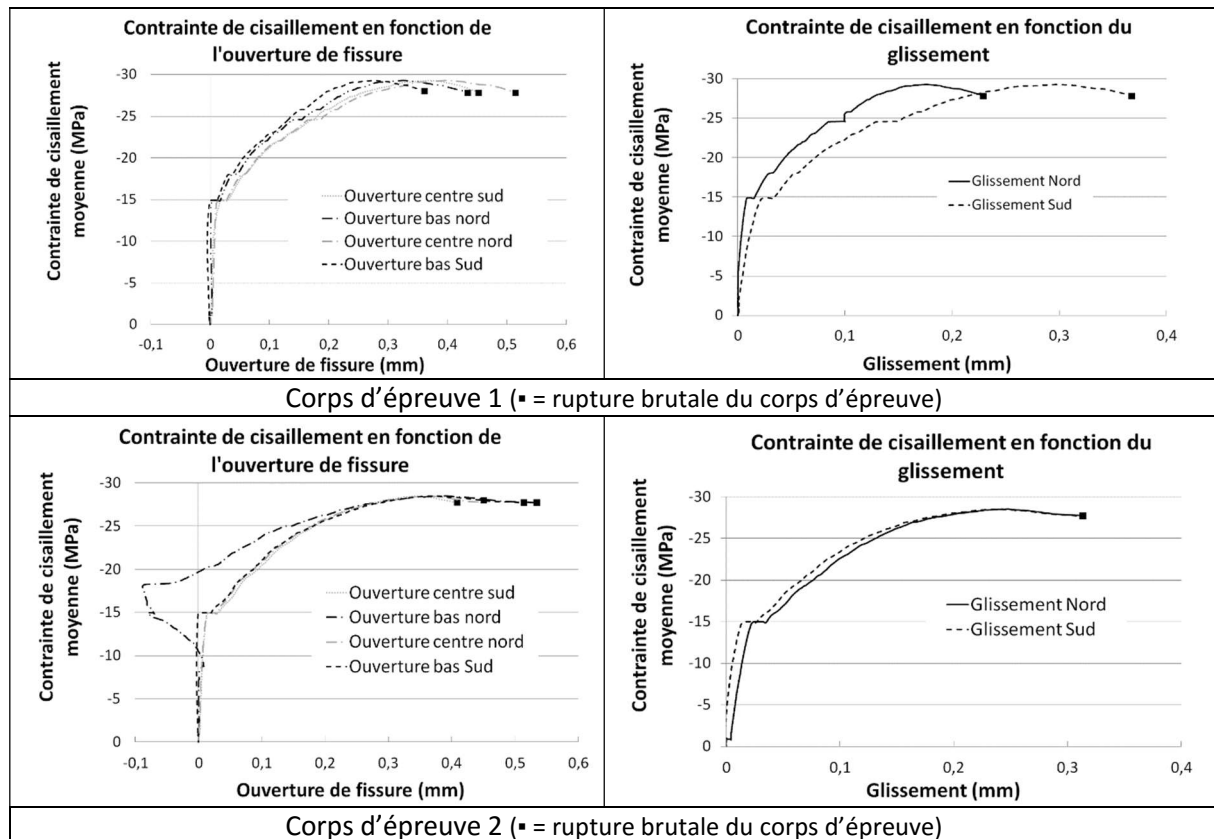


Figure 153: Principaux résultats obtenus sur les éprouvettes en BFUP A

La rupture brutale des corps d'épreuve n'a pas permis d'obtenir la fin des courbes « $\tau - w$ » et « $\tau - \text{glissement}$ ». Des essais avec un pilotage basé sur la moyenne des ouvertures de fissure avec des paramètres d'asservissement optimisés ont été menés mais n'ont pas démontré une efficacité plus importante de ce mode d'asservissement. Les caractéristiques importantes de la presse en termes de capacité d'effort (5000 kN) et de déplacement (30 cm) entraînent des difficultés pour obtenir un asservissement très fin conjuguées à ce mode de rupture particulièrement fragile et expliquent l'impossibilité d'obtenir la fin des courbes « $\tau - w$ » et « $\tau - \text{glissement}$ ».

3.3.4. Résultat des corps d'épreuve en BFUP B

3.3.4.1. Mode de rupture

Les corps d'épreuve ont rompu en cisaillement-glissement dans l'entaille de manière brutale après une courte zone « post-pic ». Les deux parties des corps d'épreuve sont cependant restées solidaire grâce à l'action des fibres. Une tentative de remise en charge après la rupture a montré qu'après l'essai, la résistance résiduelle du corps d'épreuve est très faible.

La Figure 154 présente l'état de surface de la section de rupture des corps d'épreuve en BFUP B après essai.



Figure 154: Aspect des surfaces de rupture BFUP B

3.3.4.2. Courbes expérimentales

Nous présentons dans la Figure 155 les résultats obtenus lors des essais réalisés sur les éprouvettes en BFUP B.

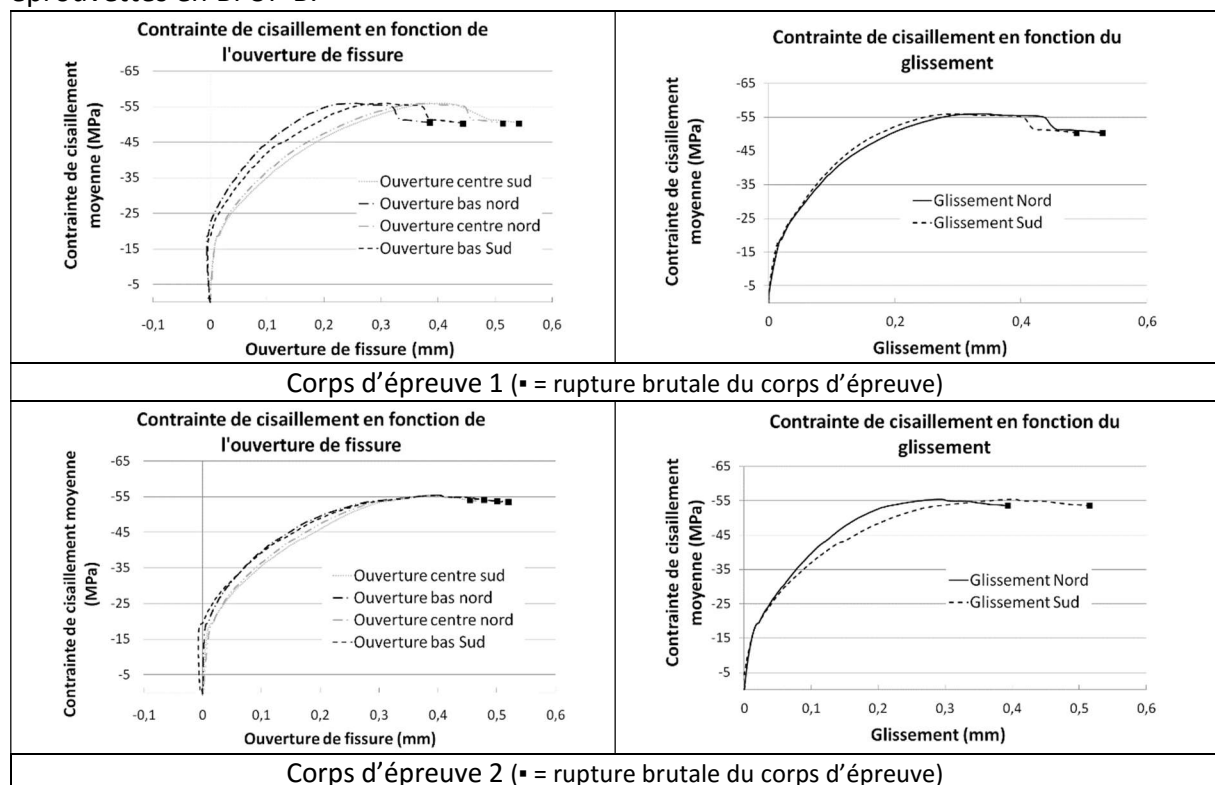


Figure 155: Principaux résultats obtenus sur les éprouvettes en BFUP B

3.3.5. Résultats des corps d'épreuve en BFUP C

3.3.5.1. Mode de rupture

La rupture est intervenue en cisaillement glissement dans l'entaille. La rupture est également intervenue de manière brutale mais la phase post-pic du comportement a été légèrement plus importante que dans le cas des BFUP A et B. Une tentative de rechargement du corps d'épreuve après la rupture brutale a montré, comme dans le cas du BFUP B, que la résistance résiduelle est très faible.

La Figure 156 présente l'état de surface de la section de rupture des corps d'épreuve en BFUP C après essai.

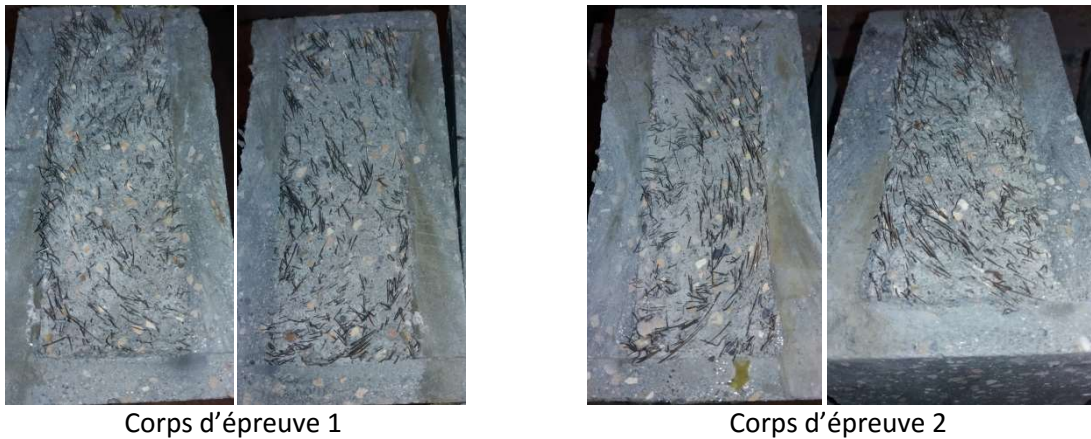


Figure 156: Aspect des surfaces de rupture BFUP C

3.3.5.2. Courbes expérimentales

Les résultats obtenus sur les éprouvettes en BFUP C sont présentés dans la Figure 157.

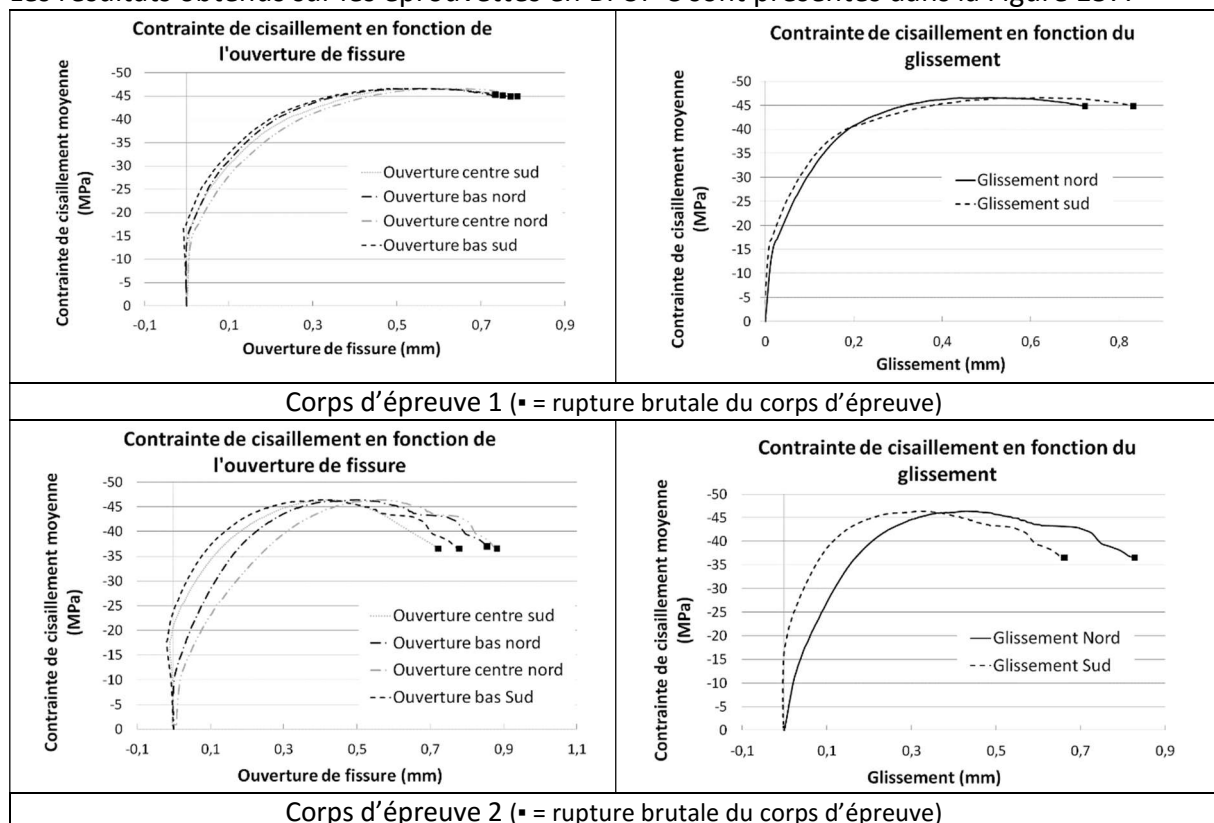


Figure 157: Principaux résultats obtenus sur les éprouvettes en BFUP C

3.3.6. Synthèse des résultats expérimentaux

Le Tableau 16 regroupe les principaux résultats obtenus lors des essais de cisaillement.

	BFUP A		BFUP B		BFUP C	
	1	2	1	2	1	2
Limite élastique (MPa)	15	14,8	18,2	18,8	16,6	10,2
Résistance (MPa)	29,5	28,2	55,5	55,2	46,5	46,8
Ouverture de fissure moyenne au pic (mm)	0,29	0,33	0,39	0,39	0,54	0,47
Ouverture de fissure maximum (mm)	0,37	0,44	0,47	0,47	0,75	0,80
Glissement maximum (avant rupture) (mm)	0,29	0,31	0,50	0,46	0,77	0,75

Tableau 16: Synthèse des résultats des essais de cisaillement pur

Afin de mieux appréhender (qualitativement) l'impact de chacun des paramètres des différents matériaux testés (géométrie des fibres, quantité de fibres, taille des granulats...), les courbes « contrainte de cisaillement – ouverture de fissure moyenne » et « contrainte de cisaillement – glissement moyen » sont représentées sur la Figure 158. Pour les trois matériaux, les résultats obtenus pour les deux essais sont très répétables.

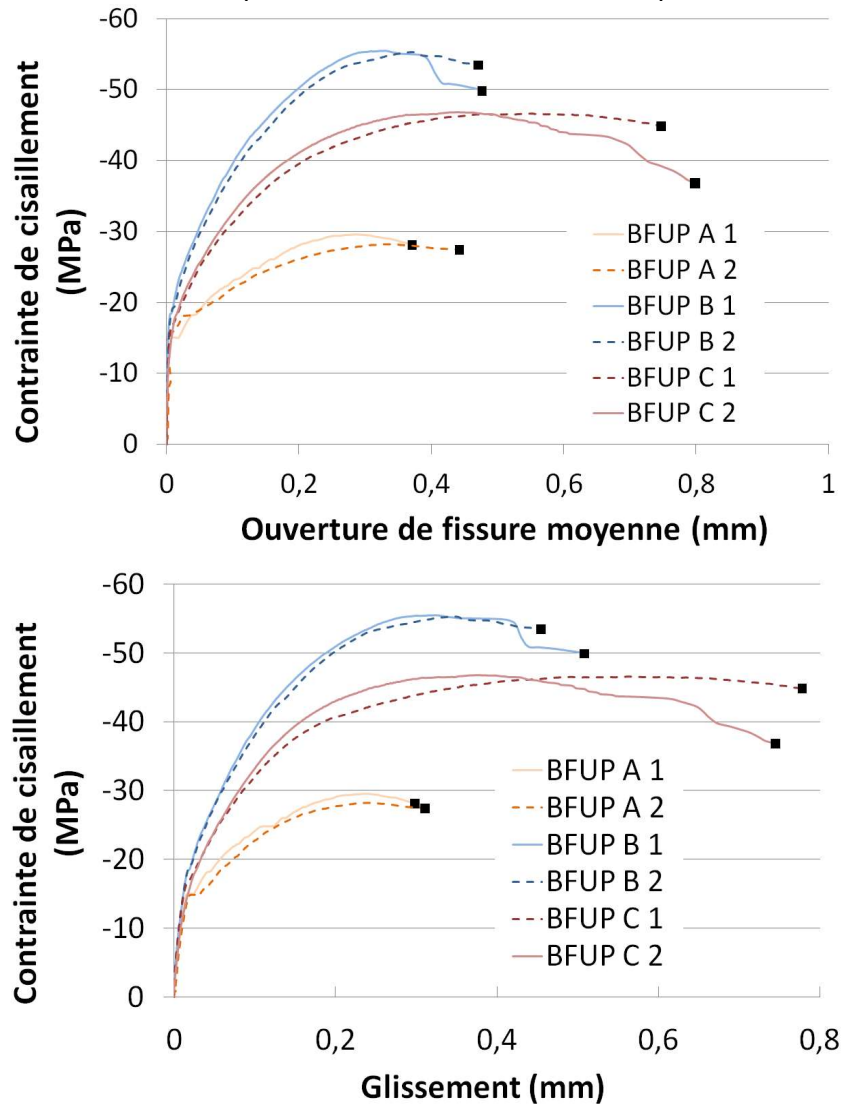


Figure 158: Comparaison des résultats des essais de cisaillement en fonction des caractéristiques des différents matériaux (▪ = rupture brutale du corps d'épreuve)

Ainsi, la comparaison des résultats des différents matériaux nous mène aux premières conclusions suivantes :

- Le BFUP A, qui possède le plus faible taux de fibres et les granulats les plus petits, présente, sans surprise, la résistance et la ductilité la plus faible.
- Le BFUP B est formulé à partir de la même matrice cimentaire que le BFUP A, la géométrie et les caractéristiques des fibres sont également identiques à celles du BFUP A. Ainsi, l'augmentation du volume de fibre (1% pour le BFUP A contre 3% pour le BFUP B) permet d'augmenter la résistance (coefficient de 1,9 entre les résistances au cisaillement) et la ductilité des corps d'épreuve.
- La formulation du BFUP C est complètement différente des deux autres formulations (granulats plus gros et fibres plus longues). Cette formulation permet au matériau d'accepter une ouverture de fissure et un glissement plus importants que les BFUP A et B.

Afin d'aller plus loin dans l'exploitation et l'analyse des résultats, nous confrontons, dans la suite, nos résultats expérimentaux avec différents modèles disponibles dans la littérature. Nous poursuivrons notre analyse en proposant une interprétation qualitative des mécanismes physiques qui sont à l'origine du comportement des corps d'épreuve que nous venons d'évoquer.

3.4. Analyse des résultats

3.4.1. Confrontation aux modèles et données disponibles dans la littérature

3.4.1.1. Comparaison aux résultats expérimentaux de (Crane, 2010)

3.4.1.1.1. Résultats expérimentaux de (Crane, 2010)

Comme nous l'avons évoqué dans le chapitre 1 (section 1.4.1.4), la seule référence disponible sur des essais de cisaillement en BFUP est (Crane, 2010). Cependant, ces essais ont été réalisés sur des corps d'épreuve non entaillés ce qui a conduit à un schéma de rupture différent de celui constaté lors des essais réalisés dans le cadre de nos travaux (multifissuration diagonale). Le matériau utilisé par l'auteur est un matériau possédant une matrice cimentaire similaire aux BFUP A et B mais avec un volume de fibres égal à 2 %. Nous aurons donc des difficultés à comparer directement les résultats obtenus par l'auteur avec ceux issus de nos essais. L'auteur a réalisé des essais de cisaillement sur des corps d'épreuve en Z coulés de manière monolithique, préfissurés ou non (voir section 1.4.1.4).

Nous confrontons à la Figure 159 les résultats expérimentaux de (Crane, 2010) et les nôtres.

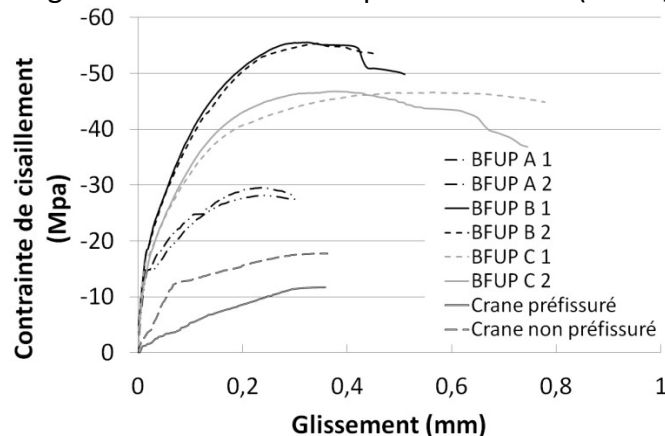


Figure 159: Comparaison des résultats obtenus par (Crane 2010) et des résultats obtenus lors de notre campagne expérimentale

La représentation de la Figure 159 suppose que la contrainte de cisaillement présente dans le corps d'épreuve peut être reliée à l'effort tranchant sollicitant par la relation :

$$\tau = \frac{V}{S}$$

Avec :

S la surface de la section sollicitée en cisaillement

V la sollicitation de cisaillement

Dans le cas du corps d'épreuve non préfissuré de (Crane, 2010) et compte tenu de la fissuration diagonale qui s'est développée au droit de la section cisailée, cette relation est

discutable. Il est cependant difficile de raisonner différemment et nous acceptons donc cette hypothèse.

Compte tenu de la non disponibilité dans (Crane, 2010) de renseignements sur le comportement mécanique du BFUP utilisé (et notamment sur son comportement en traction), il est difficile de justifier avec certitude les écarts de résultats de l'auteur avec ceux que nous avons obtenus. Nous pouvons cependant supposer que la présence des armatures (verticales dans le cas où aucune armature ne traverse la section considérée) et la géométrie des corps d'épreuve en Z ont conduit à une orientation des fibres peu favorable vis-à-vis du type de sollicitation mis en place. De plus, le corps d'épreuve n'étant pas entaillé, la rupture est intervenue avec un fonctionnement de la section en treillis. Cette modification de mécanisme de rupture impacte la résistance au cisaillement et limite donc la comparaison avec les essais que nous avons réalisés. Ainsi, les écarts constatés lors de l'application de la modélisation de (Crane, 2010) à nos travaux sont dus à la différence de comportement des corps d'épreuve qui ont servi au calage des paramètres du modèle.

3.4.1.1.2. Analyse des différences constatées avec les essais de (Crane, 2010)

Afin d'enrichir l'analyse de la différence de comportement sous sollicitation de cisaillement pur des BFUP, nous souhaitons évoquer les résultats des essais de cisaillement que nous avons réalisés sur des prismes sciés dans les poutres en Té présentées au chapitre 4 (voir annexe 2 du manuscrit). Deux poutres en Té ont été réalisées pour chacun des BFUP A, B et C. Les BFUP A et B ont une formulation identique à celle utilisée pour les essais de cisaillement mais n'ont pas été traités thermiquement, de plus tous les matériaux ont été fabriqués avec un malaxeur à axe horizontal (voir section 4.2.2.1). Pour chacun de ces matériaux, deux essais de cisaillement similaires à ceux qui ont été présentés dans le présent chapitre ont été réalisés sur des prismes sciés dans la table des poutres (voir annexe 2 du manuscrit).

Nous n'avons pas souhaité évoquer directement et de manière détaillée ces résultats dans le présent chapitre car ils sont fortement impactés par l'orientation des fibres, la zone de prélèvement dans les poutres et le mode de coulage adopté lors de la fabrication des poutres. Nous ne les considérons donc pas comme représentatifs du comportement intrinsèque des BFUP dans une configuration « matériau ». Ces résultats apparaissent cependant, à ce stade de l'analyse des résultats, un bon moyen de quantifier l'impact possible de la variation de l'orientation des fibres ou de la variation de la qualité de la matrice (à formulation égale) en fonction des modalités de fabrication (nature du malaxeur et incertitude de pesée des matériaux notamment) sur le comportement sous sollicitation de cisaillement des BFUP.

Ainsi, les essais de caractérisation des matériaux ont démontré qu'à formulation égale, le processus de fabrication (et notamment le traitement thermique des BFUP A et B) adopté pour la réalisation des corps d'épreuve de cisaillement a permis d'obtenir une qualité de matrice supérieure (résistance en compression et limite élastique en traction supérieures) que celui mis en œuvre lors de la fabrication des poutres en Té (voir Tableau 17). De plus, les résultats de caractérisation des matériaux montrent également que l'ancrage des fibres est meilleur dans le cas des matériaux utilisés lors de la fabrication des prismes de cisaillement (meilleure résistance à la traction – voir Tableau 17).

	BFUP A		BFUP B		BFUP C		(Crane, 2010)
	Cisaillement	Poutres	Cisaillement	Poutres	Cisaillement	Poutres	
f_{tel} (MPa) (Prisme moulé)	15,2	-	12,4	10,0	16,6	9,0	-
Resistance à la traction (MPa)	8,0 (moulé) 7,2 (cisaillement en flexion)	2,4 (scié)	16,8 (moulé)	13,6 (moulé) 7,4 (scié)	10 (moulé) 12,6 (cisaillement en flexion)	13,8 (moulé) 5,3 (scié)	-
f_{ck} (MPa)	228	199,5	231,6	191,8	207,3	186,6	200 (donnée nominale)
τ_{el} (MPa)	14,9	12	18,5	13,2	13,4	13,8	-
τ_{ult} (MPa)	28,9	12,6	55,4	23,5	46,7	16,3	18,8

Tableau 17: Synthèse des caractéristiques mécaniques des BFUP étudiés
*sans correction de l'effet d'échelle (flexion 4 points)

La résistance à la traction évoquée dans le Tableau 17 est la résistance moyenne obtenue sur les prismes de flexion trois points entaillés après analyse inverse.

L'ensemble des lois de comportement « contrainte de cisaillement – glissement » obtenus (essais réalisés sur prismes sciés, sur prismes moulés et issus des travaux de (Crane,2010)) sont confrontés dans la Figure 160.

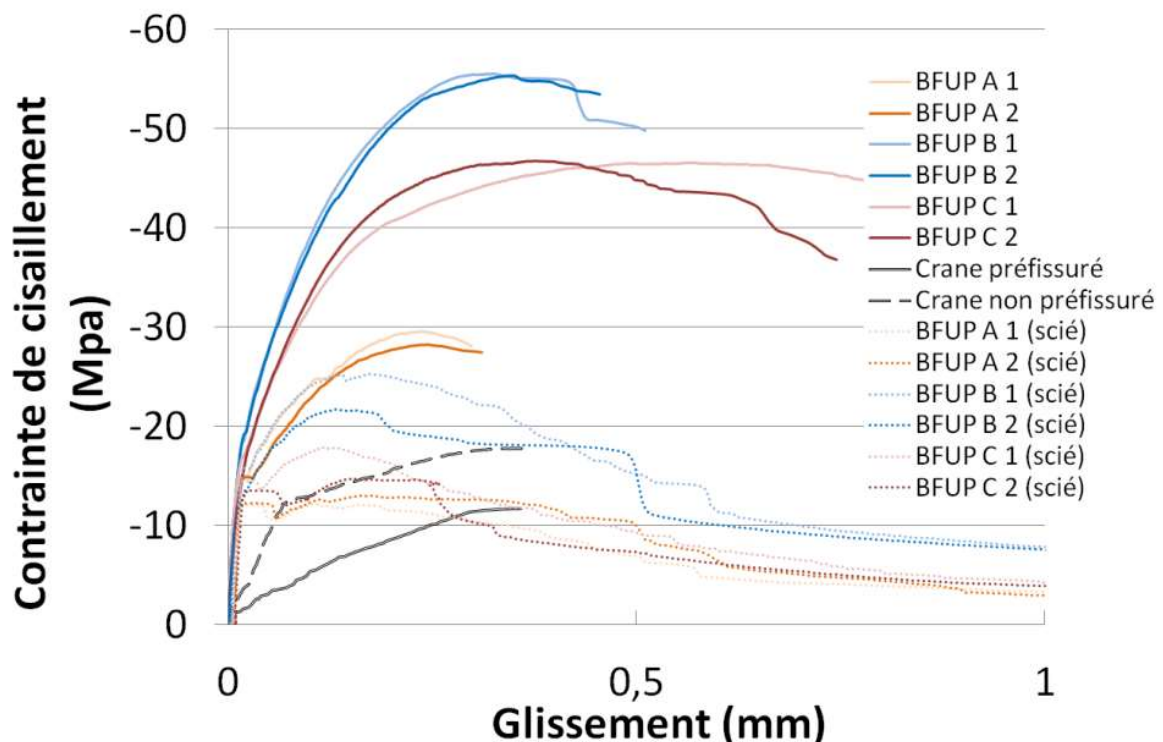


Figure 160: Confrontation du comportement sous sollicitation de cisaillement pour l'ensemble des résultats disponibles

Ainsi, il semble que même à formulation constante, le processus de fabrication et notamment l'orientation des fibres ainsi que leur capacité à être plus ou moins bien ancrées dans la

matrice ait un impact important sur le comportement sous sollicitation de cisaillement. Cette différence pourrait s'expliquer en partie par une différence de mode de rupture :

- la rupture interviendrait majoritairement par rupture des fibres dans le cas des corps d'épreuve de cisaillement coulés,
- la rupture interviendrait par arrachement des fibres dans le cas des corps d'épreuve sciés.

Il apparaît alors évident qu'il faut relier l'estimation de la résistance au cisaillement aux caractéristiques mécaniques du matériau et que la similitude de formulation utilisée n'est pas suffisante pour s'assurer de la similitude des résultats de résistance au cisaillement.

3.4.1.2. Estimation de la résistance au cisaillement : modèles issus de la littérature

Nous comparons ici le résultat des lois disponibles dans la littérature aux résultats expérimentaux que nous avons obtenus.

3.4.1.2.1. (Crane, 2010)

(Crane,2010) a proposé deux expressions visant à estimer de manière théorique la résistance maximale au cisaillement des BFUP : la première se rapportent à ses essais sur corps d'épreuve préfissurés et la seconde concerne les corps d'épreuve non préfissurés. Le comportement des corps d'épreuve testés dans le cadre de cette thèse (« cisaillement-glisement ») étant similaire à celui des corps d'épreuve préfissurés mais sans endommagement initial, nous comparons dans la suite, nos résultats expérimentaux à chacune de ces expressions.

(Crane, 2010) propose, pour les corps d'épreuve monolithiques en BFUP non préfissurés avant l'essai, de déterminer la résistance au cisaillement à l'aide de la relation suivante :

$$\tau_{max} = 18,1 + 4,5\rho f_y$$

L'étude des résultats obtenus par (Crane, 2010) dans le cas des corps d'épreuve monolithiques préfissurés permet de s'affranchir de la différence de schéma de rupture (la rupture intervient en cisaillement-glisement). Cependant, l'endommagement préalable de la matrice cimentaire conduit à une baisse de la performance du matériau que l'on ne retrouve pas lors de nos essais sur prismes entaillés. (Crane 2010) propose de déterminer la contrainte de cisaillement maximale d'une section fissurée par la relation :

$$\tau_{max} = 13,0 + 4,1\rho f_y$$

3.4.1.2.2. (Boulekbache et al., 2012)

(Boulekbache et al., 2012) proposent d'estimer la résistance au cisaillement de la façon suivante :

$$\tau_{max} = 0,72f_c^{0,8} + 0,08V_f \frac{L}{d}$$

Avec :

- f_c la résistance en compression du matériau,
- V_f le volume de fibres mis en place en %,
- L la longueur des fibres utilisées,
- d le diamètre des fibres utilisées.

3.4.1.2.3. (Khanlou et al., 2013)

(Khanlou et al., 2013) préfèrent la relation suivante pour estimer la résistance au cisaillement des BFM :

$$\tau_{max} = 0,75\sqrt{f_c} + 4V_f^{0,9}$$

Avec :

- f_c la résistance en compression du matériau,
- V_f le volume de fibres en %.

3.4.1.2.4. Propositions des recommandations (AFGC, 2013) et de la norme (AFNOR, 2016a)

L'annexe QQ des recommandations (AFGC, 2013) et de la norme (AFGC, 2016a) considère que l'âme d'une poutre n'est pas fissurée si les deux inéquations suivantes sont vérifiées :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,35f_{ctk,el} \left(f_{ctk,el} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right)$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ctk,el}}{f_{ck}} (0,6f_{ck} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{ctk,el} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

Avec :

- σ_x la contrainte normale longitudinale,
- σ_y la contrainte normale verticale.

Pour obtenir un critère de fissuration le plus proche possible de notre cas d'étude (cisaillement pur), nous considérons les critères précédents avec $\sigma_x = \sigma_t = 0$ MPa, et nous obtenons alors la relation :

$$\tau_{el} = \sqrt{0,35}f_{ctk,el}$$

Nous pouvons déjà constater que contrairement au cas des modélisations élaborés pour le cas des BFM, la variation de résistance en traction n'est plus approchée par une puissance de la résistance en compression. En effet, cette approche n'est pas pertinente dans le cas des BFUP (AFGC, 2013).

De plus, les recommandations (AFGC, 2013) et la norme française (AFNOR, 2016a) proposent dans leur clause 6.4. une estimation de la résistance au cisaillement dans le cadre de la vérification de résistance au poinçonnement. Ils proposent de considérer :

$$\tau_{max} = 0,8 \frac{f_{ct}}{K_{local} \gamma_{cf}}$$

Avec : $f_{ct} = \min(f_{ctfk} ; f_{ctk,el})$.

Dans le cadre de ce chapitre, on considère que f_{ct} correspond à la résistance moyenne en traction constaté sur les prismes de flexion trois points. De plus, les coefficients K et γ sont pris égaux à 1.

3.4.1.2.5. Confrontation des résultats

Nous regroupons dans le Tableau 18 les résultats des lois proposées par (Boulekbache et al., 2012) et (Khanlou et al., 2013) ainsi que les résultats expérimentaux que nous avons obtenus.

Matériau	(Crane, 2010)	(Boulekbache et al., 2012)	(Khanlou et al., 2013)	Norme française (AFNOR, 2016a)		Résultats expérimentaux	
	τ_{max} (MPa)			τ_{max} (MPa)	τ_{max} (MPa)	τ_{el} (MPa)	τ_{max} (MPa)
BFUP A (moulé)	18,1	61,0	15,3	8,8	6,4	14,9	28,9
BFUP B (moulé)	18,1	72,9	22,2	8,8	13,4	18,5	55,4
BFUP C (moulé)	18,1	64,7	19,9	9,8	8,4	13,8	46,7

Tableau 18: Comparaison des estimations de résistance proposées aux résultats expérimentaux obtenus

Les résultats réunis dans le Tableau 18 permettent de constater que les modèles empiriques calés sur des essais réalisés sur des BFM ne sont pas adaptés à l'estimation de la résistance au cisaillement des BFUP. La valeur de la limite d'élasticité fournie par la norme française est sécuritaire mais acceptable dans le cadre d'une recommandation normative. Cependant la valeur de résistance au cisaillement prise en compte dans les recommandations et dans la norme française est faible devant la valeur expérimentale.

Les modèles de (Boulekbache et al., 2012) et de (Khanlou et al., 2013) estiment que la résistance au cisaillement apportée par la matrice du BFM peut être estimée en fonction de la résistance en compression du béton. Cette démarche est couramment adoptée pour les bétons ordinaires pour lesquels on est en mesure de déterminer la résistance en traction grâce à la résistance en compression (il est considéré que la résistance en traction varie linéairement en fonction de la résistance en compression). Cette démarche n'est pas pertinente pour les BFUP. Afin de mieux comprendre l'impact des hypothèses de modélisation réalisées pour la

partie « participation du béton » et pour la partie « participation des fibres » indépendamment, le Tableau 19 présente les prévisions de participation de la matrice et des fibres pour chacun des matériaux étudiés et pour chacun des modèles dont il est question.

Matériau	Participation du béton (MPa)		Participation des fibres (MPa)	
	(Boulekbache et al., 2012)	(Khanlou et al., 2013)	(Boulekbache et al., 2012)	(Khanlou et al., 2013)
BFUP A	55,4	11,3	5,6	4
BFUP B	56,1	11,4	16,8	10,8
BFUP C	51,4	10,8	13,3	9,1

Tableau 19: Résultats des modélisations proposées par (Boulekbache, 2012) et (Khanlou et al., 2013)

Ainsi, il apparait :

- Une grande disparité de résultats entre les deux modèles pour la participation du béton. Cela confirme la difficulté pressentie de déterminer la résistance au cisaillement des BFUP grâce à leur résistance en compression. De plus, les lois de (Boulekbache et al., 2012) et de (Khanlou et al., 2013) sont basées sur la détermination empirique de coefficients. Ces coefficients sont donc uniquement adaptés à la gamme de matériau possédant une résistance en compression proche de celle des bétons utilisés pour les déterminer. La forte résistance en compression des BFUP sont probablement hors du domaine de définition de ces modèles.
- L'estimation de la participation des fibres vis-à-vis de la résistance au cisaillement du matériau semble particulièrement faible (par comparaison à la résistance ultime en traction). Cette sous estimation peut s'expliquer par la meilleure adhérence entre les fibres et la matrice dans le cas des BFUP. De plus, le modèle de (Khanlou et al., 2013) ne prend pas en compte le facteur de forme des fibres utilisées ce qui est une cause d'erreur importante lorsque l'on souhaite exporter le modèle à d'autres matériaux que ceux utilisés pour la détermination du modèle. Cependant, le facteur de forme des fibres utilisées par (Khanlou et al., 2013) pour élaborer son modèle est proche de celui des fibres que nous utilisons : 80 pour les fibres de (Khanlou et al., 2013) contre 70 pour les BFUP A et B et 67 pour le BFUP C. Cette proximité explique la faible disparité constaté par rapport au modèle de (Boulekbache et al., 2012) qui prend en compte le coefficient de forme des fibres de manière explicite.

Les modèles disponibles dans la littérature ne permettent pas d'estimer la résistance au cisaillement de manière acceptable. Les recommandations de la norme française (AFNOR, 2016a) pour déterminer la limite élastique sous sollicitation de cisaillement est sécuritaire mais reste acceptable pour un code de calcul.

3.4.2. Réflexion sur la résistance au cisaillement des BFUP

Le paragraphe précédent a montré que les modèles disponibles dans la littérature ne permettent pas de décrire de manière acceptable le comportement que nous avons constaté lors des essais. Nous proposons dans la présente partie une approche permettant de mieux interpréter le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement puis nous proposons quelques lois empiriques pour estimer le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement.

3.4.2.1. Compréhension du comportement sous sollicitation de cisaillement

Nous proposons, dans le présent paragraphe une interprétation du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur. Malheureusement, le nombre d'essais étant restreint, les paramètres proposés nécessiteront d'être confirmés quantitativement par de nouveaux essais.

Compte tenu des constatations réalisées durant les essais, nous proposons de déterminer la résistance au cisaillement en la décomposant selon chacun des principes agissant :

$$\tau_{ult} = \tau_{béton} + \tau_{armatures} + \tau_{fibres}$$

- $\tau_{béton}$

Le terme $\tau_{béton}$, est destiné à représenter l'effet de la matrice sur la résistance ultime du matériau. Dans le cas d'un BUHP (BFUP non fibré), il s'agit de la résistance de la matrice (l'engrènement étant très probablement négligeable puisque la rupture interviendra de manière fragile dès la première fissuration).

Compte tenu de l'absence de résultats sur BUHP, nous proposons de considérer que, dans le cas des matériaux non fibrés, $\tau_{béton}$ soit pris égal à la résistance élastique des différents BFUP (voir Tableau 20).

	BFUP A	BFUP B	BFUP C
$\tau_{béton}$ (MPa)	14,9	18,5	13,4

Tableau 20: Valeurs proposées pour $\tau_{béton}$ dans le cas des BUHP

Le choix de ces valeurs n'est pas totalement satisfaisant. En effet, on peut constater que la teneur en fibres joue sur cette valeur alors que la matrice est identique (comparaison des résultats des BFUP A et B).

Dans le cas des BFUP, il est nécessaire de prendre en compte les effets d'engrènement après la première fissuration. L'intensité de l'engrènement présent dans une fissure de cisaillement est directement reliée au profil de la fissure et à l'ouverture de celle-ci. La détermination de cette grandeur est donc complexe car dépendant de la nature de la matrice, du taux de fibre (directement responsable de l'ouverture de fissure), du renforcement par armatures passives... Les essais réalisés dans le cadre de cette thèse ne seront pas suffisants pour proposer une valeur empirique de $\tau_{béton}$.

(Vecchio et Collins, 1986) ont proposé, en se basant sur les résultats expérimentaux de (Walraven, 1981), de considérer que, pour un béton ordinaire, les effets de l'engrènement peuvent être majorés par la relation suivante :

$$\tau_{max} \leq \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24w_{max}}{a_g + 16}}$$

Cette relation dépend bien de l'ouverture de fissure au pic et de la rugosité de la surface (prise en compte de la taille du plus gros granulats). Cependant, l'étude menée sur les BHP et les BTHP a montré que la taille du plus gros granulats n'est pas forcément déterminante pour ces matériaux dans l'évaluation de l'état de surface puisque les granulats sont traversés par la fissure (voir Figure 161).



Figure 161: Granulat cassé après un essai de fendage dans un BO

Le cas des BFUP est particulier puisqu'ils sont formulés sans granulats (BFUP A et B) ou avec des granulats particulièrement résistants. Ainsi, l'observation de la surface de rupture des éprouvettes en BFUP C au microscope montre que certains des granulats ont rompu sous la sollicitation mais que d'autres granulats sont restés intègres et ont donc participé à la rugosité de la surface de rupture (voir Figure 162). Il reste cependant difficile de quantifier si le nombre de granulats qui ont rompu est majoritaire ou si c'est l'inverse. Ainsi, il est difficile de déterminer si la proposition de (Vecchio et Collins, 1986) est adaptable au cas des BFUP. Cette proposition présente également l'inconvénient de demander la détermination de l'ouverture de fissure au pic ce qui n'est pas trivial, celle-ci pouvant dépendre de la taille du plus gros granulat et/ou de la longueur des fibres métalliques présentes dans le matériau.



Granulat traversé par la fissure



Granulat non traversé par la fissure

Figure 162: Vue des granulats de la section des corps d'épreuve de cisaillement

L'application de la proposition de (Vecchio et Collins, 1986) à nos BFUP (en prenant en compte l'ouverture de fissure expérimentale au pic) donnerait les valeurs présentées dans le Tableau 21.

	BFUP A	BFUP B	BFUP C
$\tau_{\text{béton}}$ (MPa)	3,4	2,9	2,9

Tableau 21: Estimation de $\tau_{\text{béton}}$ d'après (Vecchio et Collins, 1986)

Compte tenu des grandeurs caractéristiques des BFUP considérés (et notamment de leur résistance à la traction), ces valeurs semblent faibles.

- $\tau_{armatures}$

La grandeur $\tau_{armatures}$ retranscrit la participation des armatures à la résistance au cisaillement. Elle prend en compte : la participation directe des armatures (effet de goujons) mais aussi les effets indirects (contrôle de l'ouverture de fissure, développement d'un schéma de treillis...).

Les essais réalisés dans le cadre de la présente thèse ne sont pas suffisants pour déterminer ce paramètre puisqu'aucun corps d'épreuve testé n'a été renforcé par armatures passive. Cependant, de tels corps d'épreuve ont été réalisés lors des campagnes de fabrication (avec deux taux de renforcement), la réalisation des essais sur ces corps d'épreuve permettrait de déterminer $\tau_{armatures}$ empiriquement.

Les travaux disponibles dans la littérature ont montré qu'il convient d'exprimer ce terme en fonction de la grandeur ρf_y . (Crane, 2010) propose de considérer, pour les corps d'épreuve non préfissurés, que :

$$\tau_{armatures} = 4,5\rho f_y$$

et, pour les corps d'épreuve préfissurés, que :

$$\tau_{armatures} = 4,1\rho f_y$$

Cette valeur peut être utilisée en première approche, elle ne serait cependant probablement pas totalement représentative de résultats obtenus avec notre méthode d'essais sur des éprouvettes armées. En effet, les corps d'épreuve de (Crane, 2010) n'ont pas été entaillés, un treillis s'est développé à proximité de la section cisailée, le mode de participation des armatures n'est donc pas similaire à celui que nous pouvons attendre dans des corps d'épreuve entaillés.

La valeur de $\tau_{armatures}$ peut également être approchée par les recommandations de dimensionnement des surfaces de reprises (clause 6.2.5. de la norme française (AFNOR, 2016a)). Une telle approche est cependant limitée par la difficulté de détermination des coefficients qui dépendent de la rugosité de l'interface.

- τ_{fibres}

Le terme τ_{fibres} retranscrit la participation des fibres à la résistance. L'intensité de la participation des fibres est due au volume de fibres mises en place mais également à leur géométrie, leurs caractéristiques mécaniques et à leur interaction avec la matrice. Deux types de comportement des fibres peuvent survenir lors d'une sollicitation en cisaillement direct :

- La rupture intervient par glissement des fibres dans la matrice.
Dans ce cas, le comportement global du corps d'épreuve peut être ductile et l'énergie dissipée lors de la rupture peut être importante. Ce processus de rupture est celui qui est recherché pour les BFUP sollicités en traction. Nous considérons que τ_{fibres} doit alors être exprimé en fonction :
 - du volume de fibre mis en place,
 - du facteur de forme des fibres (L/d),
 - de la contrainte maximale d'adhérence entre les fibres et la matrice,
 - d'un facteur d'interaction entre les fibres (effet de groupe).
- La rupture intervient par rupture des fibres.

Dans ce cas, la rupture est beaucoup plus fragile, c'est alors la quantité d'acier qui traverse le plan cisailé et sa résistance qui pilote le comportement du corps d'épreuve. Le terme τ_{fibres} doit alors être déterminé en fonction :

- du volume de fibres mis en place,
- de la géométrie des fibres (pour déterminer la section d'acier qui traverse la section cisailée),
- des caractéristiques mécaniques des fibres.

Dans le cadre de l'exploitation des essais que nous avons réalisés, nous avons tenté de déterminer l'origine (à l'échelle de la fibre) de la rupture des corps d'épreuve. Le caractère brutal des ruptures nous a conduit à supposer que la rupture était survenue, au moins, en partie, par rupture des fibres. Afin de s'en assurer, nous avons étudié les sections de rupture des corps d'épreuve de cisaillement à l'aide d'un microscope. La Figure 163 présente quelques images représentatives de ces sections.





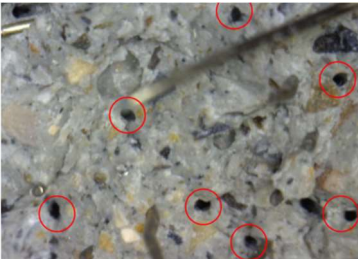

Corps d'épreuve en BFUP A	
	
Empreinte dans la matrice suite à l'arrachement de fibres	Fibres cassées
Corps d'épreuve en BFUP B	
	
Empreinte dans la matrice suite à l'arrachement de fibres	Fibres cassées
Corps d'épreuve en BFUP C	
	
Empreinte dans la matrice suite à l'arrachement de fibres	Fibres cassées

Figure 163: Comportement des fibres à la rupture des corps d'épreuve de cisaillement

Ainsi, les corps d'épreuve ont rompu sous une combinaison de glissement de fibres et de rupture de celles-ci (voir Figure 163). Cette constatation implique une plus grande difficulté pour exprimer quantitativement τ_{fibres} (il faut combiner les effets dus aux deux modes de rupture ce qui augmente le nombre de paramètre à déterminer). Finalement, il faudrait exprimer τ_{fibres} sous la forme :

$$\tau_{fibres} = \tau_{arrachement} + \tau_{rupture}$$

Avec $\tau_{arrachement}$ et $\tau_{rupture}$ deux fonctions dépendantes des différents paramètres régissant chaque type de comportement.

3.4.2.2. Estimation « approximative » de la limite élastique des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur en fonction de la limite élastique en traction

La limite élastique en cisaillement est comparée, dans le Tableau 24 et dans la Figure 164, à la limite élastique en traction (déterminée sur les prismes de flexion 4 points moulés pour les prismes de cisaillement moulés et sur les prismes de flexion 4 points sciés pour les prismes de cisaillement sciés, voir Annexe 1 et Annexe 2).

		<u>Limite élastique en traction (MPa)</u>	<u>Limite élastique en cisaillement (MPa)</u>	<u>$\frac{L_{cisaillement}}{L}$</u>
Prismes moulés	BFUP A	15,2	14,9	0,98
	BFUP B	15	18,5	1,23
	BFUP C	16,6	13,4	0,81
Prismes scié	BFUP A	13,5	12,	0,89
	BFUP B	13,5	13,2	0,978
	BFUP C	12,5	13,8	1,10

Tableau 22: Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance en traction

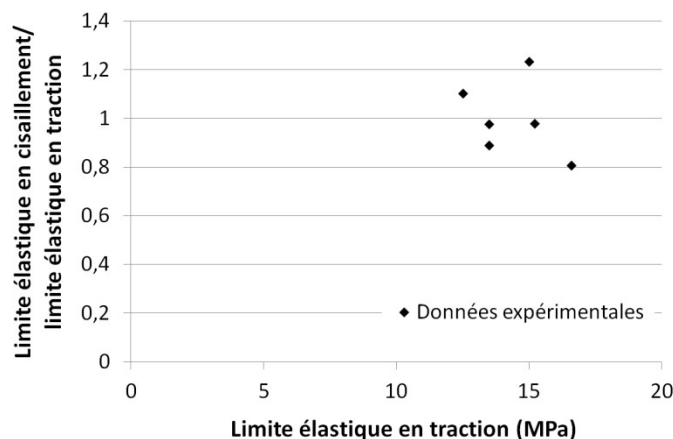


Figure 164: Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance en traction

Compte tenu du faible nombre de données disponibles et de la similitude des limites élastiques en traction pour toutes les données, il est difficile de conclure de manière certaine sur l'existence ou non d'un lien entre la limite élastique en traction et la limite élastique en cisaillement.

Cependant, la limite élastique en cisaillement semble cependant être du même ordre de grandeur que la limite élastique en traction ce qui est cohérent avec une analyse élastique du type cercle de Mohr.

3.4.2.3. Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction de la résistance à la traction

Dans l'objectif de fournir un outil d'analyse permettant d'estimer rapidement l'ordre de grandeur de la résistance au cisaillement d'un BFUP en fonction de ses caractéristiques mécaniques connues (notamment son comportement en traction), nous étudions dans le Tableau 23 et la Figure 165 l'évolution de la résistance en cisaillement en fonction de la résistance ultime en traction sur prisme entaillé (prisme de cisaillement testé en flexion pour les prismes de cisaillement moulés et prismes de flexion 3 points sciés pour les prismes de cisaillement sciés dans les poutres – voir annexe 1).

		<u>Résistance en traction (MPa)</u>	<u>Résistance au cisaillement (MPa)</u>	$\frac{R_{\text{cisaillement}}}{R_{\text{traction}}}$
Prismes moulés	BFUP A	7,2	28,9	4,01
	BFUP C	12,6	46,7	3,7
Prismes sciés	BFUP A	2,4	12,6	5,25
	BFUP B	7,4	23,5	3,2
	BFUP C	5,3	16,3	3,1

Tableau 23: Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance en traction

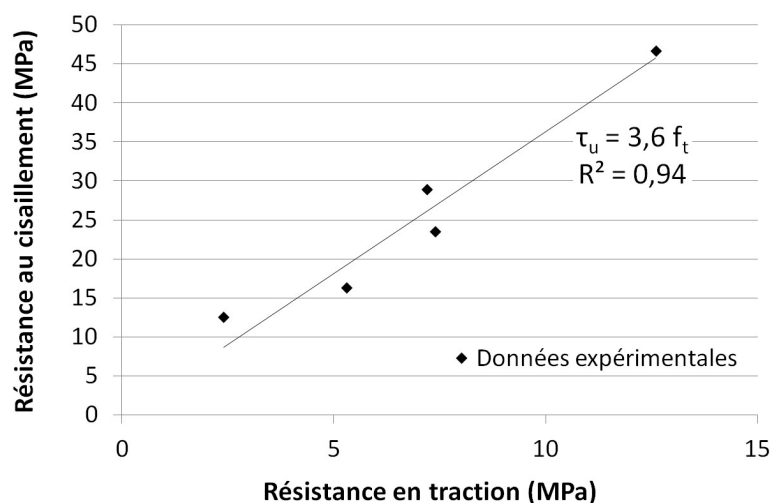


Figure 165: Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance en traction

La régression linéaire réalisée sur la Figure 165 montre que l'on peut considérer, en première approximation :

$$\tau_{ult} = 3,6f_{tult}$$

Avec :

τ_{ult} la résistance au cisaillement,
 f_{tult} la résistance en traction.

Cette approche reste cependant approximative. En effet, les coefficients de proportionnalité entre la résistance au cisaillement et la résistance en traction varient de 3,1 à 5,25 (voir Tableau 23). Cette variation peut notamment être imputée à la différence de mode de rupture entre les essais de traction et les essais de cisaillement (arrachement ou rupture des fibres). Ainsi, plus le matériau conduit à une rupture en cisaillement par rupture des fibres plus l'écart avec la prédiction proposée ici sera important. En effet, le mode de rupture en traction étant l'arrachement des fibres, l'estimation de la résistance au cisaillement à partir de la résistance en traction ne prend en compte que les variations de résistance imputables à ce type de rupture.

Estimation « approximative » de la résistance au cisaillement des BFUP en fonction du volume de fibres

Afin de fournir un outil simple d'estimation de la résistance ultime sous sollicitation de cisaillement pur, nous comparons dans ce chapitre la résistance au cisaillement des BFUP au volume de fibres contenu dans le matériau.

La Figure 166 représente la limite élastique au cisaillement et la résistance au cisaillement des prismes moulés en fonction du volume de fibres.

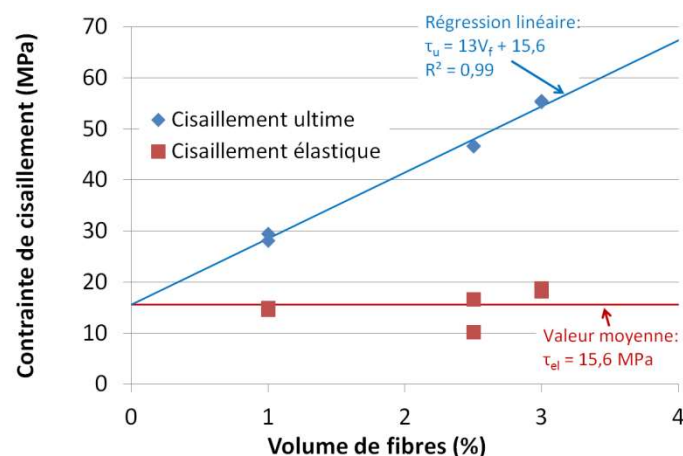


Figure 166: Evolution du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement en fonction du volume de fibres

Pour l'ensemble des matériaux, la limite élastique sous sollicitation de cisaillement est proche de 15,6 MPa (valeur moyenne des essais). Cette valeur correspond à la valeur pour $V_f = 0$ de

la régression linéaire des résultats obtenus pour l'ensemble des essais. La représentation de la Figure 166 permet de proposer une estimation de la résistance sous sollicitation de cisaillement de la forme suivante :

$$\tau_{ult} = 15,6 + 13V_f(MPa)$$

Cette relation a été obtenue en étudiant les résultats des essais réalisés sur des prismes moulés. Il faudra tout de même prendre garde à ne pas extrapoler trop rapidement ces résultats à des utilisations dans le cas d'étude de structure. En effet, nous superposons dans la Figure 167 les résultats issus des essais de cisaillement sur prismes sciés dans les poutres testées au chapitre 4 aux résultats déjà présenté dans la Figure 166. La valeur moyenne des limite élastique sous sollicitation de cisaillement est de 13 MPa et il apparait incohérent de réaliser une régression linéaire sur la résistance ultime au cisaillement en fonction du volume de fibres.

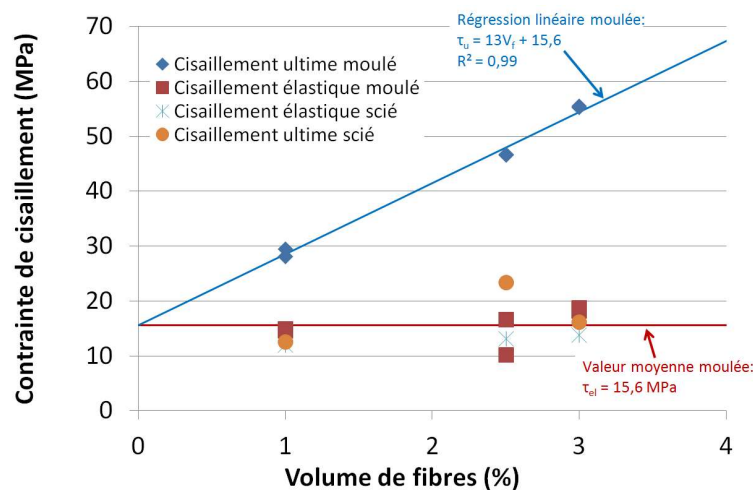


Figure 167: Confrontation des résultats des prismes sciés dans les poutres à la modélisation proposée

Ainsi, il semble possible dans le cas idéal des éprouvettes de caractérisation moulées en laboratoire de retranscrire le comportement sous sollicitation de cisaillement grâce à une loi empirique fonction du volume de fibres. Cependant, les résultats obtenus sur les prismes prélevés dans les structures testées au chapitre 4 montrent que l'orientation des fibres a une grande importance dans la détermination du comportement des éprouvettes de cisaillement et que l'estimation réalisée à partir des essais sur prismes moulés peut être fortement surestimée la résistance réelle dans les poutres. Il semble donc plus judicieux d'estimer la résistance au cisaillement du matériau à partir de la résistance à la traction de celui-ci dans la zone que l'on considère (essais de flexion 3 points sur prismes entaillés sciés dans la zone critique en cisaillement).

L'utilisation des approches proposant une estimation de la contrainte de cisaillement en fonction du volume de fibres doit, par ailleurs, se limiter au cas des matériaux similaires à ceux testés dans le cadre de cette thèse. Il est en effet probable qu'une modification importante de la géométrie des fibres ou de la matrice cimentaire conduise rapidement à sortir du domaine de définition des lois proposées.

3.5. Conclusion

Nous avons présenté, dans ce chapitre, le principe de la campagne d'essais qui a été réalisée dans le but de déterminer le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur. Afin d'obtenir une représentativité suffisante de l'ensemble des BFUP présents sur le marché, les essais ont été réalisés sur trois BFUP différents (volume de fibres variant de 1 à 3%, géométrie de fibres variable, diamètre du plus gros granulat compris entre 0,8 et 5 mm).

Deux essais de cisaillement ont été réalisés sur des prismes entaillés pour chacun des matériaux. La rupture est intervenue en cisaillement glissement selon le plan entaillé (absence de développement d'un treillis). A l'échelle des fibres, une observation au microscope a mis en évidence que la rupture intervient par une combinaison d'arrachement et de rupture des fibres traversant la surface de rupture.

La confrontation des résultats expérimentaux obtenus au cours de cette campagne d'essais aux modèles disponibles dans la littérature n'est pas satisfaisante.

Nous proposons d'exprimer la résistance au cisaillement sous la forme suivante :

$$\tau_{ult} = \tau_{béton} + \tau_{armatures} + \tau_{fibres}$$

Avec :

$\tau_{béton}$ un terme fonction de la nature de la matrice, et de l'engrènement

$\tau_{armatures}$ un terme fonction de $p f_y$

τ_{fibres} un terme fonction de la quantité de fibres, de la qualité de leur ancrage dans la matrice et de leur caractéristiques mécaniques

Sur la base des premiers essais réalisés, il est proposé de considérer, en première approximation :

- $\tau_{béton} \approx \tau_{el} \approx f_{t,el}$, et $\tau_{fibres} \approx 15,6 + 13 V_f$ (dans le cas d'un matériau similaire aux matériaux étudiés ici et d'une section cisailée ne présentant pas de forte anisotropie dans l'orientation des fibres),
- $\tau_{béton} + \tau_{fibres} \approx 3,6 f_{t,ult}$

Toutefois, il semble indispensable de réaliser des essais complémentaires afin de confirmer les lois proposées et d'obtenir des lois consolidées « τ -w » en vue d'une utilisation dans le cadre d'une adaptation de la MCFT aux BFUP adoucissants.

Chapitre 4 : Comportement des membrures de poutres en T_é soumises à une sollicitation d'effort tranchant longitudinal

Sommaire

4.1.	Introduction.....	249
4.2.	Présentation de la campagne expérimentale	251
4.2.1.	Dimensionnement et caractéristiques dimensionnelles des corps d'épreuve	251
4.2.1.1.	Géométrie adoptée.....	251
4.2.1.2.	Vérification du dimensionnement des poutres	252
4.2.1.2.1.	Résistance à l'effort tranchant vertical	253
4.2.1.2.1.1.	Composante « béton ».....	253
4.2.1.2.1.2.	Composante « armatures transversales »	254
4.2.1.2.1.3.	Composante « fibres »	254
4.2.1.2.1.4.	Vérification de la résistance en compression des bielles.....	255
4.2.1.2.1.5.	Détermination de l'angle des bielles.....	255
4.2.1.2.2.	Résistance à la flexion longitudinale	256
4.2.1.2.3.	Résistance au cisaillement longitudinal du hourdis	256
4.2.1.2.3.1.	Evaluation de la résistance au « cisaillement-glisement » au droit de la jonction	256
4.2.1.2.3.2.	Evaluation de la résistance d'après un mécanisme de treillis	258
4.2.1.3.	Lois de comportement considérées	258
4.2.1.4.	Résultats obtenus lors du prédimensionnement.....	259
4.2.2.	Fabrication des corps d'épreuve	260
4.2.2.1.	Moyens de fabrication utilisés.....	260
4.2.2.1.1.	Banc de précontrainte.....	260
4.2.2.1.2.	Coffrage	261
4.2.2.1.3.	Fabrication du BFUP	262
4.2.2.2.	Moyens métrologiques mis en œuvre	263
4.2.2.3.	Fabrication des poutres en T _é	263
4.2.2.3.1.	Rotation 1 (BFUP A).....	263
4.2.2.3.2.	Rotation 2 (BFUP B).....	266
4.2.2.3.3.	Rotation 3 (BFUP C).....	268
4.2.2.3.4.	Synthèse des éléments fabriqués	271

4.2.3.	Caractérisation des matériaux	271
4.2.3.1.	BFUP.....	271
4.2.3.1.1.	Caractéristiques des corps d'épreuve testés	271
4.2.3.1.2.	Résultats.....	273
4.2.3.1.2.1.	BFUP A.....	273
	Essais sur éléments moulées.....	273
	Essais de flexion sur prismes sciés	273
	Essais de cisaillement sur prismes sciés	274
4.2.3.1.2.2.	BFUP B.....	275
	Essais sur éprouvettes moulées	275
	Essais de flexion sur prismes sciés	276
	Essais de cisaillement sur prismes sciés	277
4.2.3.1.2.3.	BFUP C.....	278
	Essais sur éprouvettes moulées	278
	Essais de flexion sur prismes sciés	279
	Essais de cisaillement sur prismes sciés	280
4.2.3.1.3.	Synthèse	281
4.2.3.2.	Armatures	282
4.2.3.2.1.	Armatures passives (épingles verticales)	282
4.2.3.2.2.	Torons de précontrainte	283
4.2.4.	Dispositif expérimental	284
4.2.4.1.	Montage.....	284
4.2.4.2.	Instrumentation	286
4.2.4.2.1.	Evaluation de la sollicitation	286
4.2.4.2.2.	Etat de déformation de la table	286
4.2.4.2.3.	Mesure de cisaillement glissement à la jonction	287
4.2.4.2.4.	Mesure de la flèche de la poutre	287
4.2.4.2.5.	Suivi des déformations dans l'âme	288
4.2.4.2.6.	Analyse d'images.....	288
4.2.4.2.7.	Plans d'instrumentation.....	289
	Poutre BFUP A-A et Poutre BFUP B A.....	290
	Poutres BFUP A-B, Poutre BUP B-B, Poutres BFUP C-A et BFUP C-B.....	290
4.2.4.3.	Pilotage et programme de chargement.....	291
4.3.	Comportement expérimental des poutres en Té.....	293

4.3.1.	BFUP A	293
4.3.1.1.	Description du comportement des poutres en BFUP A.....	293
4.3.1.2.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP A.....	300
4.3.2.	BFUP B	301
4.3.2.1.	BFUP B A.....	301
4.3.2.2.	BFUP B B.....	306
4.3.2.3.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP B.....	310
4.3.3.	BFUP C	310
4.3.3.1.	Description du comportement	310
4.3.3.2.	Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP C.....	316
4.3.4.	Synthèse	316
4.4.	Confrontation des résultats à différents modèles analytiques.....	319
4.4.1.	Approche « contrainte-déformation » : comparaison avec le modèle développé	319
4.4.1.1.	Applicabilité du modèle et hypothèses de calcul	319
4.4.1.2.	Comparaison des résultats expérimentaux	323
4.4.1.2.1.	Comparaison des réponses au niveau global « Effort-flèche ».....	323
4.4.1.2.2.	Comparaison des déformations de la table	324
4.4.1.2.2.1.	Approche en trois dimensions	324
4.4.1.2.2.2.	Approche en deux dimensions.....	333
4.4.1.3.	Conclusion.....	337
4.4.2.	Estimations issues basées sur l'analyse limite	338
4.5.	Conclusion	343

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, une étude expérimentale du comportement des jonctions monolithiques en BFUP soumises à une sollicitation de cisaillement pur est présentée. La campagne expérimentale a pour objectif d'identifier les phénomènes physiques et mécaniques qui apparaissent dans la jonction. Cette compréhension permettra notamment d'enrichir les discussions critiques vis-à-vis des règles de dimensionnement de la clause 6.2.4. (voir section 1.3.1.2.3.2) des recommandations (AFGC, 2013) et de la norme française (AFNOR, 2016a). Cette campagne expérimentale permettra également de valider partiellement le bon fonctionnement du modèle analytique développé dans le cadre de cette thèse et présenté au chapitre 2. Ce modèle analytique pourra alors représenter un outil d'évaluation fiable des règles de dimensionnement proposées en vérifiant leur bon fonctionnement sur un grand nombre de cas sans multiplier le nombre d'essais expérimentaux.

La campagne expérimentale a été réalisée sur des poutres en Té précontraintes sollicitées en flexion longitudinale quatre points (ce qui implique une sollicitation de cisaillement longitudinal dans la jonction) en recherchant une rupture effectivement causée par cette sollicitation. La géométrie et le dimensionnement des corps d'épreuve ont été choisis de manière à ce que cette campagne expérimentale puisse être la première étape (et la référence de comportement) d'une étude expérimentale plus large au cours de laquelle la jonction serait sollicitée de manière concomitante en cisaillement longitudinal et en flexion transversale.

De manière similaire à ce qui a été réalisé dans le cadre des essais de cisaillement pur, et dans le but d'être le plus représentatif possible des BFUP présents sur le marché de la construction, les comportements de trois BFUP ont été étudiés. Il s'agit des mêmes matériaux que ceux étudiés au chapitre 3, ils sont toujours dénomés BFUP A, BFUP B et BFUP C. Leurs caractéristiques sont rappelées au Tableau 24. Cependant, à la différence de ce qui a été réalisé à lors des fabrications des éprouvettes de cisaillement, les BFUP A et B n'ont pas été traités thermiquement.

	BFUP A	BFUP B	BFUP C
Longueur des fibres (mm)	14		20
Diamètre des fibres (mm)	0,2		0,3
Volume de fibres (%)	1	3	2,5
Diamètre du plus gros granulats (mm)	0,8		5

Tableau 24: Compositions des BFUP étudiés

Pour chacun des matériaux, deux poutres en Té ont été testées. Les poutres sont dénommées de la façon suivante : « BFUP utilisé » - « nom de la poutre (A ou B) ». Pour chacun des matériaux, les poutres A et B sont supposées identiques. De plus, pour chaque matériau, un élément témoin (avec longueur plus faible que les corps d'épreuve) a été fabriqué en même temps que les poutres afin d'évaluer l'orientation des fibres à l'échelle de la structure (prélèvement de prismes sciés).

Nous présentons, dans ce chapitre, la campagne expérimentale qui a été réalisée puis nous comparons les résultats aux différents modèles disponibles dans la littérature et à celui présenté dans le chapitre 2. Les résultats de l'étude expérimentale à l'échelle de la structure

présentée ici sont également mis en relation avec les essais de caractérisation du matériau en cisaillement décrits au chapitre 3.

4.2. Présentation de la campagne expérimentale

4.2.1. Dimensionnement et caractéristiques dimensionnelles des corps d'épreuve

Les essais ont été réalisés sur des poutres en T précontraintes soumises à une flexion longitudinale qui implique la présence d'un cisaillement longitudinal dans la jonction. Cette géométrie est compatible avec l'écriture du modèle présenté au chapitre 2.

4.2.1.1. Géométrie adoptée

Toutes les poutres ont une géométrie similaire (voir Figure 168) :

- Longueur de 5,6 m
- Section en T avec une table de 1,1 m de large
- Hauteur de 55 cm

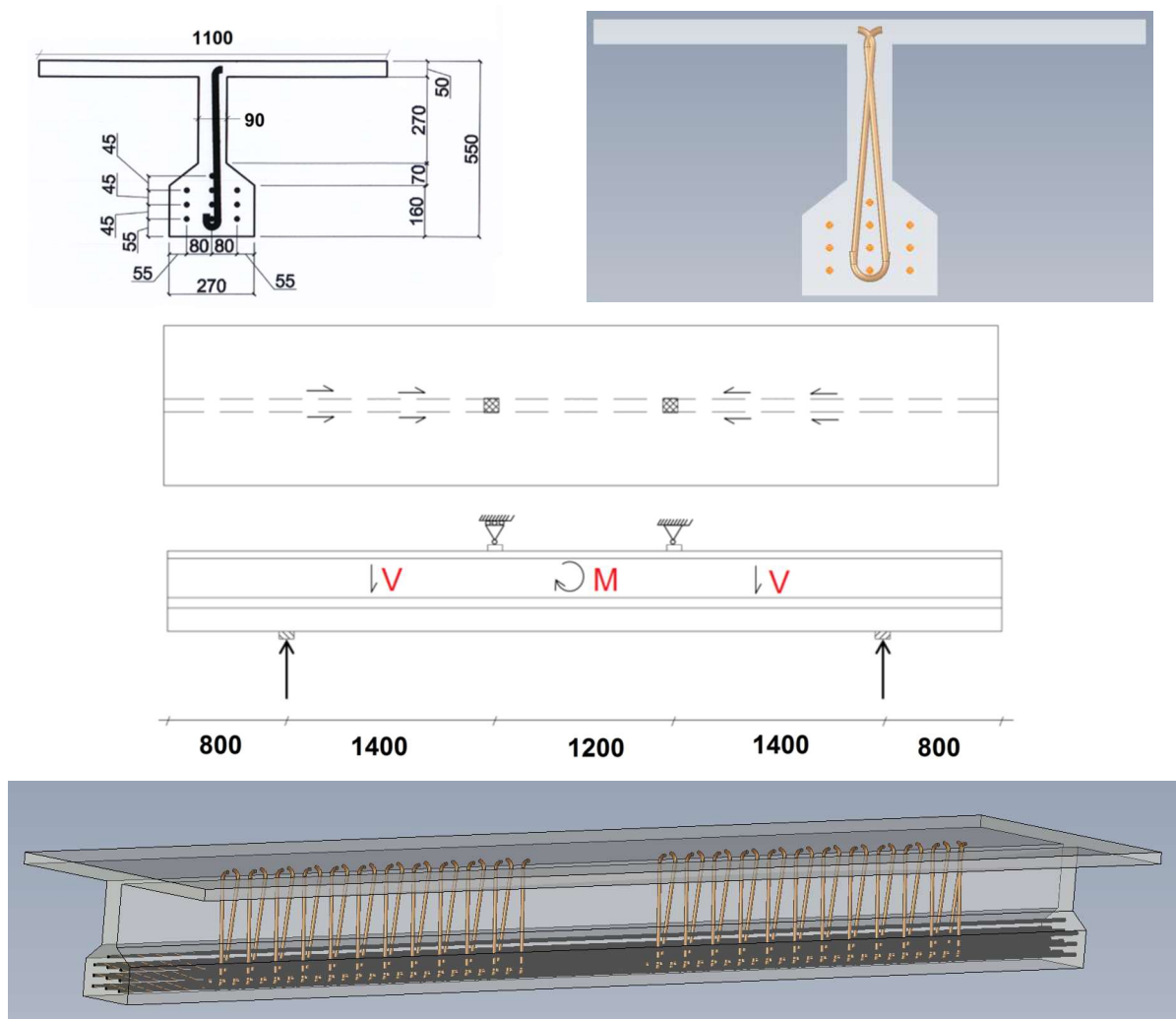


Figure 168: Géométrie des corps d'épreuve (longueurs en mm)

L'objectif étant d'obtenir une rupture en cisaillement longitudinal dans la jonction, les poutres ont été fortement renforcées vis-à-vis de la flexion longitudinale et de l'effort de tranchant vertical. Chacune des poutres est précontrainte longitudinalement par dix torons T15S (effort nominal dans chacun d'entre eux de 112,5 kN pour le BFUP A, de 225 kN pour les BFUP B et C) et armée transversalement par une épingle HA 14 tous les 8 cm dans l'âme (épingles disposées en alternance dans un sens puis dans l'autre pour conserver la symétrie du comportement).

Le maintien géométrique des épingles a nécessité la mise en place d'un filant HA8 longitudinal dans le haut de l'âme (voir Figure 169). Cette contrainte a conduit à réduire l'enrobage minimum au niveau de la jonction à environ 25 mm soit $1,25L_f$ pour le BFUP C et $1,8L_f$ pour les BFUP A et B. Un contrôle effectué durant la fabrication a révélé que la mise en œuvre des matériaux est restée satisfaisante.

Dans le reste de la poutre, l'enrobage est systématiquement supérieur à 30 mm ($1,5 L_f$ pour le BFUP C).



Figure 169: Maintien des armatures verticales dans le coffrage

4.2.1.2. Vérification du dimensionnement des poutres

Une première vérification du dimensionnement a été réalisée en suivant la démarche présentée ci-dessous. La difficulté principale de la vérification, à ce stade de l'étude, a été d'estimer la résistance de la section sous sollicitation de cisaillement longitudinal.

Il convient de noter que dans cette partie, et dans le cas de l'utilisation des règles proposées dans les recommandations (AFGC, 2013) et/ou dans la norme française (AFGC, 2016a), tous les coefficients de sécurité sont pris égaux à 1. De plus, des caractéristiques moyennes des matériaux sont utilisées pour réaliser le pré-dimensionnement.

Comme indiqué en introduction, le dimensionnement est réalisé dans l'objectif de pouvoir utiliser la même géométrie de corps d'épreuve dans le cadre d'essais expérimentaux mettant en œuvre des sollicitations concomitantes de cisaillement longitudinal et de flexion transversale dans la jonction.

4.2.1.2.1. Résistance à l'effort tranchant vertical

La résistance à l'effort tranchant a été déterminée en considérant que l'effort résistant est apporté indépendamment par les fibres, les armatures et le béton. Cette procédure est similaire à celle adoptée dans les recommandations de dimensionnement pour les BFUP (AFGC, 2013) et la norme française (AFNOR, 2016a). On considère ainsi que l'effort résistant peut être déterminé comme suit :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$$

Avec :

- V_{Rd} la résistance de la poutre à l'effort tranchant vertical,
- $V_{Rd,c}$ la résistance apportée par le béton,
- $V_{Rd,s}$ la résistance apportée par les armatures transversales,
- $V_{Rd,f}$ la résistance apportée par les fibres.

4.2.1.2.1.1. Composante « béton »

Pour déterminer la composante béton, et dans le but d'obtenir une estimation la plus proche possible de la réalité, nous nous sommes éloignés de la proposition faite dans les recommandations (AFGC, 2013) ou dans la norme (AFNOR, 2016a) jugée raisonnablement sécuritaire (Baby, 2012). Ainsi, la composante « béton » de la résistance au cisaillement a été déterminée d'après la relation proposée par (Kordina et Blume, 1985). Cette relation a pour avantage de prendre en compte la présence des armatures longitudinales et l'effet de goujon qu'elles impliquent dans l'expression de la résistance au cisaillement. Il s'agit de la relation suivante :

$$V_{Rd,c} = \frac{7}{8} b_0 d \sqrt{\frac{f_c / 0,82}{10}} \sqrt[3]{\rho_l} \frac{1}{\sqrt[4]{0,1d}} f(\lambda_s) \left(0,9 + \frac{t}{b_0} \right)$$

Avec :

- b_0 la largeur de l'âme,
- d la hauteur utile de la poutre,
- f_c la résistance en compression du BFUP,
- ρ_l le taux de renforcement longitudinal,
- t l'épaisseur du hourdis
- λ_s la portée d'effort tranchant
- $f(\lambda_s)$ définie par :

$$\lambda_s \leq 2 \rightarrow f(\lambda_s) = 6 - 2,2 \lambda_s$$

$$2 \leq \lambda_s \leq 3,5 \rightarrow f(\lambda_s) = 0,795 + 0,293(3,5 - \lambda_s)^{5/2}$$

$$\lambda_s \geq 3,5 \rightarrow f(\lambda_s) = 0,9 - 0,03 \lambda_s$$

Cette relation permet une estimation haute de la résistance au cisaillement. Les estimations obtenues par cette méthode ont été comparées aux résultats expérimentaux de (Baby, 2012) et se sont révélées tout à fait acceptables dans le cas de poutres en BFUP.

4.2.1.2.1.2. Composante « armatures transversales »

La part de résistance apportée par les armatures est déterminée conformément aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme (AFNOR, 2016a). Cette relation est issue d'une modélisation de type treillis du comportement de la poutre. Le terme est obtenu d'après la relation suivante :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot(\theta)$$

Avec :

A_{sw} la section d'une armature verticale,
 s l'espacement des armatures verticales,
 z le bras de levier des efforts internes, dans le cas de notre dimensionnement sa valeur est prise égale à $0,9d$,
 d la hauteur utile des armatures longitudinales (ici, des torons de précontrainte)
 f_{yw} la résistance en traction des armatures verticales,
 θ l'angle des bielles de compression (ici, θ est pris égal à l'angle de la contrainte principale de compression au moment de la première fissuration).

4.2.1.2.1.3. Composante « fibres »

La relation permettant de déterminer la résistance apportée par les fibres est obtenue à partir de l'équilibre d'une fissure inclinée dans l'âme et correspond aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016a). La relation utilisée est rappelée ci-dessous :

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \sigma_{Rd,f}}{\tan(\theta)}$$

Avec :

A_{fv} l'aire d'action des fibres, approximée par : $A_{fv} = b_0 z$,
 b_0 l'épaisseur de l'âme,
 z le bras de levier des efforts internes (approximé dans la suite par $0,9d$),
 d la hauteur utile des armatures longitudinales (ici des torons de précontrainte),
 $\sigma_{Rd,f}$ la résistance en traction de la section fibrée, arbitrairement fixée (dans le cadre du pré-dimensionnement) à 10 MPa pour le BFUP fortement fibré et à 5 MPa pour le BFUP faiblement fibré,
 θ l'angle des bielles de compression (angle de la contrainte principale de compression au moment de la première fissuration et considéré comme l'angle d'inclinaison de la fissure).

4.2.1.2.1.4. Vérification de la résistance en compression des bielles

Afin de vérifier que la rupture n'interviendra pas par rupture des bielles de compression dans l'âme, on estime l'effort résistant correspondant à la résistance de ces bielles. On utilise alors la relation proposée dans (AFGC, 2013) :

$$V_{Rd,max} = \frac{2 \times 1,14 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

Avec :

- α_{cc} et γ_c des « coefficients de sécurité » (pris égaux à 1 pour le calcul),
- b_w l'épaisseur de l'âme de la poutre,
- z le bras de levier des efforts internes (pris égal à $0,9d$ pour le calcul),
- d la hauteur utile des armatures longitudinales (ici des torons de précontrainte),
- f_{ck} la résistance caractéristique à la compression,
- θ l'angle d'inclinaison des bielles (ici θ est pris égal à l'angle de la contrainte principale de compression au moment de la première fissuration).

Dans le cas d'une sollicitation concomitante de flexion longitudinale et de flexion transversale, le haut des bielles de compression (fibre supérieure de la poutre) est sollicité à la fois en compression par la flexion longitudinale et en traction par la flexion transversale. Cette sollicitation biaxiale entraîne une baisse de la résistance en compression. Ainsi, en accord avec les travaux de (Fehling et al., 2008) et (Lee et al., 2016) on considère que la résistance en compression doit être estimée par $f'_{ck} = 0,7f_{ck}$. Cette minoration nous place du côté de la sécurité puisque nous essayons d'éviter ce mode de rupture.

4.2.1.2.1.5. Détermination de l'angle des bielles

L'application de certaines des relations présentées ci-dessus nécessite la détermination de l'angle des bielles (θ).

Lors du présent dimensionnement, il est considéré que l'angle des bielles reste égal à l'angle de la contrainte principale de compression lors de la première fissuration. Cette hypothèse conduit à une sous-estimation de la résistance par rapport aux résultats obtenus par un calcul de treillis classique mais se révèle suffisamment représentative de la réalité (Baby, 2012).

Ainsi, l'angle θ pris en compte est considéré comme constant et égal à l'angle de la contrainte principale de compression lorsque la contrainte principale de traction a une valeur de 10 MPa (valeur considérée pour la perte de linéarité en traction du BFUP) au niveau du centre de gravité de la section.

Les poutres étant précontraintes, il est nécessaire de prendre en compte la présence de l'effort normal de compression dans la poutre.

L'ensemble du calcul est réalisé à hauteur du centre de gravité de la poutre. La résolution est réalisée par itération selon l'algorithme présenté dans le Tableau 25.

Tâche effectuée	Equation
Choix d'un effort tranchant	-
Détermination de la contrainte normale de compression présente dans le béton	$\sigma_x = \frac{P}{S}$
Détermination de la contrainte de cisaillement correspondant à l'effort tranchant	$\tau = \frac{V \cdot \mu}{I b_w}$
Détermination de l'angle correspondant à la sollicitation considérée	$\tan(2\theta) = \frac{2\tau}{\sigma_x}$
Détermination de la contrainte principale de traction	$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}$
Itération sur V jusqu'à obtenir une contrainte principale de traction égale à 10 MPa	

Tableau 25: Algorithme utilisé pour déterminer l'angle de première fissuration

4.2.1.2.2. Résistance à la flexion longitudinale

Afin de déterminer la résistance sous sollicitation de flexion, un calcul itératif a été programmé sous Visual Basic. Ce calcul permet de déterminer la courbe « Moment – ouverture de fissure » et fonctionne de la manière suivante :

- Pour chaque ouverture de fissure en fibre inférieure (comprise entre 0 et un maximum fixé à $l_f/2$), le programme détermine le profil de fissuration/déformation correspondant à l'équilibre de l'effort normal.
- Une fois le profil de déformation/ouverture de fissure connu, le programme détermine le profil de contrainte grâce aux lois de comportement.
- Le profil de contraintes étant connu, le moment résistant est obtenu par intégration sur la hauteur de la poutre en respectant l'équilibre des efforts normaux.

4.2.1.2.3. Résistance au cisaillement longitudinal du hourdis

Afin d'estimer la résistance du hourdis, deux types de rupture de celui-ci ont été envisagés :

- une rupture de type treillis (apparition de fissures diagonales, rupture des tirants en traction ou écrasement des bielles). Cette méthode de calcul correspond aux recommandations de l'Eurocode 2 (AFNOR 2005a) et de la norme française (ANFOR, 2016a).
- une rupture en « cisaillement-glissement » longitudinal au droit de la jonction (similaire à une rupture en glissement sous sollicitation de cisaillement pur).

4.2.1.2.3.1. Evaluation de la résistance au « cisaillement-glissement » au droit de la jonction

Ce type de rupture correspond à celle que l'on rencontre lors des essais de cisaillement direct. Au moment du dimensionnement des corps d'épreuve, seules les données des essais de (Crane, 2010) étaient disponibles. Le dimensionnement a donc été réalisé à l'aide de celles-ci.

Pour des sections non préfissurées, l'auteur propose d'évaluer la résistance au cisaillement par :

$$\tau_{max} = 18,1 + 4,527\rho f_y \text{ (MPa)}$$

Avec :

- ρ le taux de renforcement par armatures passives.
- f_y la résistance des armatures en traction.

Pour les sections fissurées, il propose de considérer que la contrainte résistante est égale à :

$$\tau_{max} = 13 + 4,140\rho f_y \text{ (MPa)}$$

Avec :

- ρ le taux de renforcement par armatures passives.
- f_y la résistance des armatures en traction.

Afin d'obtenir l'effort sollicitant correspondant à la résistance au cisaillement-glisement entre l'âme et la membrure, on utilise la relation proposée par (Fouré, 2003) :

$$\tau(x)h = \frac{dN(x)}{dx} = \frac{V'(x)}{z} + \frac{\mu(x)M(x)}{b_0 z}$$

Avec :

V'(x) l'effort de cisaillement longitudinal équivalent à l'abscisse x, déterminé par :

$$V'(x) = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{b_w}{b(x)} \right] V$$

V l'effort de cisaillement vertical dans la poutre,

$$\mu(x) = \frac{1}{2} \left[\frac{b_0}{b(x)} \right]^2 \frac{db(x)}{dx} = \frac{2/3}{\left(1 + \frac{4x}{3b_0}\right)^2}$$

N(x) l'effort normal dû à la flexion longitudinale dans la section du hourdis d'abscisse x,

h l'épaisseur du hourdis au droit de la jonction,

M(x) le moment sollicitant à l'abscisse x,

z le bras de levier (pris égal à 0,9d),

d la hauteur utile des armatures longitudinales (ici des torons de précontrainte),

b_w la largeur de l'âme,

b(x) la largeur efficace du hourdis à l'abscisse x. Il est considéré dans notre cas que la diffusion a lieu avec un angle de 45°.

Ces relations dépendent de l'abscisse curviligne que l'on considère. Pour la vérification du dimensionnement, le calcul est réalisé sur l'ensemble de la portée d'effort tranchant avec un pas de 5 mm. Il est considéré que la rupture intervient pour le plus petit effort de rupture ainsi obtenu.

Les essais de (Crane, 2010) ont été réalisés sur du Ductal®-FM (avec un volume de fibres égal à 2%), les relations qu'il propose ont été considérées comme trop optimistes pour le BFUP A. Compte tenu du manque d'informations disponibles concernant ce dernier matériau, le prédimensionnement a été effectué pour ce matériau en considérant que la résistance au glissement du matériau égale à 2/3 de la résistance donnée par la relation de (Crane, 2010).

4.2.1.2.3.2. Evaluation de la résistance d'après un mécanisme de treillis

Dans cette partie, on considère que la ruine de la poutre intervient selon un mécanisme de treillis dans la table. Le calcul est mené de manière similaire à ce qui est présenté à la section 4.2.1.2.1. Cependant, l'absence d'armatures longitudinales nous a conduit à ne plus utiliser l'estimation proposée par (Kordina et Blume, 1985) pour la composante « béton ». En effet, le terme permettant de prendre en compte l'effet de goujon implique un résultat incohérent dans le cas où il n'y a pas d'armatures longitudinales. La relation proposée dans les recommandations (AFGC, 2013) et dans la norme française (AFNOR, 2016a) a donc été privilégiée.

Ainsi, pour l'estimation de la résistance au cisaillement apportée par le béton, la relation suivante est adoptée :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w z$$

Avec :

γ_{cf} et γ_E deux « coefficients de sécurité » pris égaux à 1 dans le cadre du calcul,

f_{ck} la résistance caractéristique en compression du béton,

b_w l'épaisseur de l'âme,

z le bras de levier des efforts interne, ici pris égal à 0,9x « portée de flexion transversale »,

$$k = 1 + \begin{cases} 3 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} & \text{si } \sigma_{cp} \geq 0 \\ 0,7 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctk,el}} & \text{si } \sigma_{cp} < 0 \end{cases}$$

σ_{cp} la contrainte de compression.

Ce calcul de treillis nécessite de déterminer l'angle des bielles dans la table. Le même raisonnement que dans le cas de la vérification de l'âme est réalisé (recherche de la contrainte principale de traction correspondant à la limite de linéarité du béton en traction).

De plus, ce calcul dépend de l'effort normal présent dans la table. Le calcul est donc réalisé pour la section la moins sollicitée en flexion longitudinale (au droit de l'appui inférieur) et pour la section la plus sollicitée en flexion longitudinale (au droit de l'appui supérieur).

4.2.1.3. Lois de comportement considérées

Lors du calcul de flexion, il est nécessaire de définir la loi de comportement du BFUP utilisé. Les lois prises en compte pour les BFUP B et C et pour le BFUP A sont présentées à la Figure 170.

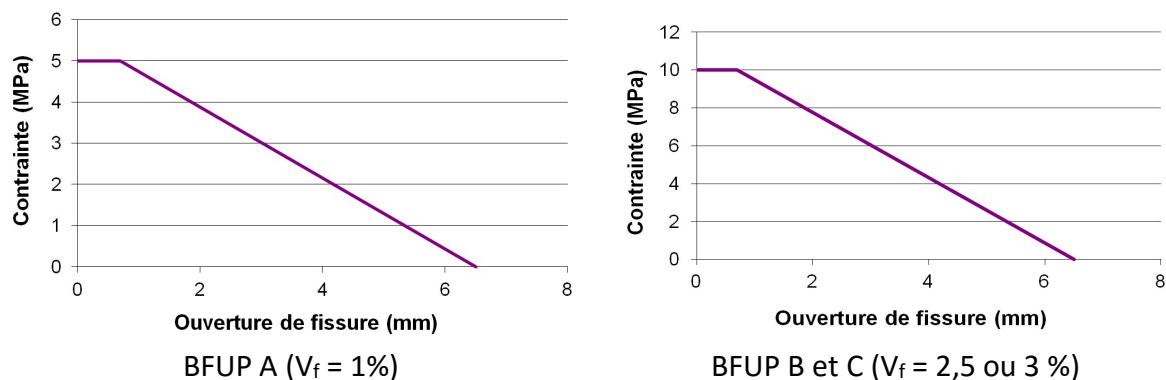


Figure 170: Lois de comportement prises en compte pour les différents BFUP

La résistance en traction a été prise égale à 10 MPa pour les BFUP B et C, à 5 MPa pour le BFUP A.

La résistance en compression est prise égale à 200 MPa pour tous les matériaux.

Compte tenu du caractère multiaxial des sollicitations et conformément aux résultats de (Fehling et al., 2008) et de (Lee et al., 2016), la vérification des bielles en compression est également réalisée en considérant une résistance en compression plus faible : nous considérons qu'en présence d'une sollicitation transversale de traction, la résistance du BFUP à la compression doit être ramenée à $0,7f_c$ soit, dans le cas de ce pré-dimensionnement à 140 MPa.

4.2.1.4. Résultats obtenus lors du prédimensionnement

Nous regroupons, dans le Tableau 26, les résultats obtenus lors du prédimensionnement des poutres selon les méthodes de calcul présentées dans la partie précédente.

Pour cette phase de prédimensionnement, nous considérons que les pertes de précontraintes sont de l'ordre de 20%. Une telle estimation des pertes de précontrainte, est à ce stade suffisante pour estimer le mode de rupture obtenu (pour information, l'effort de précontrainte ne joue par exemple quasiment pas sur la résistance ultime en flexion). Une estimation détaillée des pertes de précontrainte est présentée en Annexe 3.

	BFUP A (MN)	BFUP B et C (MN)
Fissuration en tranchant vertical $\sigma_1 = 10$ MPa	0,98	1,17
Rupture en tranchant vertical -bielles avec concomitance	2,13	2,01
Rupture en tranchant vertical -bielles sans concomitance	2,70	2,55
Rupture en tranchant vertical -tirants	2,19	2,73
Fissuration en flexion	0,87	1,17
Rupture en flexion	1,78	1,93
Rupture en treillis dans la table -tirants	M = 0	0,62
	M = M_{max}	0,81
Rupture en treillis dans la table -bielle avec concomitance	M = 0	1,00
	M = M_{max}	1,30
Rupture en treillis dans la table -bielle sans concomitance	M = 0	1,27
	M = M_{max}	1,14
Rupture en cisaillement glissement à la jonction	1,03	1,56

Tableau 26: Estimation de la résistance des poutres sous les différents modes de ruptures étudiés

Ainsi, la méthode de vérification adoptée pour le dimensionnement des poutres prévoit, compte tenu de la géométrie choisie, une rupture dans la jonction (avec une marge minimale de 20 %). D'après le calcul, cette rupture devrait intervenir par l'apparition d'un treillis pour un effort sollicitant de 0,62 MN pour le BFUP A et 0,86 MN pour les BFUP B et C. Cependant, compte tenu des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature (voir section 1.3.1), un doute persiste quant au développement d'un tel mode de rupture. Dans ce cas, le calcul prévoit une rupture en cisaillement-glisement à la jonction pour un effort sollicitant de 1,03 M pour le BFUP A et de 1,56 MN pour les BFUP B et C.

4.2.2. Fabrication des corps d'épreuve

4.2.2.1. Moyens de fabrication utilisés

Les corps d'épreuve ont été fabriqués dans une usine de préfabrication traditionnelle (aucun équipement particulier pour la fabrication des BFUP) qui a eu l'expérience de fabrication des poutres en BFUP du pont de Saint Pierre la Cour (Resplendino, 2011). Cette usine est spécialisée dans la fabrication de poutres en I ou en T précontraintes par fils adhérents

4.2.2.1.1. Banc de précontrainte

Les poutres ont été fabriquées sur un banc de précontrainte de 80 m de long. Ce banc peut accueillir trois coffrages de 25 m. Dans le cas de notre fabrication, seule la section centrale a été utilisée.

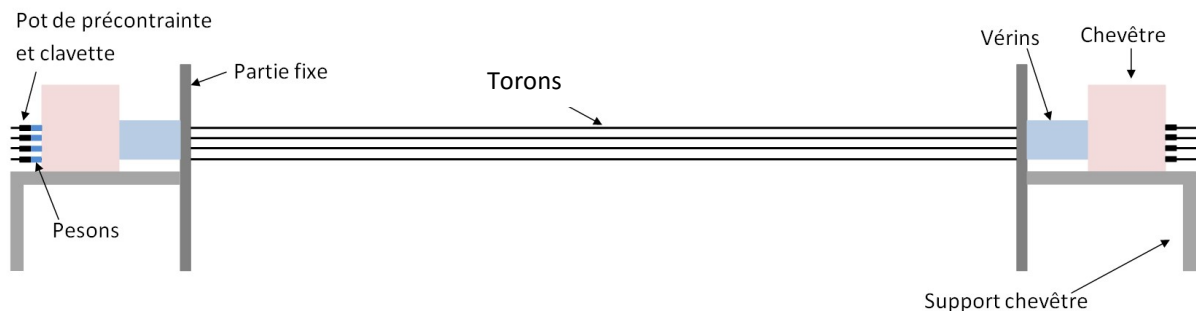


Figure 171: Fonctionnement du banc de précontrainte

Les torons sont bloqués de part et d'autre du banc de précontrainte sur des chevêtres mobiles (à l'aide d'une plaque d'about et des pots de précontrainte). Le mouvement de ces chevêtres (grâce à l'utilisation de 4 vérins) permet d'appliquer une précharge aux torons. La tension finale des torons est ensuite appliquée à l'aide d'un vérin monotoron (voir Figure 172). La tension des câbles a été ajustée (plusieurs mises en tension successives) afin de s'affranchir des pertes par recul d'ancrage.



Chevêtre mobile côté Ouest



Chevêtre mobile côté Est



Plaque d'about avec pot de précontrainte

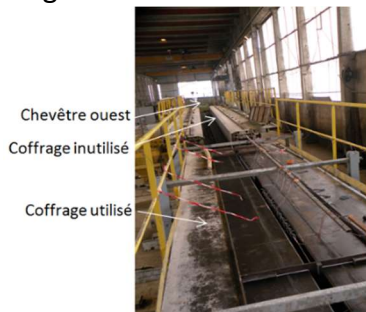


Vérin monotoron utilisé pour la tension finale

Figure 172: Banc de précontrainte utilisé

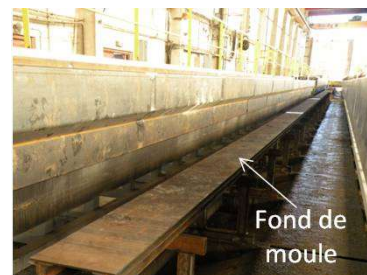
4.2.2.1.2. Coffrage

Le banc de précontrainte de l'usine de préfabrication est équipé de joues de coffrage mobiles (mouvement horizontal : voir Figure 173). Un fond de moule et un contre moule permettant d'obtenir la géométrie souhaitée ont été façonnés et montés sur le banc (voir Figure 173).



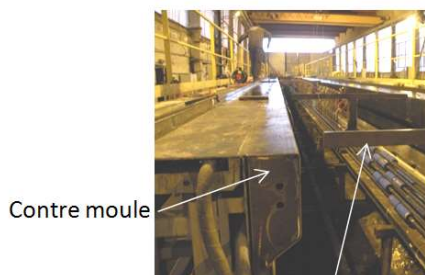
Chevêtre ouest
Coffrage inutilisé
Coffrage utilisé

Vue du banc de précontrainte



Fond de moule

Moule utilisé, joues de coffrage ouvertes



Contre moule

Plaques d'about

Contre moule utilisé pour obtenir la géométrie souhaitée



Tirant

Tirants permettant de contrôler la géométrie

Figure 173: Coffrage utilisé pour les fabrications des poutres en T

Lors des phases d'installation (mise en place des torons, ferrillage, instrumentation...), les joues de coffrages sont ouvertes permettant ainsi l'accès au fond de coffrage et aux torons, elles sont ensuite refermées et bridées (avec des écrous au sol, à l'aide de tirants en haut du

moule – voir Figure 173) afin d’assurer la géométrie requise. La longueur des éléments est déterminée grâce à l’utilisation de plaques d’about.

4.2.2.1.3. Fabrication du BFUP

Le malaxeur utilisé est un malaxeur à axe horizontal de marque ELBA équipé de deux moteurs de 45 kW (voir Figure 174).



Vue extérieure du malaxeur



Centrale de pilotage du malaxeur et des pesées

Figure 174: Fabrication des BFUP

La pesée de l’eau et des matériaux stockés en silos (prémix des BFUP A et B, sable des BFUP A et B) est effectuée automatiquement au moment du remplissage du malaxeur (présence de bascules contrôlées depuis la centrale de pilotage). Les fibres sont conditionnées en sacs ou en cartons de 25 kg, le complément est pesé avec une balance. La même balance est utilisée pour peser les adjuvants.

Le prémix du BFUP C étant conditionné en sacs et compte tenu de la présence d’un contrôle strict à l’usine d’ensachage, aucune pesée n’est réalisée pour ce prémix (la masse nominale des sacs est considérée comme étant suffisamment proche de la masse vraie nécessaire à la fabrication).

Les fibres sont mises en place dans le malaxeur manuellement (voir Figure 175) : les sacs sont vidés sur une table puis les fibres sont introduites progressivement. Cette méthode permet de réduire le risque de formation « d’oursins » de fibres dans le malaxeur. Elle présente cependant l’inconvénient d’engendrer un temps de malaxage long. Cette méthode a été utilisée pour les BFUP A et B. Pour le BFUP C et dans le but de réduire la durée du malaxage, la moitié des fibres a été introduite manuellement, l’autre moitié a été introduite à l’aide du skip.



Figure 175: Mise en place des fibres dans le malaxeur

Lors de la vidange du malaxeur, le BFUP est transféré dans une trémie.

L'« acceptation » de chacune des gâchées est soumise à la conformité d'un essai d'étalement (cône ASTM pour les BFUP A et B, cône DIN pour le BFUP C). Cet essai est réalisé avec du BFUP prélevé dans le malaxeur avant sa vidange.

4.2.2.2. Moyens métrologiques mis en œuvre

Afin de déterminer le plus précisément possible l'effort de précontrainte résiduel dans les poutres au moment des essais, un suivi métrologique a été réalisé lors de la fabrication :

- Chaque toron a été équipé d'un peson, l'acquisition a démarré avant la mise en précharge des torons et a été arrêtée après la mise en précontrainte des poutres. Les données fournies par les pesons ont été utilisées pour tendre les câbles à des valeurs les plus proches possibles de la cible théorique.
- Des jauges de déformation ont été collées sur les torons de précontrainte (voir Figure 176). Le collage a été réalisé après la mise en tension des torons. Des jauges ont été placées à l'intérieur et à l'extérieur des poutres. L'objectif de la mise en place de ces jauges est de suivre la prise du béton et notamment de déterminer à partir de quel moment le béton a une rigidité suffisante pour entraîner les torons selon ses propres déformations. Ces jauges permettent également, au moment de la mise en précontrainte des poutres, d'estimer la déformation élastique du béton. Pour des raisons techniques, seule une poutre a pu être instrumentée pour une matrice cimentaire donnée.
- Des capteurs de température (thermocouples) ont été mis en place pour suivre la température ambiante et celle du BFUP. Un capteur a été mis en place à proximité de chaque jauge de déformation (voir Figure 176) afin de pouvoir corriger l'effet de la température sur la mesure réalisée.

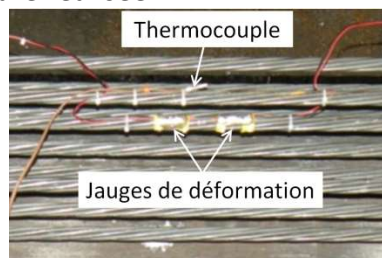


Figure 176: Installation des jauges et des thermocouples dans la poutre

4.2.2.3. Fabrication des poutres en Té

La fabrication des poutres a été réalisée en trois rotations (une pour chaque matériau).

4.2.2.3.1. Rotation 1 (BFUP A)

Les corps d'épreuve en BFUP A ont été fabriqués le 30 octobre 2015. Cette rotation a permis la fabrication, en une seule gâchée, de :

- deux poutres en BFUP A,
- un élément témoin,
- 3 cylindres 11x22,
- 6 cubes 10x10x10 cm (vérification de la résistance avant la mise en précontrainte)

Pour des raisons techniques, il n'a pas été possible de fabriquer les prismes 7 x 7 28 cm de caractérisation. Pour ce matériau, l'évaluation des capacités en traction du BFUP sera basée sur les résultats des prismes sciés et par analogie, pour la partie élastique, sur les résultats du BFUP B ayant la même matrice cimentaire.

La fabrication s'est déroulée comme suit :

- Vidange du malaxeur dans une benne de 2,5 m³ (un dispositif de réduction du diamètre de la manche de sortie a été mis en place pour concentrer le flux de béton au droit de l'âme).
- Vidange de la benne dans des seaux pour réaliser les prismes de caractérisation
- Remplissage des poutres (voir Figure 177 et Figure 181) par allers-retours successifs (poutre A en premier). Le remplissage a toujours été réalisé derrière la langue de béton, le béton a toujours été déversé au droit de l'âme (mouvements de la benne uniquement longitudinaux) et plusieurs passes ont été réalisées :
 - o première passe : remplissage du talon,
 - o deuxième passe remplissage de l'âme jusqu'à environ 10 cm de la jonction avec la table,
 - o troisième passe : remplissage complet de l'âme et de la table (augmentation sensible du débit d'écoulement du BFUP),
 - o quatrième passe : ajustement de la quantité de béton à mettre en place,
- La surface des poutres n'a pas été talochée, un produit de cure a été appliqué
- Mise en place d'une bâche de protection.



Figure 177: Fabrication des poutres en BFUP A

Le procédé de coulage a été pensé pour réduire les phénomènes d'orientation préférentielle des fibres. Cependant, une ségrégation des fibres est apparue conduisant les fibres de la table à proximité immédiate de la jonction à « tomber » dans l'âme et aux fibres de l'âme à avoir une direction préférentiellement verticale.

Le décoffrage et la mise en précontrainte ont eu lieu le 2 novembre 2015. Afin d'éviter des acoups dans la mise en précontrainte, celle-ci a été réalisée en ramenant les deux chevêtres mobiles. Un suivi de l'allongement des torons, de la température du béton et de l'effort présent dans chacun des torons a été mis en place (voir Figure 178 et Figure 179). L'instrumentation est mise en place sur le toron central (dans la direction transversale) de la ligne représentée sur la Figure 178. Compte tenu d'un problème technique intervenu juste

avant la mise en précontrainte, la mesure de la déformation élastique de la poutre lors de la mise en précontrainte n'a pas pu être effectuée.

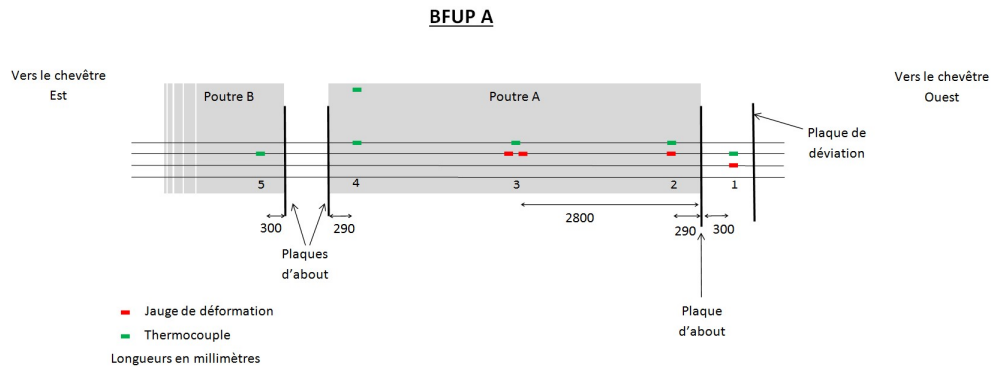


Figure 178: Implantation de l'instrumentation noyée pour le suivi de la fabrication

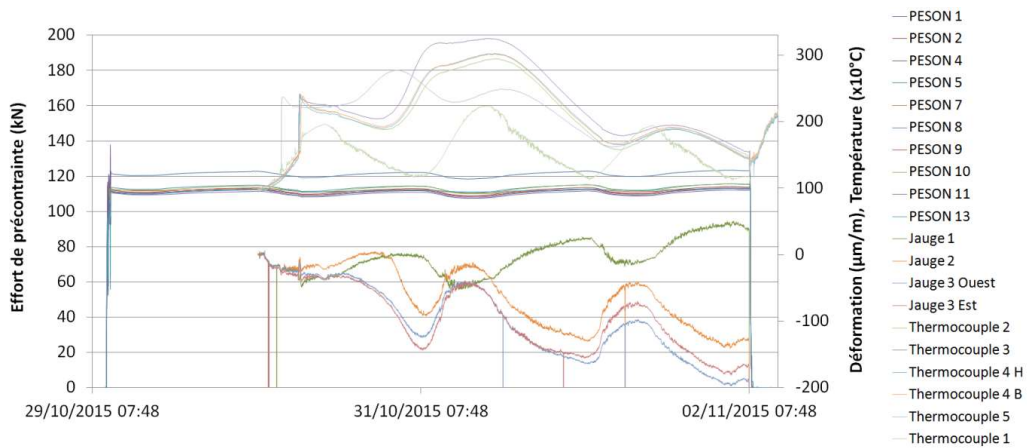


Figure 179: Suivi réalisé durant la fabrication (BFUP A)

L'inspection des poutres après leur décoffrage a révélé la présence d'une fissuration de retrait gênée relativement importante probablement due à une libération insuffisamment précoce des joues latérales du coffrage. Ainsi, la table des poutres présente une fissuration transversale parfois traversante (voir Figure 180). Cette fissuration n'a cependant aucunement impacté le comportement des poutres lors des essais (voir section 4.3.1).



Fissuration de la table des poutres



Percollation de l'eau de pluie dans les fissures de la table

Figure 180: Fissuration de retrait des poutres en BFUP A

4.2.2.3.2. Rotation 2 (BFUP B)

Les poutres en BFUP B ont été fabriquées le 23 octobre 2015. Cette rotation a permis la fabrication, en une seule gâchée, de :

- deux poutres en BFUP B,
- 12 prismes de caractérisation 7x7x28 cm,
- 6 cylindres 11x22,
- 6 cubes 10x10x10 cm (vérification de la résistance avant la mise en précontrainte).

Pour des raisons techniques, il n'a pas été possible de fabriquer l'élément témoin. Pour remédier à cela, nous le verrons plus en détails par la suite, des prismes ont été prélevés aux abouts des poutres en BFUP B.

La fabrication s'est déroulée avant celle du BFUP A, la méthodologie de fabrication est proche de celle de la rotation 1, la différence principale réside dans l'utilisation de plusieurs petites bennes pour le remplissage plutôt que de la benne de 2,5m³ car le diamètre de sa manche était trop important. La fabrication s'est déroulée comme suit :

- Vidange du malaxeur dans une benne de 2,5 m³.
- Vidange de la benne de 2,5 m³ dans plusieurs bennes de 500 litres.
- Vidange des petites bennes dans des seaux pour réaliser les prismes de caractérisation.
- Remplissage des poutres (voir Figure 181) par allers-retours successifs (poutre A en premier). Le remplissage a toujours été réalisé derrière la langue de béton, le béton a toujours été déversé au droit de l'âme et plusieurs passes ont été réalisées :
 - o première passe : remplissage du talon,
 - o deuxième passe remplissage de l'âme jusqu'à environ 10 cm de la jonction avec la table,
 - o troisième passe : remplissage complet de l'âme et de la table (augmentation sensible du débit d'écoulement du BFUP),
 - o quatrième passe : ajustement de la quantité de béton à mettre en place.
- La surface des poutres n'a pas été talochée, un produit de cure a été appliqué
- Mise en place d'une bâche de protection.

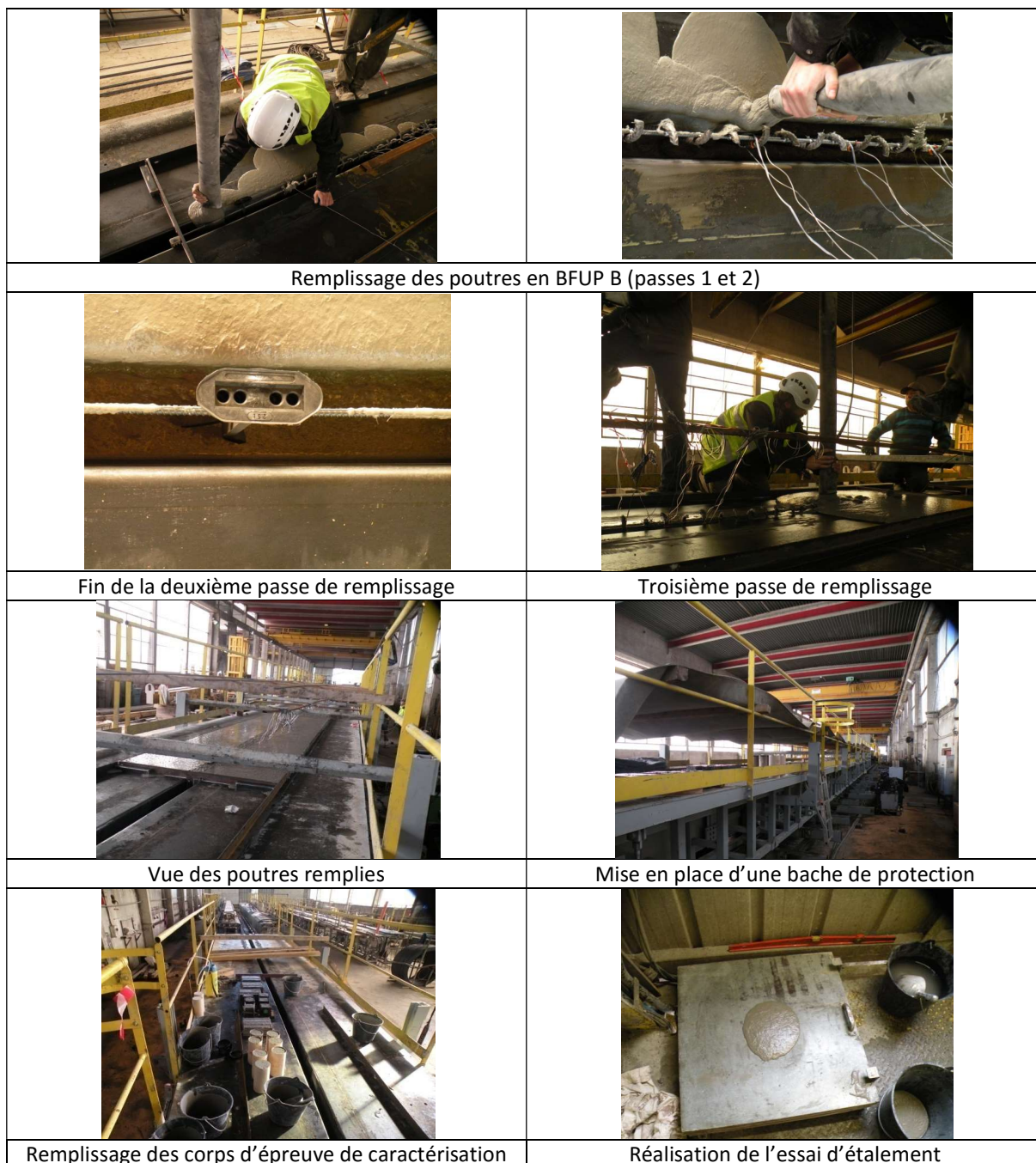


Figure 181: Fabrication des poutres en BFUP B

Le décoffrage a eu lieu le 26 octobre 2015 à 7h50, la mise en précontrainte a débuté à 8h26.

Pour cette rotation, des jauges de déformation ont été collées sur les torons dans la poutre A et à l'extérieur de celle-ci. Des thermocouples ont également été mis en place. La Figure 182 présente le positionnement de chacun des moyens métrologiques mis en oeuvre. L'instrumentation des torons est toujours positionnée sur le toron central de la ligne repérée sur la Figure 182.

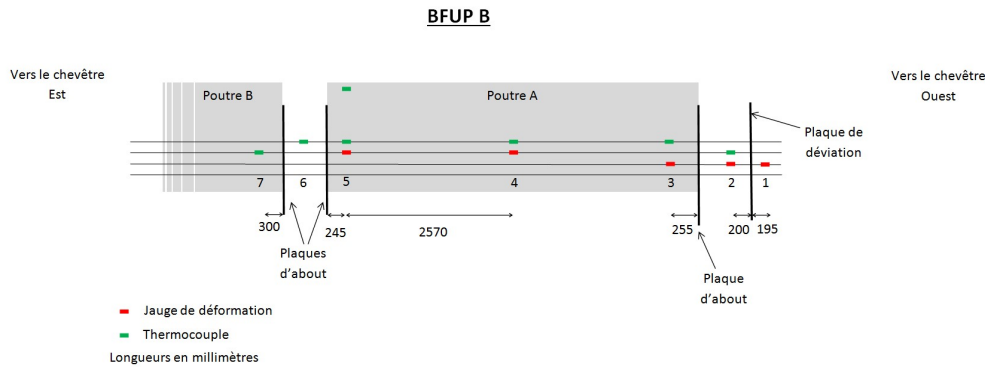


Figure 182: Implantation de l'instrumentation noyée pour le suivi de fabrication

Nous présentons dans la Figure 183 les résultats du suivi métrologique réalisé lors de la fabrication. Les différentes jauges et les différents thermocouples sont repérés par une numérotation croissante de l'ouest vers l'est (voir Figure 182), dans le cas où plusieurs capteurs sont positionnés à la même abscisse, ils sont identifiés par l'ajout d'un H pour le capteur le plus haut dans la poutre et d'un B pour le capteur le plus bas.

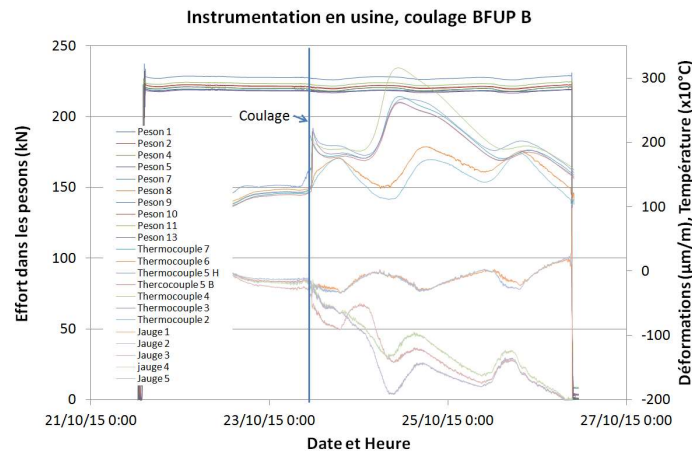


Figure 183: Suivi réalisé durant les fabrications

L'inspection des poutres après le décoffrage a également révélé une fissuration de retrait gêné. Celle-ci était cependant beaucoup moins ouverte que dans le cas des poutres en BFUP A (espacement des fissures plus important et fissuration non traversante dans la table). Aucune ségrégation n'a été constatée dans ce matériau. La fissuration de retrait n'a aucunement impacté le comportement structurel des poutres lors des essais (voir section 4.3.2).

4.2.2.3.3. Rotation 3 (BFUP C)

Les poutres en BFUP C ont été fabriquées le 27 octobre 2015. Cette rotation a permis la fabrication, en deux gâchées, de :

- deux poutres en BFUP C (Poutre A lors de la gâchée 1, poutre B lors de la gâchée 2),
- un élément témoin (gâchée 2),
- 12 prismes de caractérisation 10 x 10 x 40 cm (lors de la gâchée 1),
- 6 cylindres 11x22 pour la gâchée 1 et 2 cylindres 11x22 pour la gâchée 2
- 6 cubes 10x10x10 cm (vérification de la résistance avant la mise en précontrainte)

Le protocole de remplissage des poutres a été légèrement modifié pour mieux correspondre aux préconisations du fournisseur du BFUP C. Le remplissage a eu lieu directement avec la benne de 2,5 m³ (sans réducteur de diamètre de la manche). Les poutres ont été remplies en plusieurs passes :

- passe 1 : remplissage du talon,
- passe 2 : remplissage de l'âme,
- passe 3 : remplissage de la table,
- passe 4 : ajustement du niveau du BFUP.

Pour chacune des passes, le remplissage a été réalisé en 3 plots (voir Figure 184): un plot à l'about ouest, un plot au centre de la poutre et un plot à l'about est. Afin d'éviter l'apparition de fronts de fibres, le remplissage a toujours été réalisé à l'arrière de la langue de béton (remplissage du plot suivant, une fois que le béton du plot précédent a dépassé la position du plot). Le béton a toujours été déversé au droit de l'âme.

Les corps d'épreuve de caractérisation ont été remplis au seau.



Remplissage du plot ouest



Remplissage du plot central



Fin de la troisième passe



Remplissage des corps d'épreuve de caractérisation

Figure 184: Fabrication des poutres en BFUP C

La surface des corps d'épreuve n'a pas été talochée, un produit de cure a été appliqué et une bâche a été mise en place.

Le décoffrage a eu lieu le 29 octobre 2015 à 7h30, la mise en précontrainte a débuté à 9h.

La matrice étant différente de celle du BFUP B, des jauges de déformation ont été collées sur les torons dans la poutre A et à l'extérieur de celle-ci. Des thermocouples ont également été mis en place. La Figure 185 présente le positionnement de chacun des moyens métrologiques

mis en oeuvre. L'instrumentation des torons est toujours positionnée sur le toron central de la ligne repérée sur la Figure 185.

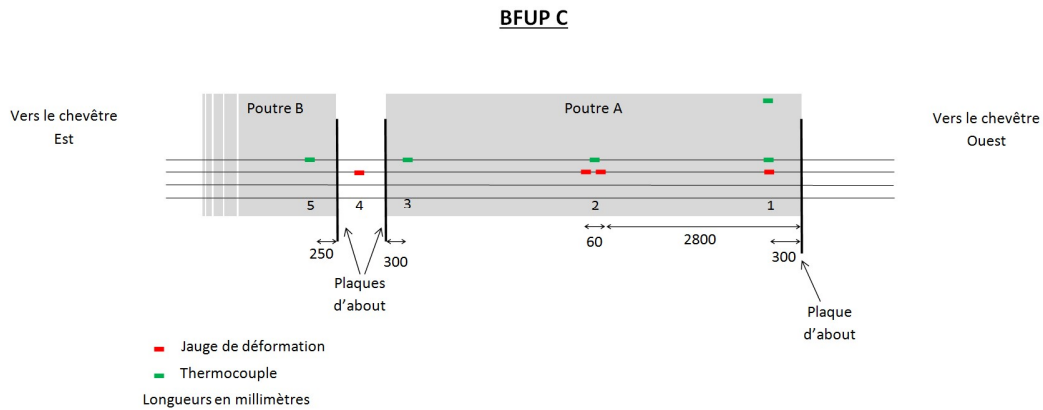


Figure 185: Implantation de l'instrumentation noyée pour le suivi de fabrication

Nous présentons à la Figure 186 les résultats du suivi métrologique réalisé lors de la fabrication. Les différentes jauges et les différents thermocouples sont repérés par une numérotation croissante de l'ouest vers l'est (voir Figure 186), dans le cas où plusieurs capteurs sont positionnés à la même abscisse, ils sont identifiés par l'ajout d'un H pour le capteur le plus haut dans la poutre et d'un B pour le capteur le plus bas.

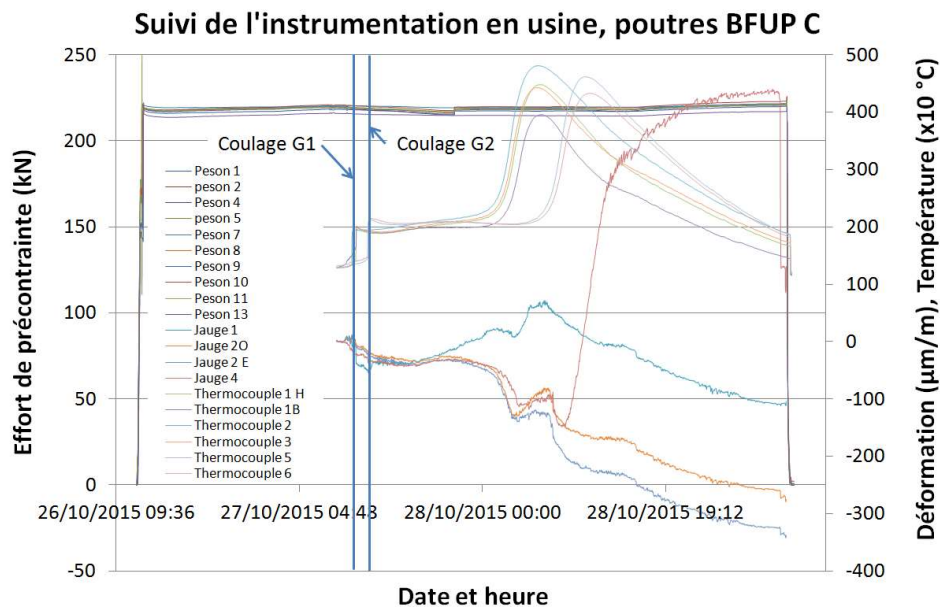


Figure 186: Suivi réalisé durant les fabrications

Pour cette rotation, les coffrages ont été débridés 24 h après le coulage ce qui a permis de ne pas engendrer de fissuration de retrait gêné dans la table des poutres.

4.2.2.3.4. Synthèse des éléments fabriqués

Le Tableau 27 présente l'ensemble des éléments fabriqués au cours de la campagne de fabrication ainsi que les résultats des essais d'étalement sur béton frais.

	BFUP A	BFUP B	BFUP C	
			Gâchée 1	Gâchée 2
Date	30/10/2015	23/10/2015	27/10/2015	
Etalement (mm)	235 (cône ASTM)	245 (cône ASTM)	700 (cône DIN)	
Poutre (5,6m)	A et B	A et B	A	B
Élément témoin (2,5 m)	Oui	Non	Non	Oui
Cylindres 11 x 22	6	6	6	3
Prismes 7 x 7 x 28	0	12	0	0
Prismes 10 x 10 x 40	0	0	12	0

Tableau 27: Eléments fabriqués dans le cadre de la campagne expérimentale sur structure

4.2.3. Caractérisation des matériaux

Afin d'alimenter les différents modèles testés par la suite, une campagne de caractérisation des matériaux a été réalisée. Le comportement de chacun des BFUP a été déterminé ainsi que celui des armatures passives et de précontrainte.

Les résultats synthétiques de cette caractérisation sont présentés dans cette partie, le détail de la méthode d'essais, du matériel utilisé et des résultats de chaque éprouvette sont présentés dans l'annexe 2.

4.2.3.1. BFUP

4.2.3.1.1. Caractéristiques des corps d'épreuve testés

Plusieurs campagnes de caractérisation des BFUP utilisés ont été réalisées :

- Une campagne sur éléments moulés (BFUP B et BFUP C) :
 - o 6 essais sur cylindres 11 x 22 : 3 modules d'Young, 3 coefficients de Poisson, 6 résistances en compression (3 essais sur cylindres 11 x 22 pour le BFUP A),
 - o Essais sur prismes 7 x 7 x 28 cm (BFUP B) ou 10 x 10 x 40 cm (BFUP C) : 6 flexions 3 points sur prismes entaillés et 6 flexions 4 points sur prismes non entaillés : détermination de la loi de comportement en traction.

- Une campagne d'essais sur prismes sciés (pour tous les matériaux) :
 - Prismes 5 x 5 x 28 cm sciés dans la table : 6 essais de flexion 3 points sur prismes entaillés au droit de la jonction (voir Figure 187). Détermination du comportement en traction dans le plan de rupture attendu en cisaillement glissement.
 - Prismes 7 x 9 x 28 cm sciés dans l'âme perpendiculairement aux bielles de compression (voir Figure 187) : 6 essais de flexion 4 points sur prismes non entaillés. Détermination de la loi de comportement en traction des BFUP en prenant en compte l'orientation réelle des fibres dans les poutres.
 - Prismes 18,5 x 5 x 50 cm sciés dans la table : 2 essais de cisaillement avec section de rupture au droit de la jonction (section nette après entaillage : 15,5 x 3,5 cm - voir Figure 187). Détermination du comportement en cisaillement pur des BFUP au droit de la section de rupture.

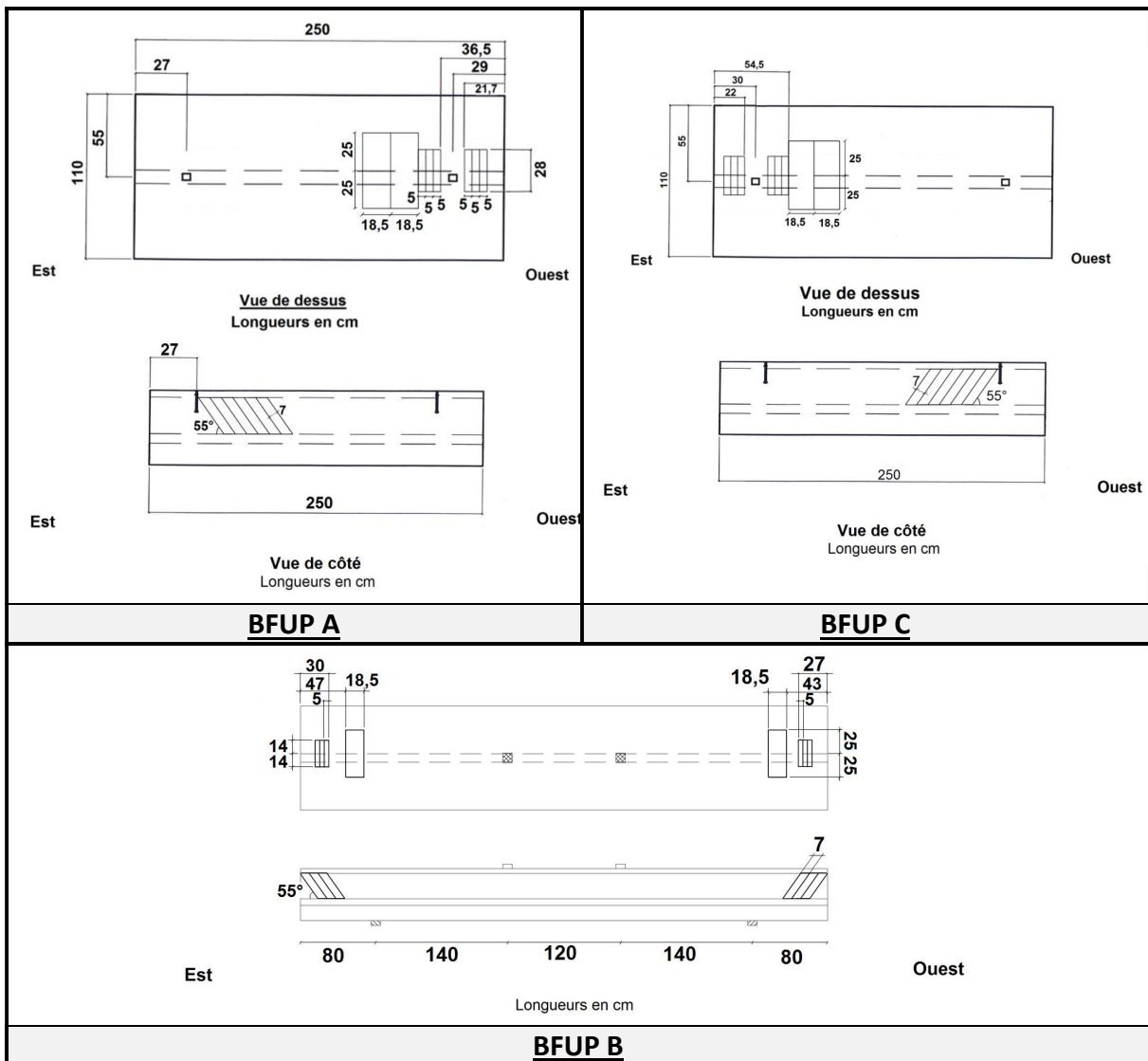


Figure 187: Prélèvement des prismes de flexion

Comme expliqué dans la description de la fabrication des corps d'épreuve, compte tenu d'une difficulté technique survenue lors de la fabrication, nous avons été dans l'impossibilité de fabriquer des prismes de caractérisation moulés pour le BFUP A, la caractérisation de ce matériau a donc été uniquement réalisée sur prismes sciés. Par ailleurs, aucun élément témoin n'a pu être fabriqué pour le BFUP B, les prismes sciés ont donc été prélevés dans les abouts de la poutre BFUP B B (voir Figure 187) après l'essai.

4.2.3.1.2. Résultats

4.2.3.1.2.1. BFUP A

Essais sur éléments moulés

Pour le BFUP A, des contraintes techniques ayant empêché la fabrication des éprouvettes de caractérisation en flexion, la campagne de caractérisation sur éléments moulés s'est limitée à la réalisation de trois essais de compression dont deux modules.

Ces essais ont révélé une résistance moyenne en compression de 199,5 MPa, un module d'Young moyen de 56,6 GPa et un coefficient de Poisson moyen de 0,18.

Essais de flexion sur prismes sciés

Les résultats des analyses inverses réalisées sur les éprouvettes de flexion sciées dans l'élément témoin sont présentés à la Figure 188.

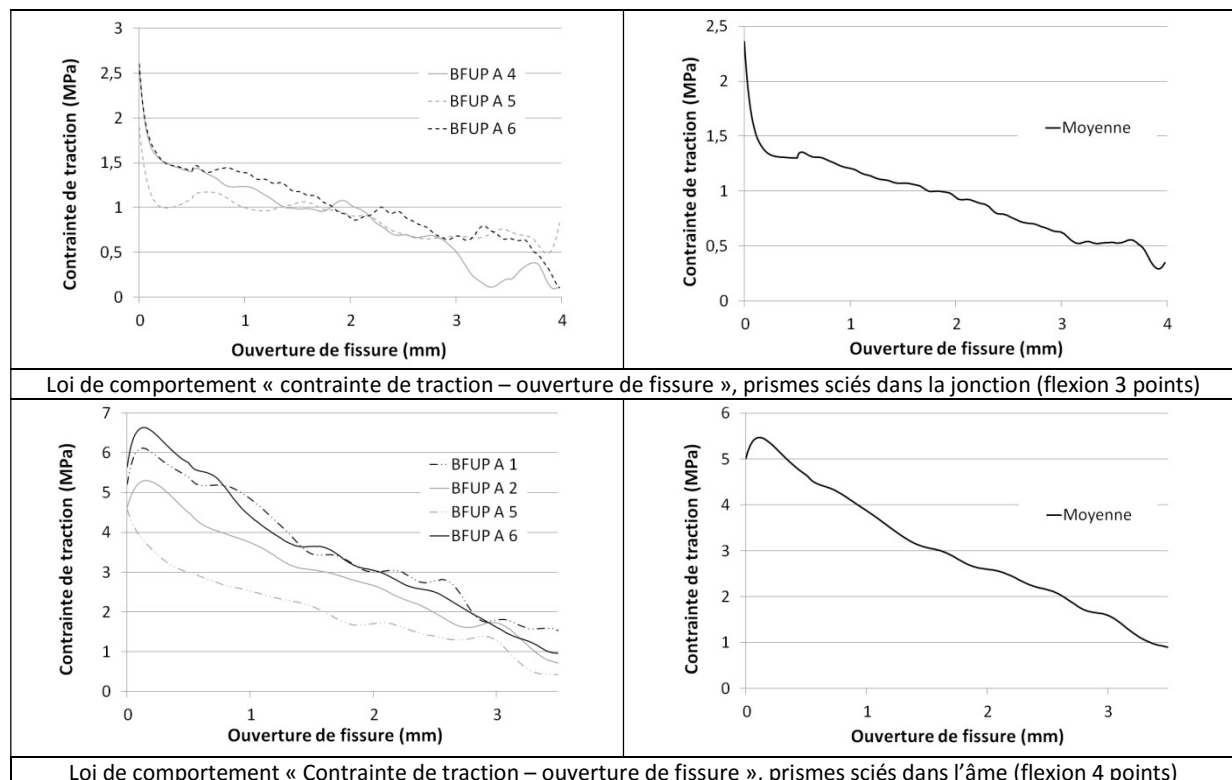


Figure 188: Lois de comportement "contrainte-ouverture de fissure" sur les prismes de flexion sciés (BFUP A)

Pour les essais de flexion quatre points sur prismes entaillés, au vu du comportement observé, une analyse inverse basée sur une approche « contrainte – ouverture de fissure » a été choisie (Baby, 2012).

Les principales grandeurs mécaniques définissant le comportement du BFUP A en traction et issues de l'analyse des résultats sur prismes sciés sont présentées dans le Tableau 28.

	Limite élastique en flexion 4 points* (MPa)	Résistance en traction (MPa)	
		Flexion 4 points	Flexion 3 points
Prismes sciés	13,5	5,7	2,4
Prismes moulés (voir chapitre 3)	15,2	8,3	8,0
<i>Grandeur sciée</i> <i>Grandeur moulée</i>	0,89	0,67	0,30

Tableau 28: Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prismes sciés (BFUP A), valeurs moyennes
*sans correction de l'effet d'échelle

Compte tenu de l'absence de prismes moulés pour le BFUP A, il est difficile de caractériser précisément l'impact de l'orientation des fibres sur le comportement du BFUP dans les directions sciées.

Afin d'estimer un ordre de grandeur de l'impact de l'orientation des fibres, il est possible de confronter les résultats obtenus sur prismes sciés dans les poutres avec les résultats obtenus sur les prismes moulés fabriqués dans le cadre de la campagne expérimentale du chapitre 3. Cette comparaison révèle que, compte tenu de l'orientation des fibres dans l'âme, le BFUP de l'âme des poutres participera moins à la reprise des efforts de traction que ce que les essais sur prismes moulés peuvent laisser imaginer.

La résistance mesurée dans les prismes sciés au droit de la jonction est très faible devant la résistance constatée sur les prismes moulés. Cette diminution est due à une orientation des fibres défavorable mais également à la ségrégation des fibres qui a conduit à un manque de fibres dans la jonction (les fibres sont tombées au fond du talon).

Essais de cisaillement sur prismes sciés

Deux essais de cisaillement ont été réalisés sur des prismes sciés dans les tables des poutres et pour lesquels la section sollicitée en cisaillement pur est la jonction « âme-table ». La méthode d'essai est celle développée et décrite au chapitre 3. Les lois de comportements obtenues sont présentées dans la Figure 189 et les principales grandeurs recueillies pour chacun des deux essais de cisaillement sont présentées dans le Tableau 29.

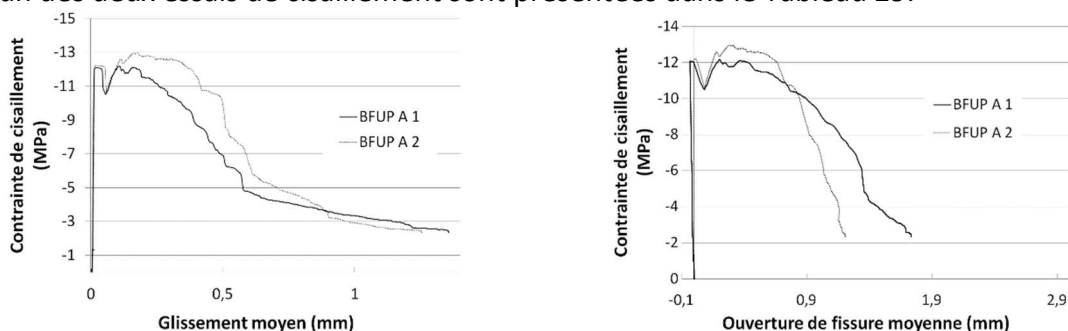


Figure 189: Comportement sous sollicitation de cisaillement du BFUP A

	BFUP A (scié)			BFUP A (moulé)			Grandeur sciée
	1	2	Moyenne	1	2	Moyenne	Grandeur moulée
Limite élastique (MPa)	11,9	12,1	12	15	14,8	14,5	Moyenne 0,83
Résistance (MPa)	12,2	12,9	12,6	29,5	28,2	28,9	0,44
Ouverture de fissure moyenne au pic (mm)	0,20	0,28	0,24	0,29	0,33	0,31	0,77

Tableau 29: Résultats des essais de cisaillement pur en BFUP A

Les principaux résultats obtenus pour le BFUP A sur prismes moulés (essais présentés au chapitre 3) sont rappelés dans le Tableau 29. La comparaison des résultats sur prismes moulés et sciés met en évidence une orientation défavorable des fibres dans la jonction. De plus, la ségrégation constatée lors de la fabrication a mené à une réduction de la teneur en fibres « réelle » au niveau de la jonction (les fibres sont probablement tombées dans le talon de la poutre).

Une analyse plus complète de ces résultats a été présentée dans le cadre du chapitre 3.

4.2.3.1.2.2. BFUP B

Essais sur éprouvettes moulées

Les lois de comportement issues de l'analyse inverse des données recueillies lors des essais en flexion des prismes moulés sont présentées sur la Figure 190.

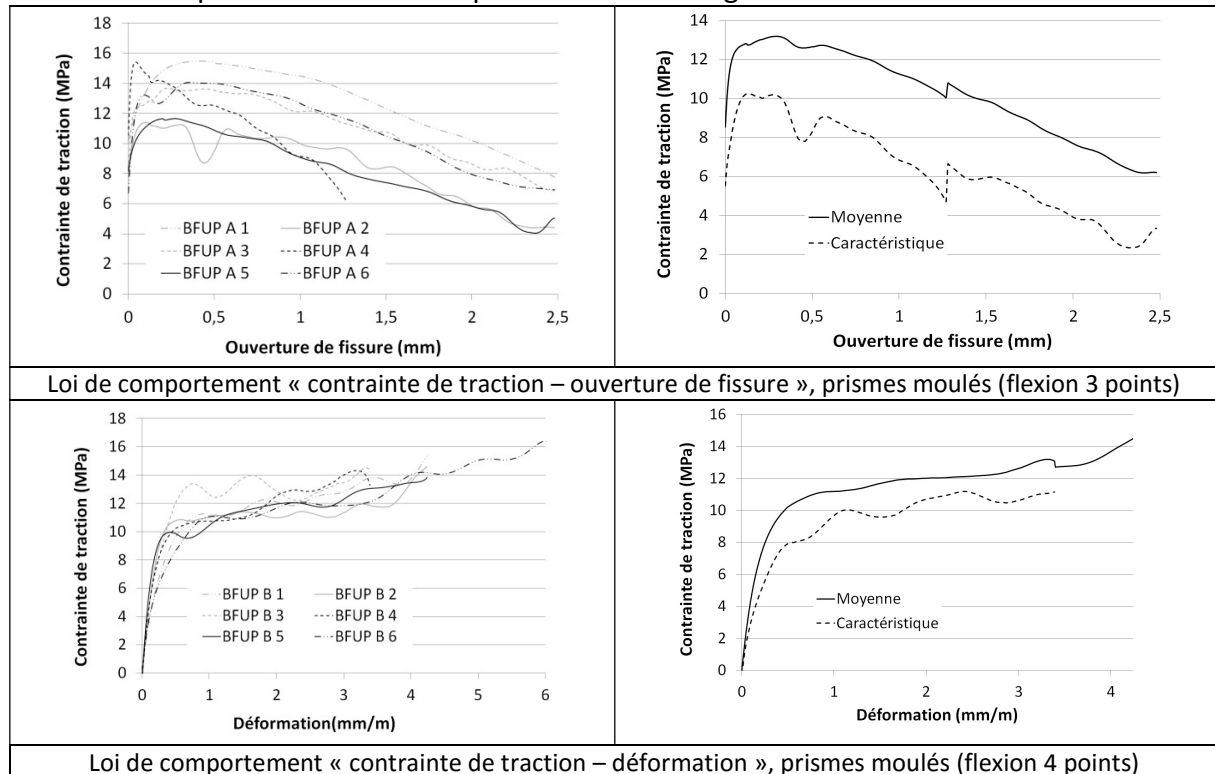


Figure 190: Lois de comportement obtenues pour le BFUP B lors des essais de flexion

Pour les essais de flexion quatre points sur prismes moulés non-entailés, au vu du comportement observé, une analyse inverse basée sur une approche « contrainte-déformation » a été privilégiée (Baby, 2012).

Les caractéristiques mécaniques caractérisant le comportement du BFUP B en traction et en compression issues des essais sur éprouvettes moulées sont regroupées dans le Tableau 30.

	<u>Grandeur moyenne</u>	<u>Grandeur caractéristique</u>
Limite élastique flexion 4 points* (MPa)	10,0	7,4
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	14,5	13,4
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	13,6	10,1
Module en compression (GPa)	56,6	-
Coefficient de Poisson	0,16	-
Résistance moyenne en compression (MPa)	189,9	-

Tableau 30: Grandeurs caractérisant le comportement mécanique du BFUP B
*sans prise en compte de l'effet d'échelle

Essais de flexion sur prismes sciés

Les lois de comportement issues des analyses inverses des essais de flexion réalisés sur les prismes sciés sont présentées dans la Figure 191.

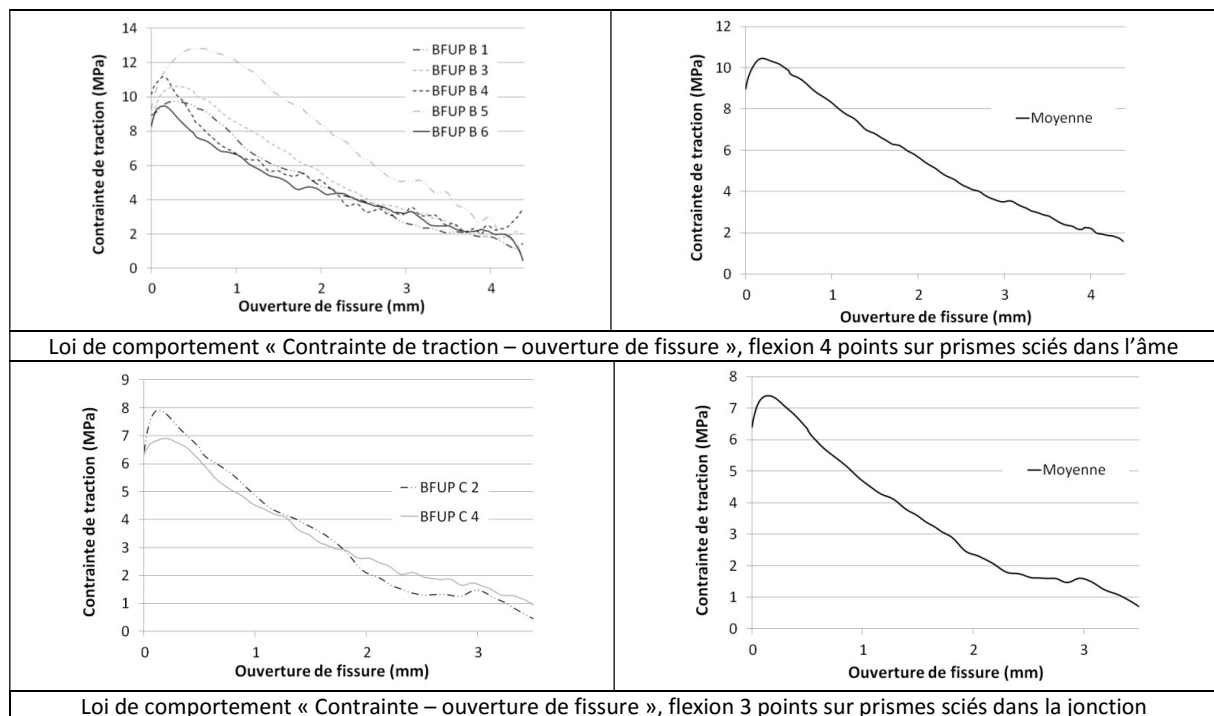


Figure 191: Lois de comportement "contrainte équivalente-ouverture de fissure" sur les prismes de flexion

Pour les essais de flexion quatre points sur prismes sciés non entaillés, au vu du comportement observé, une analyse inverse basée sur une approche « contrainte-ouverture de fissure » a été choisie (Baby, 2012).

Les principales grandeurs définissant le comportement en traction issues de l'analyse des résultats sur les prismes sciés dans la poutre en BFUP B sont présentées dans le Tableau 31.

	<u>Limite élastique en flexion 4 points* (MPa)</u>	<u>Résistance en traction (MPa)</u>	
		<u>Flexion 4 points</u>	<u>Flexion 3 points</u>
Prismes sciés	13,5	11,0	7,4
<u>Grandeur sciée</u> <u>Grandeur moulée</u>	1,35	0,76	0,54

Tableau 31: Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prismes sciés (grandeurs moyennes)
*sans prise en compte de l'effet d'échelle

Les résultats présentés dans le Tableau 31 montrent que comme dans le cas des poutres en BFUP A, l'orientation des fibres est défavorable à la reprise d'un effort de traction perpendiculaire à la jonction. De plus, pour ce matériau, aucune ségrégation n'a été détectée. La totalité de la perte de résistance est donc imputable à une orientation des fibres défavorables.

En revanche, les essais sur les prismes sciés dans l'âme montrent que l'orientation des fibres est plus favorable dans la direction de traction principale dans l'âme des poutres que dans les prismes moulés.

Essais de cisaillement sur prismes sciés

Deux essais de cisaillement ont été réalisés sur des prismes sciés dans les tables des poutres et pour lesquels la section sollicitée est la jonction « âme-table ». Les lois de comportements obtenus sont présentées dans la Figure 192.

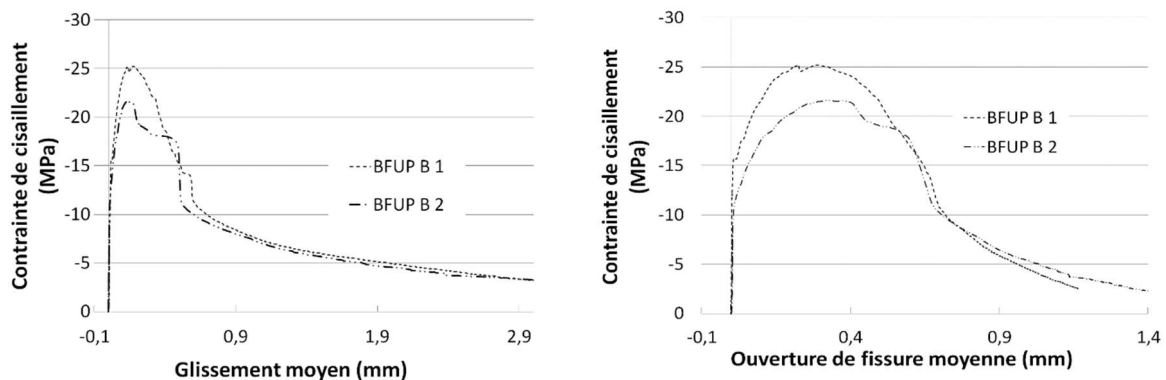


Figure 192: Loi de comportement sous sollicitation de cisaillement du BFUP B

Les principales caractéristiques mécaniques issues des essais de caractérisation sous sollicitation de cisaillement du BFUP B sont présentées dans le Tableau 34.

	BFUP B (scié)			BFUP B (moulé)			$\frac{\text{Grandeur sciée}}{\text{Grandeur moulée}}$
	1	2	Moyenne	1	2	Moyenne	Moyenne
Limite élastique (MPa)	15,5	10,9	13,2	18,2	18,8	18,5	0,71
Résistance (MPa)	25,2	21,7	23,5	55,5	55,2	55,4	0,42
Ouverture de fissure moyenne au pic (mm)	0,28	0,32	0,30	0,39	0,39	0,39	0,77

Tableau 32: Résultats des essais de cisaillement pur en BFUP B

Les résultats obtenus au chapitre 3 sur des prismes de cisaillement moulés en BFUP B sont rappelés dans le Tableau 32. Les performances mécaniques mesurées sur les prismes sciés sont plus faibles que sur les prismes moulés. La réduction de la limite élastique peut être due à un moins bon contrôle de la procédure de malaxage mais également à l'absence de traitement thermique des poutres en Té. La réduction de la résistance des corps d'épreuve est notamment due à l'orientation des fibres au droit de la jonction.

Une analyse plus complète de ces essais a été faite dans le cadre du chapitre 3.

4.2.3.1.2.3. BFUP C

Essais sur éprouvettes moulées

La Figure 193 présente les lois de comportement issues des essais sur prismes moulés en BFUP C.

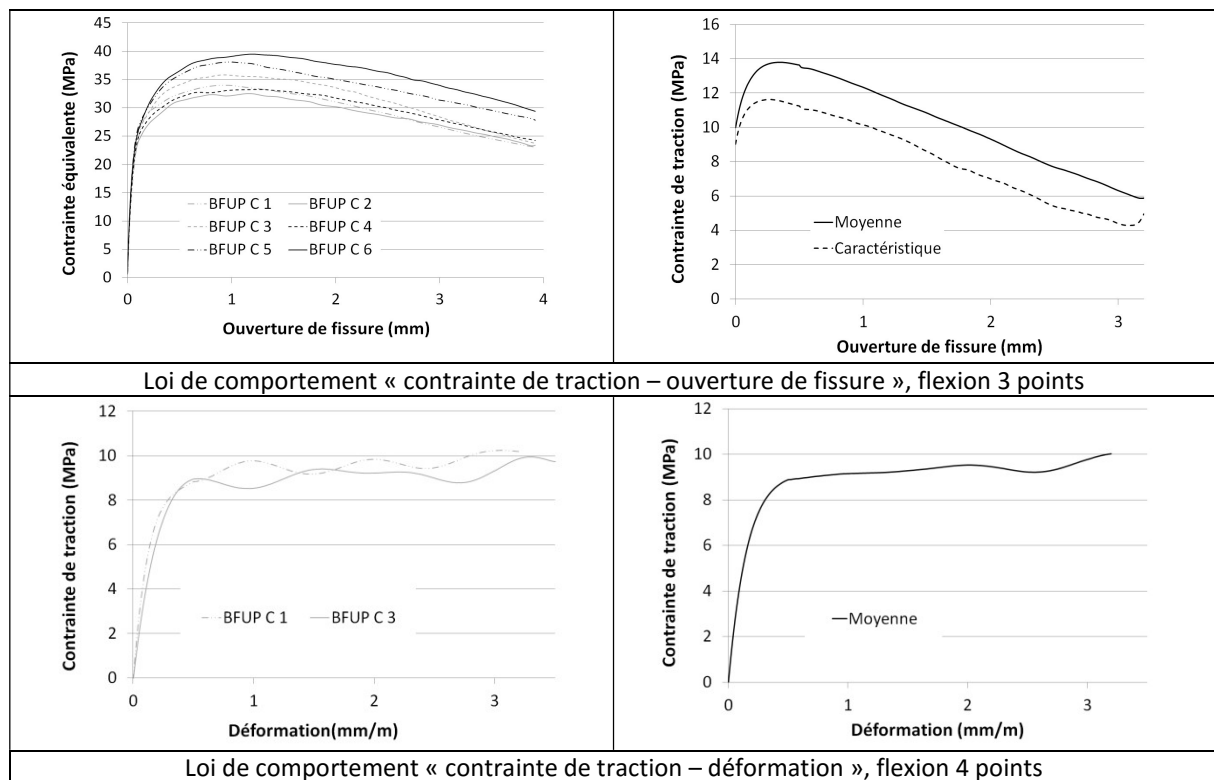


Figure 193: Lois de comportement obtenues pour le BFUP C

Pour les essais de flexion quatre points sur prismes sciés non entaillés, au vu du comportement observé, une analyse inverse basée sur une approche « contrainte-ouverture de fissure » a été choisie (Baby, 2012).

Les caractéristiques mécaniques caractérisant le comportement du BFUP C en traction et en compression issues des essais sur éprouvettes moulées sont regroupées dans le Tableau 33.

	<u>Grandeur moyenne</u>	<u>Grandeur caractéristique</u>
Limite élastique flexion 4 points* (MPa)	9,0	7,2
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	11,3	8,3
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	13,8	11,6
Module en compression (GPa)	58,9	-
Coefficient de Poisson	0,20	-
Résistance moyenne en compression (MPa)	189,8	183,3

Tableau 33: Grandeurs caractérisant le comportement mécanique du BFUP C
*sans prise en compte de l'effet d'échelle

Essais de flexion sur prismes sciés

Les résultats de l'analyse des essais réalisés sur les prismes de flexion sciés sont présentés sur la Figure 194.

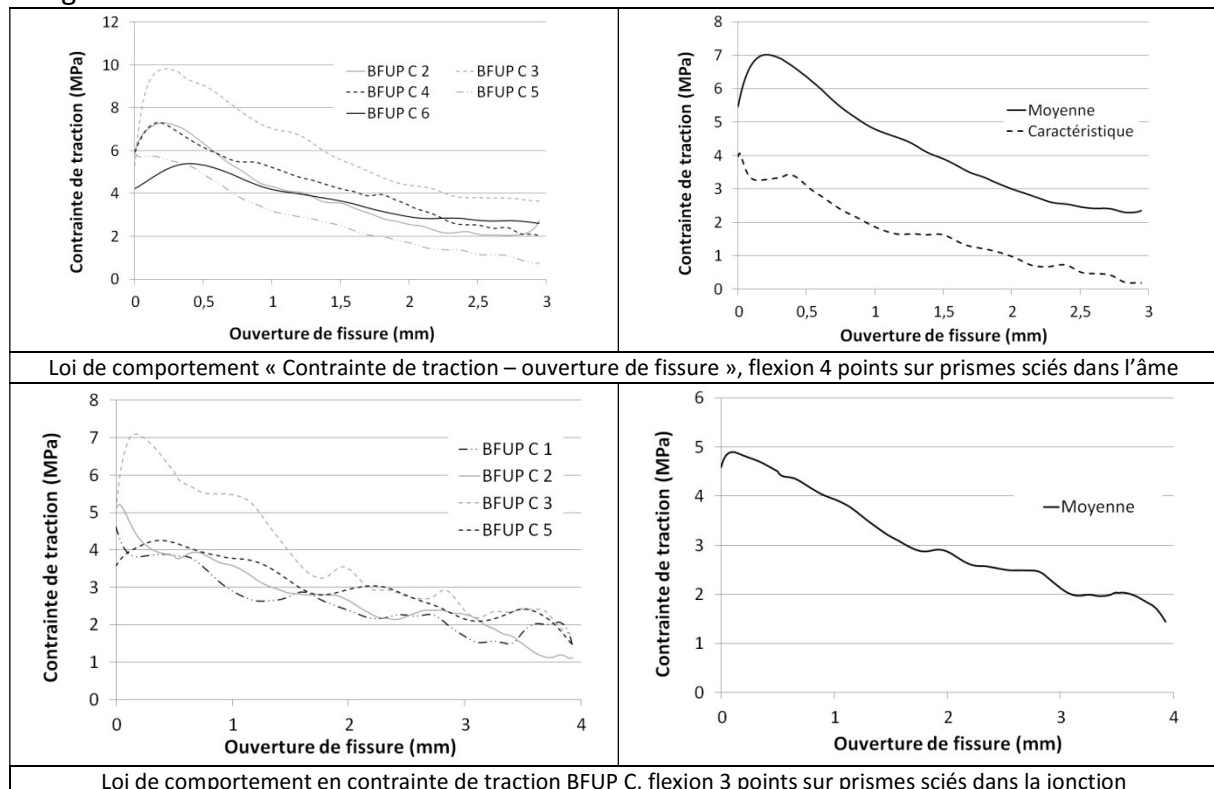


Figure 194: Lois de comportement "contrainte de traction-ouverture de fissure" sur les prismes de flexion (BFUP C)

	<u>Limite élastique en flexion 4 points*</u> (MPa)	<u>Résistance en traction (MPa)</u>	
		<u>Flexion 4 points</u>	<u>Flexion 3 points</u>
Moyenne	12,5	7,14	5,3
Caractéristiques	9,21	3,5	-
<u>Grandeur sciée</u> <u>Grandeur moulée</u>	1,4	0,63	0,38

Tableau 34: Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prismes sciés
*sans prise en compte de l'effet d'échelle

L'analyse des résultats obtenus sur prismes sciés montrent que, comme dans le cas des BFUP A et B, la résistance à la traction au droit de la jonction est très faible devant la résistance mesurée sur prismes moulés.

Cependant, contrairement au cas du BFUP B, il apparaît que l'orientation des fibres est défavorable dans la direction de traction principale dans l'âme. Cette différence d'orientation des fibres peut être expliquée par la différence de longueur des fibres et par la différence de mode de coulage.

Essais de cisaillement sur prismes sciés

Deux essais de cisaillement ont été réalisés sur des prismes sciés dans les tables des poutres et pour lesquels la section sollicitée est la jonction « âme-table ». Les lois obtenues sont présentées dans la Figure 189.

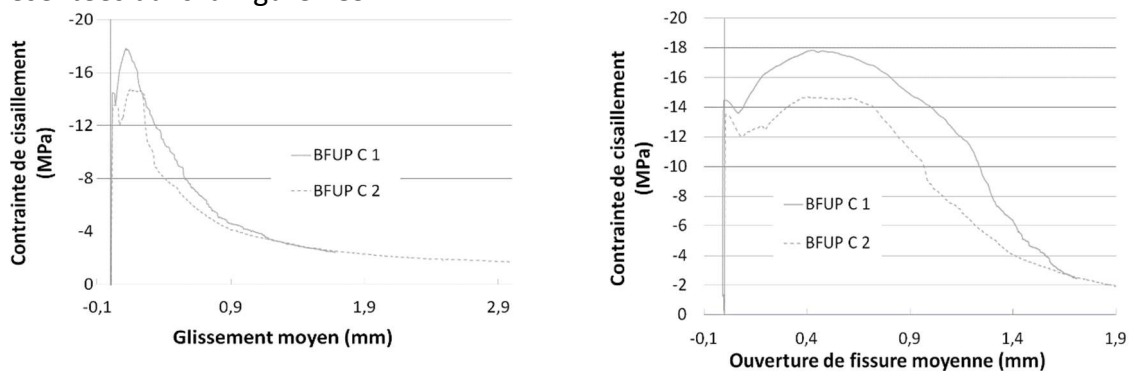


Figure 195: Loi de comportement sous sollicitation de cisaillement du BFUP C

Les principales caractéristiques mécaniques issues des essais de caractérisation sous sollicitation de cisaillement du BFUP C sont présentées dans le Tableau 34.

	<u>BFUP C (scié)</u>			<u>BFUP C (moulé)</u>			<u>Grandeur sciée</u> <u>Grandeur moulée</u>
	1	2	Moyenne	1	2	Moyenne	Moyenne
Limite élastique (MPa)	14,3	13,3	13,8	16,6	10,2	13,4	1,0
Résistance (MPa)	17,8	14,7	16,3	46,5	46,8	46,7	0,35
Ouverture de fissure moyenne au pic (mm)	0,41	0,40	0,41	0,54	0,47	0,51	0,80

Tableau 35: Résultats des essais de cisaillement pur en BFUP C

Les résultats obtenus au chapitre 3 sur éprouvettes de cisaillement moulées sont rappelés dans le Tableau 12. Une forte baisse de la résistance au cisaillement est constatée entre les éprouvettes moulées et les éprouvettes sciées. Une nouvelle fois, il est probable que cette baisse soit due à une orientation défavorable des fibres dans la jonction.

Une analyse plus complète de ces résultats a été faite dans le cadre du chapitre 3.

4.2.3.1.3. Synthèse

Le Tableau 36 présente les principaux résultats expérimentaux obtenus lors de la campagne de caractérisation des BFUP.

	BFUP A		BFUP B		BFUP C	
	Scié	Moulé	Scié	Moulé	Scié	Moulé
Limite élastique flexion 4 points* (MPa)	13,5	-	13,5	10,0	12,5	9,0
Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)	5,7	-	11,0	14,5	7,1	11,3
Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)	2,4	-	7,4	13,6	5,3	13,8
Module en compression (GPa)	-	-	-	56,6	-	58,9
Coefficient de Poisson	-	-	-	0,16	-	0,20
Résistance moyenne en compression (MPa)	-	-	-	189,9	-	189,8
Limite élastique en cisaillement (MPa)	12	14,9	13,2	18,5	13,8	13,4
Résistance au cisaillement (MPa)	12,6	28,9	23,5	55,4	16,3	46,7
Ouverture de fissure moyenne au pic sous sollicitation de cisaillement (mm)	0,24	0,31	0,30	0,39	0,41	0,51

Tableau 36: Synthèse des résultats obtenus lors de la campagne de caractérisation des matériaux (grandeurs moyennes)

Les matériaux utilisés pour fabriquer les poutres en Té ont des formulations identiques à ceux utilisés au chapitre 3. Cependant, les résultats de caractérisation ont montré des performances mécaniques légèrement plus faibles pour les matériaux des poutres en Té. Cela peut-être expliqué par un meilleur contrôle du process de fabrication dans le cas des fabrications des prismes de cisaillement mais surtout par l'absence de traitement thermique des BFUP A et B lors de la fabrication des poutres en Té.

Dans tous les cas, on retrouve des caractéristiques mécaniques conformément aux attentes (voir section 1.2) et à la norme NF P18-470 (AFNOR, 2016b) :

- Une résistance moyenne en compression comprise entre 180 et 190 MPa.
- Un module d'Young compris entre 55 et 60 GPa.
- Une résistance en traction de 11 à 15 MPa sur prismes moulés.

Les résultats des essais conduits sur des prismes prélevés dans les poutres révèlent notamment que :

- L'orientation des fibres à proximité de la jonction est fortement perturbée. Ainsi, la résistance à la traction mesurée au droit de la jonction est égale à 36% de la résistance mesurée sur prismes moulés pour le BFUP A, 50% de la résistance sur prismes moulés

pour le BFUP B et 38% de la résistance sur prismes moulés pour le BFUP C. De plus, malgré l'entaillage des corps d'épreuve sur 10 % de leur hauteur, la fissure de ruine est souvent apparue à l'extérieure de la zone centrale.

- Les prismes moulés ont présenté une limite élastique en flexion 4 points plus faible que les prismes sciés dans l'âme. Les prismes prélevés dans l'âme des poutres ont montré une résistance à la traction plus faible que les prismes moulés. La différence s'explique par la différence d'orientation des fibres.

Compte tenu de l'étude d'une seule direction dans l'âme, il est difficile de conclure sur l'orientation des fibres ainsi que sur la valeur d'un coefficient K au sens de la NF P18-470 (AFNOR, 2016b).

- Le comportement des prismes de cisaillement prélevés dans les poutres s'éloigne de celui constaté lors des essais sur prismes moulés testés au chapitre 3. Cette différence de comportement peut s'expliquer par l'orientation des fibres dans la table qui n'est pas favorable à la reprise des efforts de cisaillement mais aussi à la qualité de l'interface fibre-matrice qui est probablement moins bonne dans le cas des BFUP des poutres (absence de traitement thermique).

4.2.3.2. Armatures

4.2.3.2.1. Armatures passives (épingles verticales)

Six armatures passives ont été testées au laboratoire SMC de l'IFSTTAR. Nous présentons sur la Figure 196 la loi moyenne obtenue.

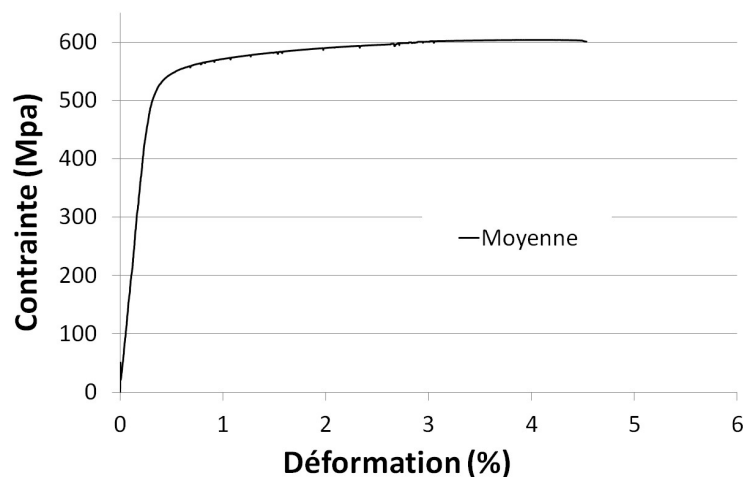


Figure 196: Loi de comportement des armatures passives utilisées

Les résultats quantitatifs sont regroupés dans le Tableau 37.

	Module d'Young E_s (GPa)	R_e (MPa)	$R_{p0,2}$ (MPa)	R_m (MPa)	Allongement sous charge max (%)
Moyenne des données	187	460	544	606	3,6
Ecart type	22	31	7	4	0,47
Courbe moyenne	180	443	544	605	4,07

Tableau 37: Caractéristiques mécaniques des armatures

Ainsi, les armatures utilisées sont des armatures de type 500B au sens de l'annexe C de l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a). Cette conclusion est cohérente avec l'analyse des empreintes et leur comparaison à l'annexe A de la norme NF A35-080-1 (AFNOR, 2013).

4.2.3.2.2. Torons de précontrainte

Afin de caractériser le comportement des torons de précontrainte utilisés, 5 essais de tractions ont été réalisés à l'IFSTTAR. Nous présentons dans la Figure 197 les lois de comportement obtenues et dans le Tableau 38 les principales caractéristiques des armatures.

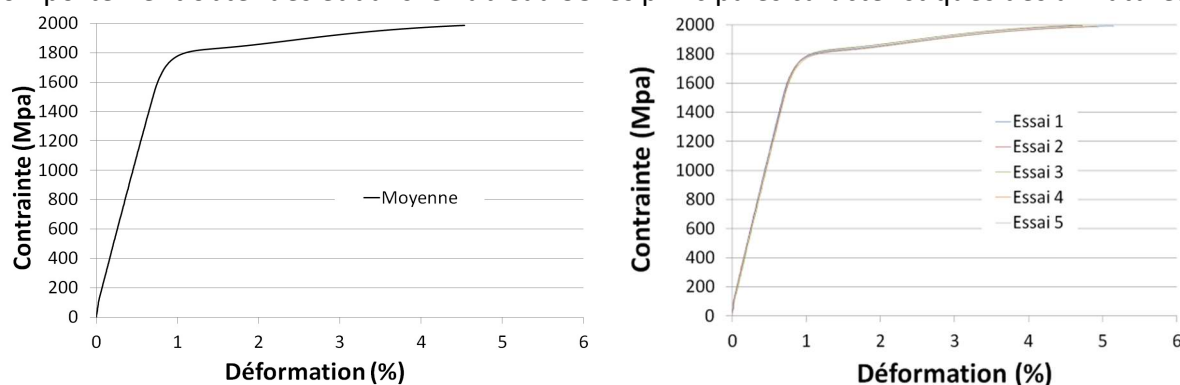


Figure 197: Lois de comportement des torons de précontrainte

	Module d'Young E_s (GPa)	R_e (MPa)	$R_{p0,1}$ (MPa)	R_m (MPa)	Allongement sous charge max (%)
Moyenne des données	207	1644	1742	1995	4,5
Ecart type	2	13	6	9	0,4

Tableau 38: Caractéristiques mécaniques des torons

La connaissance du module d'Young permettra notamment d'estimer les pertes de précontrainte en fonction de la déformation de la poutre (pertes élastiques au moment de la mise en précontrainte mais aussi dues au fluage et au retrait).

La résistance des torons permettra de mieux estimer la résistance ultime des poutres sous sollicitation de flexion.

4.2.4. Dispositif expérimental

4.2.4.1. Montage

Le montage expérimental utilisé est présenté sur la Figure 198. Son originalité réside dans le fait que les appuis « fixes » sont situés sur le dessus de la poutre, les vérins sont, eux, disposés en dessous de la poutre et poussent la poutre vers le haut.

Cette configuration a été choisie afin de libérer suffisamment d'espace au dessus de la poutre pour pouvoir installer un cinquième vérin et un dispositif d'application d'efforts de flexion transversale en quatre points de part et d'autre de la table. Ce dispositif a été conçu dans le cadre des présents travaux de thèse mais n'a pas été utilisé (voir Figure 199).

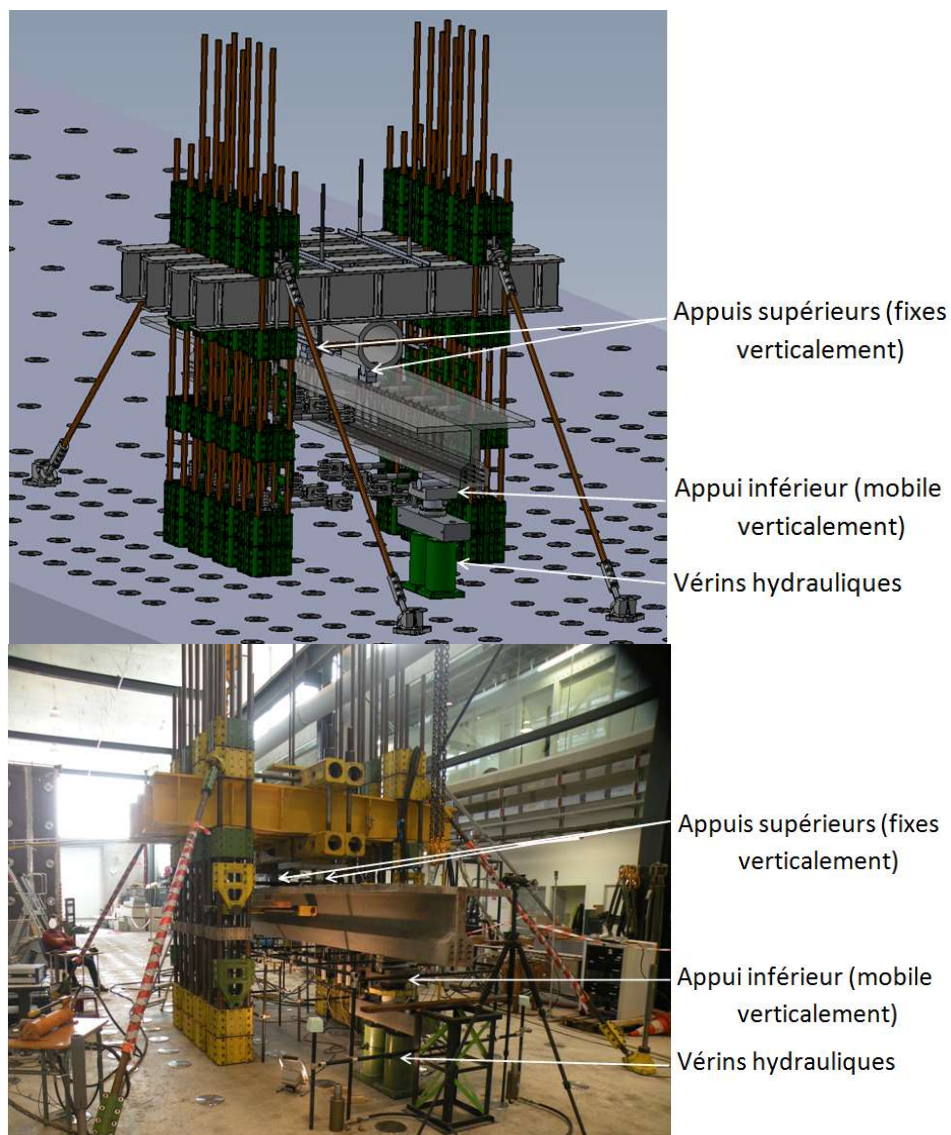


Figure 198: Vues générales du montage expérimental

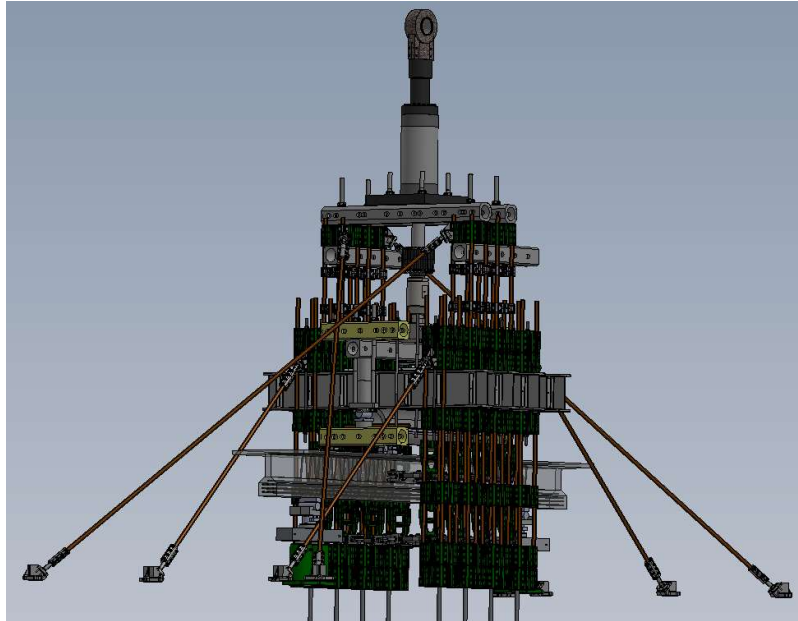
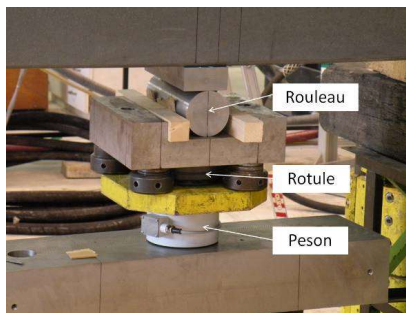


Figure 199: Vue du montage expérimental avec une flexion transversale concomitante

Afin d'éviter tout frottement dans le corps d'éprouve, les appuis inférieurs sont des rouleaux (voir Figure 200). Ces appuis sont également rotulés (voir Figure 200) pour éviter une éventuelle présence de torsion due à des imperfections géométriques de la poutre.



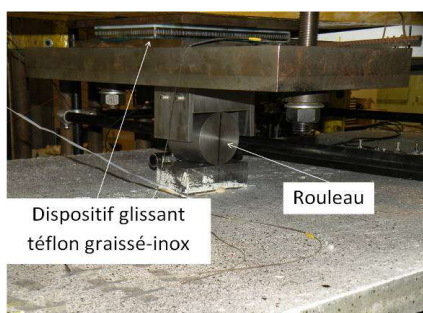
Appui inférieur avant essai



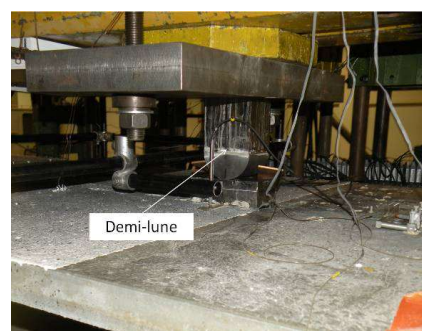
Appui inférieur à la fin de l'essai

Figure 200: Appuis inférieurs utilisés pour la campagne d'essais sur la dalle d'essais

L'appui supérieur situé à l'Est est composé d'un rouleau et d'un dispositif glissant (téflon graissé-inox) afin d'éviter tout frottement (voir Figure 201). L'appui supérieur situé à l'Ouest est une demi-lune afin d'assurer la stabilité de la poutre (voir Figure 201).



Appui supérieur Est



Appui supérieur Ouest

Figure 201: Appuis supérieurs utilisés pour la campagne d'essais

4.2.4.2. Instrumentation

Nous avons utilisé plusieurs techniques métrologiques différentes au cours des essais. Le plan d'instrumentation a évolué au cours de la campagne expérimentale compte tenu des premiers résultats obtenus et des interrogations qui en ont découlées. Dans la suite, nous présentons chacune des techniques utilisées en détaillant en détail le plan d'instrumentation de chacune des poutres.

4.2.4.2.1. Evaluation de la sollicitation

Les vérins utilisés ne sont pas équipés de pesons, un peson a donc été mis en place sous chacun des appuis inférieurs pour suivre l'effort appliqué (voir Figure 202). Il s'agit de pesons de marque HBM (modèle C6A) d'une capacité de 2000 kN. Leur conditionnement a été réalisé grâce à des modules pont complet numérique (SGIM du réseau Orbit[®]3 de marque Solartron Metrology).

Afin de s'assurer du centrage du peson annulaire sous l'appui, un centreur en aluminium est mis en place au centre de celui-ci et est bloqué transversalement dans la traverse métallique de répartition des efforts mise en place entre les deux vérins.

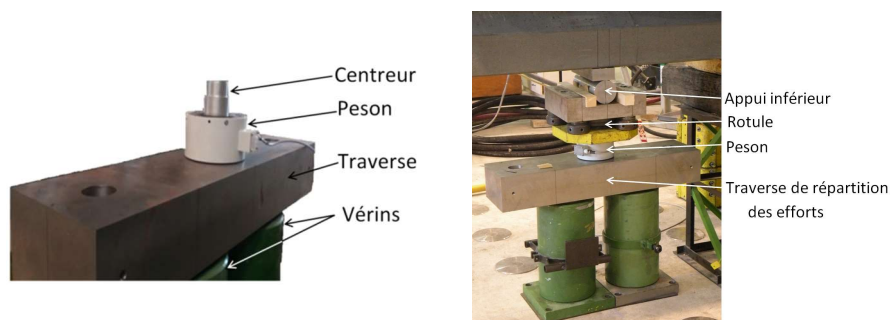


Figure 202: Mise en place du peson

4.2.4.2.2. Etat de déformation de la table

Afin de suivre l'état bidirectionnel des déformations de la table, l'utilisation d'une rosette de jauges a été envisagée mais l'information est perdue très rapidement après l'apparition des premières fissures. Compte tenu du comportement multimicrofissurant attendu (au moins pour certains des matériaux étudiés) et de la modélisation de ce comportement grâce à une loi élasto-plastique (voir chapitre 2), il semblait nécessaire d'obtenir une information sur l'état de déformation de la table y compris après la première fissuration du matériau. Afin d'obtenir cette information l'utilisation de rosettes de capteurs a été préférée à celle de rosettes de jauges (voir Figure 203).



Figure 203: montage des capteurs de déplacement en rosette

Ces rosettes sont réalisées en montant des capteurs de déplacement LVDT de 10 mm de course en extensomètre (base de 10 cm). Afin de pouvoir inscrire les trois capteurs dans le même hexagone, les capteurs ont été placés à des hauteurs différentes (hauteur de plots variable). Nous avons choisi de réaliser des rosettes à 60° (voir Figure 203).

4.2.4.2.3. *Mesure de cisaillement glissement à la jonction*

Dans l'hypothèse de l'apparition de la rupture par séparation de l'âme et de la table selon une ligne de rupture de cisaillement glissement au droit de la jonction, des capteurs LVDT de 10 mm de course permettant de mesurer l'ouverture et le glissement relatif de la table et de l'âme ont été mis en place (voir Figure 204). Le capteur destiné à mesurer l'ouverture de fissure est installé en extensomètre (base de 60 mm) au droit de la jonction âme-membrure. Le glissement relatif entre l'âme et la table est mesuré grâce à une barre de renvoi en L (écartement entre les plots de 90 mm).

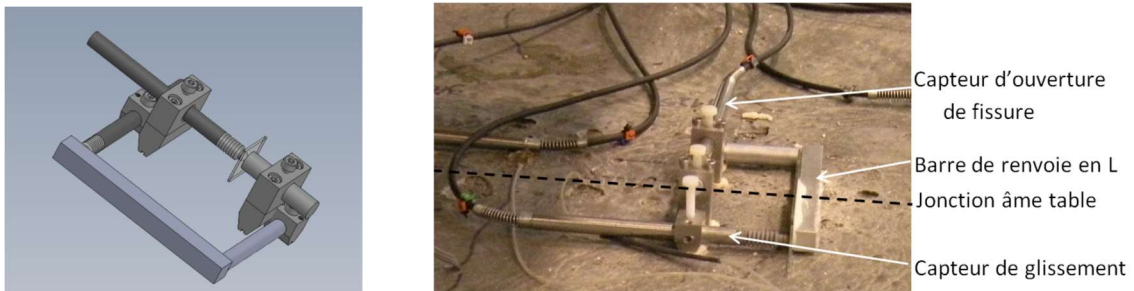


Figure 204: mesure de l'ouverture et du glissement d'une éventuelle fissure de ruine au droit de la jonction âme-table

4.2.4.2.4. *Mesure de la flèche de la poutre*

Afin d'éviter toute mesure parasite due à un éventuel mouvement du dispositif expérimental lors de l'essai, l'ensemble des capteurs ont été fixés sur un bâti indépendant dédié à cet usage et indépendant du montage d'essais des poutres (voir Figure 205).



Mise en place des capteurs de déplacement sous la poutre



Mise en place des capteurs de déplacement au dessus de la poutre

Figure 205: mise en place des capteurs de déplacement

Plusieurs types de capteurs ont été utilisés :

- Trois capteurs de 10 cm de course pour la mesure de la flèche dans la zone de moment constant.
- 6 capteurs de 15 cm de course pour la mesure de la flèche dans les portées d'effort tranchant.
- 1 capteur de 22 cm de course pour la mesure du déplacement du talon de la poutre au droit de l'appui Ouest.
- 1 capteur de 33 cm de course pour la mesure du déplacement du talon de la poutre au droit de l'appui Est.
- 2 capteurs de 10 mm de course pour la mesure du déplacement des appuis supérieurs (supposés fixes).

4.2.4.2.5. Suivi des déformations dans l'âme

Les capteurs de déplacement LVDT de 10 mm de course ont été utilisés pour suivre le comportement à l'effort tranchant vertical des poutres. Pour ce faire, les capteurs ont été montés en extensomètre avec un angle de 45° et une base de 17 cm sur l'âme de la poutre (voir Figure 206).



Figure 206: Suivi du comportement sous sollicitation de tranchant vertical

L'ensemble de la chaîne d'acquisition est interrogée en continue à une fréquence de 2 Hz.

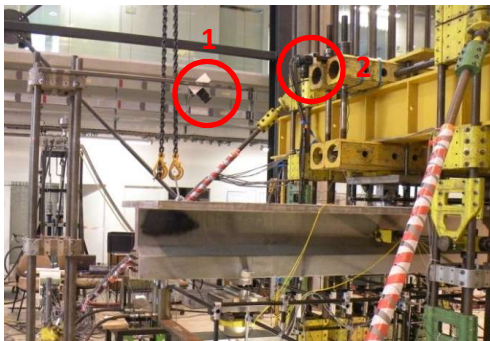
4.2.4.2.6. Analyse d'images

L'ensemble des technologies présentées dans les paragraphes précédents permettent d'obtenir une information quantitative précise mais ponctuelle. Afin de suivre les

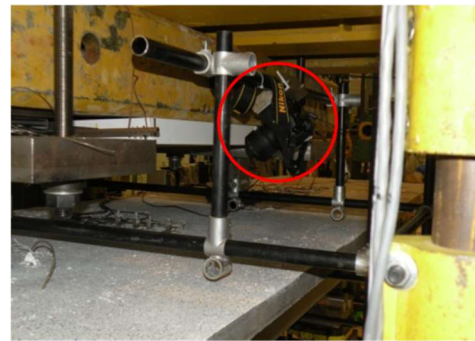
déformations sur une zone plus large, nous avons, sur certaines poutres, mis en place un dispositif d'analyse d'images.

Compte tenu du caractère 3D des déplacements et de l'exploitation uniquement en 2D des données, les résultats sont par défaut parasités et ne peuvent pas être utilisés de manière parfaitement quantitative mais apportent un certain nombre d'éléments qualitatifs.

Selon les poutres, deux ou trois appareils photos ont été mis en place. La méthode d'installation de chacun d'eux est présentée sur la Figure 207.



Etude de la portée d'effort tranchant



Etude de la zone de moment constant

Figure 207: Mise en place des appareils photos d'analyse d'images

La zone d'effort tranchant située à l'Est est étudiée grâce à l'utilisation de deux appareils photos (Nikon D300S). L'appareil numéro 1 sur la Figure 207 est fixé sur un portique indépendant du montage d'essai, il n'est donc pas parasité par un éventuel mouvement de celui-ci, il présente cependant l'inconvénient de réaliser des photos en n'étant pas perpendiculaire à la surface de la table. L'appareil numéro 2 sur la Figure 207 prend des photos perpendiculaires à la surface de la table mais présente, lui, l'inconvénient d'être solidaire du montage de sollicitation et donc d'être parasité par ses mouvements.

Enfin, compte tenu du peu d'espace disponible pour étudier la zone de moment constant, l'appareil photo (Nikon D7200) réalise une prise de vue très inclinée. Il est fixé sur le bâti utilisé pour fixer les capteurs de flèche et n'est donc pas impacté par les mouvements du bâti de sollicitation.

4.2.4.2.7. Plans d'instrumentation

Nous avons présenté dans les paragraphes précédents, l'ensemble des moyens métrologiques mis en place au cours des essais sur poutres. Nous détaillons ici l'implantation de chacun d'entre eux sur chacun des corps d'épreuve.

Poutre BFUP A-A et Poutre BFUP B A

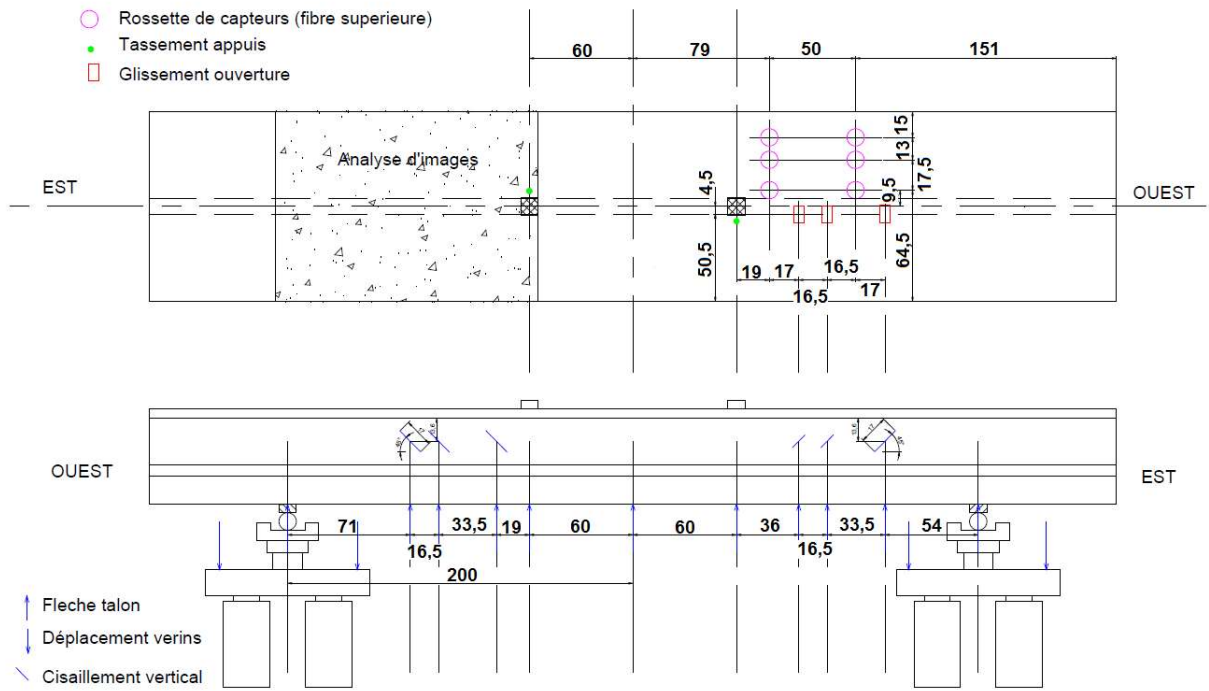


Figure 208: Plan d'instrumentation poutre BFUP B-A

Poutres BFUP A-B, Poutre BUP B-B, Poutres BFUP C-A et BFUP C-B

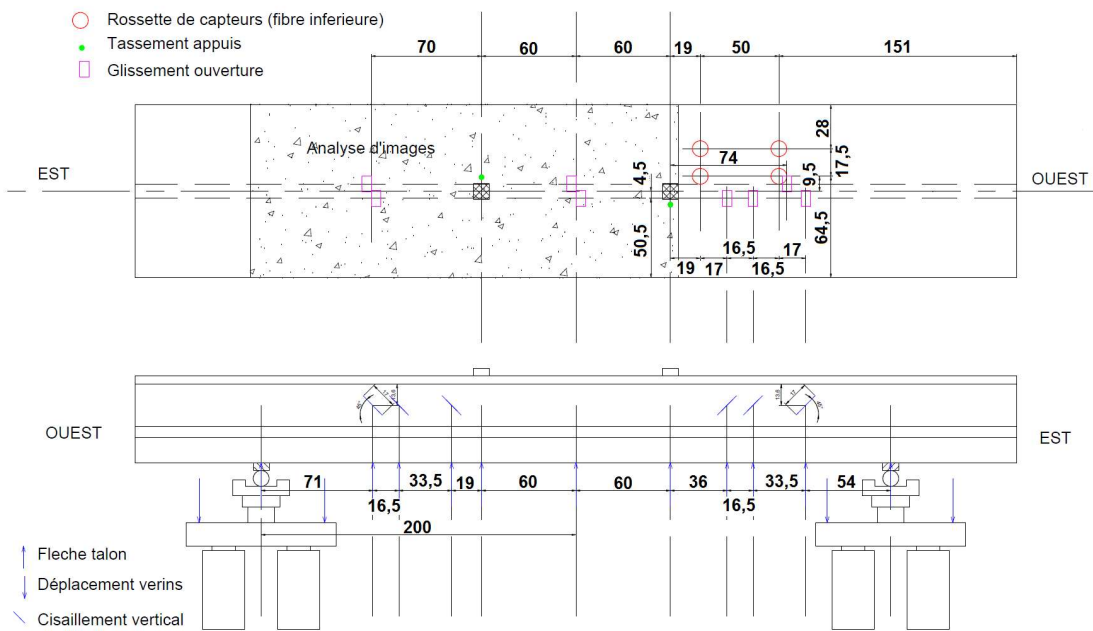


Figure 209: Plan d'instrumentation poutres BFUP A-B, BFUP C-A et BFUP C-B

Le plan d'instrumentation initialement mis en place est celui de la Figure 208 (premiers essais réalisés), plusieurs modifications y ont été apportées au cours des essais et des premiers dépouillements :

- Une zone d'analyse d'images a été ajoutée (plan d'instrumentation de la Figure 208) d'appréhender les mécanismes physiques qui interviennent dans la portée d'effort tranchant (la poutre BFUP A-A n'en étant pas équipée).
- Compte tenu de la présence d'une fissuration longitudinale dans la zone de moment constant et proche de la jonction, une seconde zone d'étude par analyse d'images a été mise en place (Figure 209).
- De plus, afin d'assurer la mesure de l'ouverture et du glissement de la fissure de ruine dans la jonction, l'étude de l'ouverture et du glissement a été étendue à l'ensemble des zones (portées d'effort tranchant et zone de moment constant pour chacun des côtés nord et sud).

4.2.4.3. Pilotage et programme de chargement

Chaque appui inférieur est équipé de 2 vérins de capacité 1000 kN chacun. Ces vérins fonctionnent à une pression nominale maximale de 510 bars. Le groupe hydraulique de la dalle d'essais de l'IFSTTAR délivrant une pression de 280 bars, un multiplicateur de pression est utilisé. Le système d'asservissement dont dispose la dalle d'essais propose deux modes de pilotage :

- Un pilotage sur la pression en sortie du multiplicateur (assimilable à un pilotage en effort).
- Un pilotage sur le déplacement du piston du multiplicateur de pression (assimilable à un pilotage en déplacement).

Les vérins n'étant pas équipés de pesons ou de capteur de déplacement, les seules données disponibles dans la centrale de pilotage sont le déplacement du multiplicateur et un effort théorique pour chaque vérin (issu d'une calibration du capteur de pression en sortie du multiplicateur).

Compte tenu de la présence de frottement dans les flexibles hydrauliques et dans les vérins, pour une même pression en sortie du multiplicateur, l'effort délivré par les vérins n'est pas toujours similaire. C'est ce phénomène qui explique les cas où le chargement réel (voir parties suivantes) diffère du chargement théorique.

La mise au contact des vérins est réalisée grâce à une approche « en force » (cible de 5 kN). Le pilotage est ensuite réalisé avec un pilotage sur la pression en sortie du multiplicateur (vitesse en kN/min et cible en effort). Afin d'obtenir le comportement « post-pic » du corps d'épreuve, le pilotage est ensuite basculé en déplacement en imposant la vitesse du capteur de déplacement du piston du multiplicateur avec un contrôle de la force. Le protocole de chargement adopté est présenté sur la Figure 210.

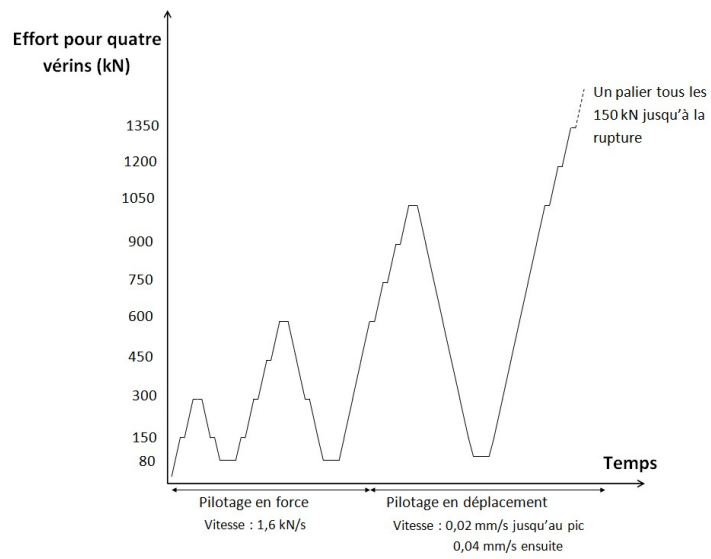


Figure 210: protocole de chargement des poutres en T \bar{e}

4.3. Comportement expérimental des poutres en Té

Nous présentons dans cette partie, pour chacun des matériaux et pour chacune des poutres, les comportements mécaniques observés au cours de l'essai. Lorsque la réponse des deux poutres d'un même matériau est similaire (en termes d'apparition des différents modes d'endommagement et de ruine), les résultats des deux poutres sont présentés conjointement (cas des BFUP A et C). Lorsque ce n'est pas le cas (cas du BFUP B), les résultats obtenus pour chacune des poutres sont présentés séparément.

4.3.1. BFUP A

4.3.1.1. Description du comportement des poutres en BFUP A

La Figure 211 présente les courbes « Effort appliqué – Flèche au centre » pour les deux poutres en BFUP A testées. Le comportement général constaté a été répétable.

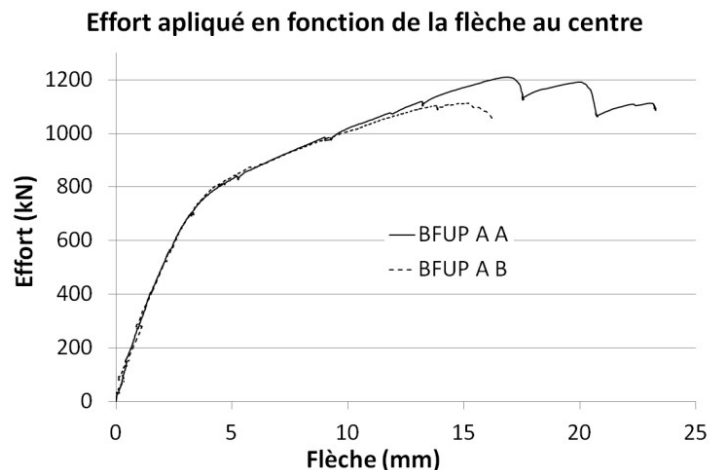
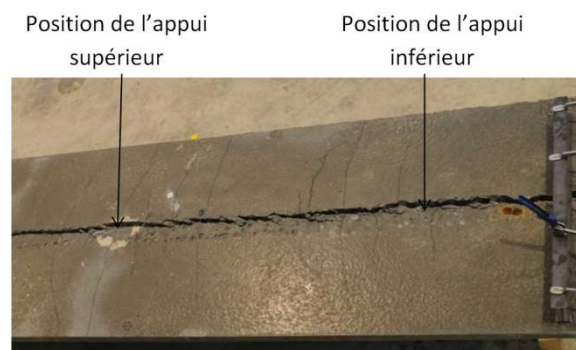


Figure 211: Courbe Effort- Flèche au centre des poutres en BFUP A

Les deux poutres en BFUP A ont rompu par séparation de l'âme et de la table au droit de la jonction (voir Figure 212).



Vue de dessus de la table poutre BFUP A A

Figure 212: Rupture par séparation de l'âme et de la table

Les relevés de fissures réalisés durant et après l'essai ont permis d'identifier deux phases principales dans le comportement des poutres :

- La première fissuration est apparue en cisaillement vertical, les fissures inclinées dans l'âme se sont par la suite multipliées sans pour autant présenter une ouverture importante (voir Figure 213). La plupart des fissures d'effort tranchant sont à peine visibles à l'œil nu et ont été révélées à l'aide de l'application d'alcool ou d'eau. La fissuration s'est ainsi développée jusqu'à saturation de la zone.



Figure 213: Relevé de fissures après essai de la poutre BFUP A A (âme nord)

- La fissuration de ruine entre la table et l'âme a été initiée par une ouverture de fissure de traction par fendage dans la zone de moment constant (ouverture de fissure bruyante et brutale constatée lors de l'essai). Cette fissure s'est ensuite propagée sur l'ensemble de la longueur de la jonction Nord. La propagation de la fissure de ruine a été rapide, son évolution peut être suivie grâce aux différents capteurs mis en place sur la table de la poutre : l'ouverture de fissure et le glissement sont d'abord initiés dans la zone de moment constant puis se développent au fur et à mesure vers l'about de la poutre. Le côté sud de la jonction a été endommagé par une fissure qui a suivi un parcours similaire à celui de la fissure de ruine mais sans causer la séparation de la demi-table sud du reste de la poutre.

Le mode d'apparition de la fissure de ruine et sa rapidité de propagation peuvent notamment s'expliquer par la faible résistance en traction du BFUP A au droit de la jonction. En effet, la caractérisation du matériau a montré une faible résistance à la traction du matériau (2,6 MPa) au droit de la jonction. De plus, une baisse de résistance au cisaillement de 56 % entre les prismes sciés au droit de la jonction et les prismes moulés a été constatée. Cette faiblesse peut s'expliquer par la ségrégation du matériau qui a conduit à une faible présence de fibres au droit de la jonction (les fibres ont eu tendance à tomber dans le talon et en partie basse du hourdis). Ainsi, la forte sollicitation en compression dans la zone de moment constant due à l'application de l'effort de flexion et à l'effort des bielles de compression issues du mécanisme de treillis qui s'est mis en place au niveau de l'âme dans la portée d'effort tranchant, combinée au faible renforcement fourni par les fibres a conduit à l'ouverture et à la propagation de la fissure de fendage.

L'observation du profil de la fissure de ruine dans la zone de moment constant et dans les portées d'effort tranchant permet de constater deux typologies de fissure différentes (voir Figure 214). En effet, alors que la fissure dans la zone de moment constant est nette celle-ci est beaucoup plus accidentée dans la portée d'effort tranchant, faisant penser à la présence d'un treillis à une échelle très réduite.

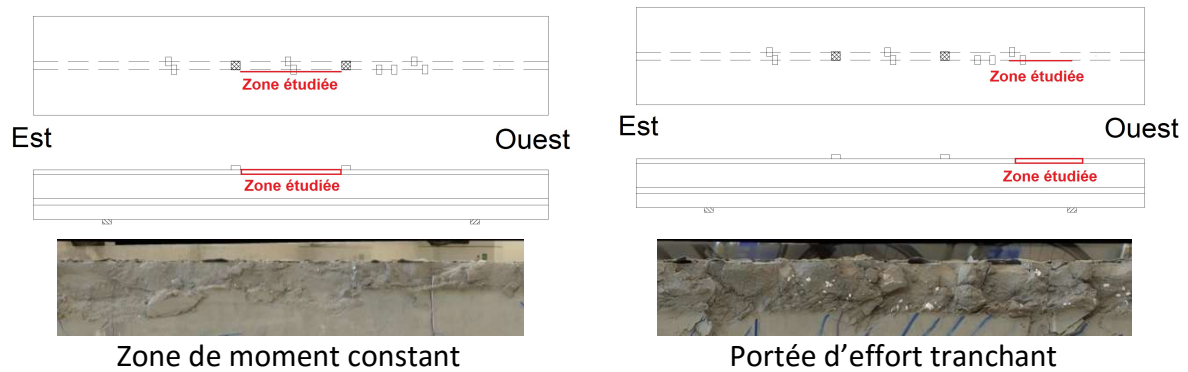


Figure 214: Différence de faciès de fissuration entre la zone de moment constant et la portée d'effort tranchant

L'examen du profil de fissuration sur l'intégralité des poutres après essai a montré que les fissures d'effort tranchant présentes dans l'âme se sont propagées dans la table (voir Figure 215). Cette fissuration « en arêtes de poisson » est confirmée par les résultats fournis par le dispositif d'analyse d'images mis en place lors de l'essai de la poutre BFUP A B (voir Figure 216). Cette fissuration qui conditionne la mise en place d'un mécanisme de treillis dans la table reste cependant peu ouverte, il semble ainsi qu'elle ne constitue pas la manifestation d'un possible mode de rupture.

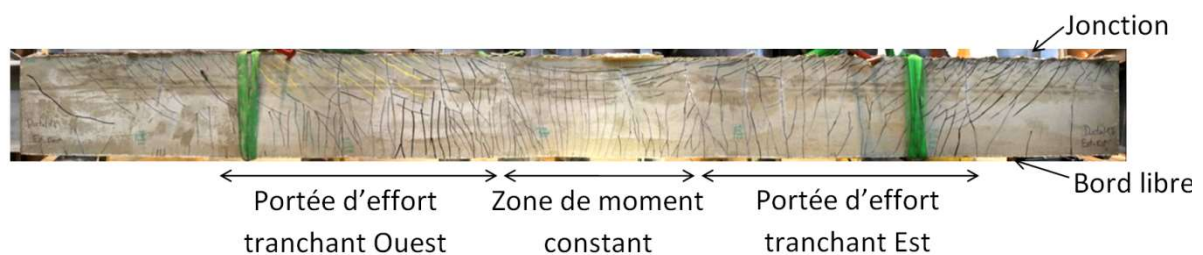


Figure 215: Relevé de fissure de la table de la poutre BFUP A A (côté Nord, face inférieure)

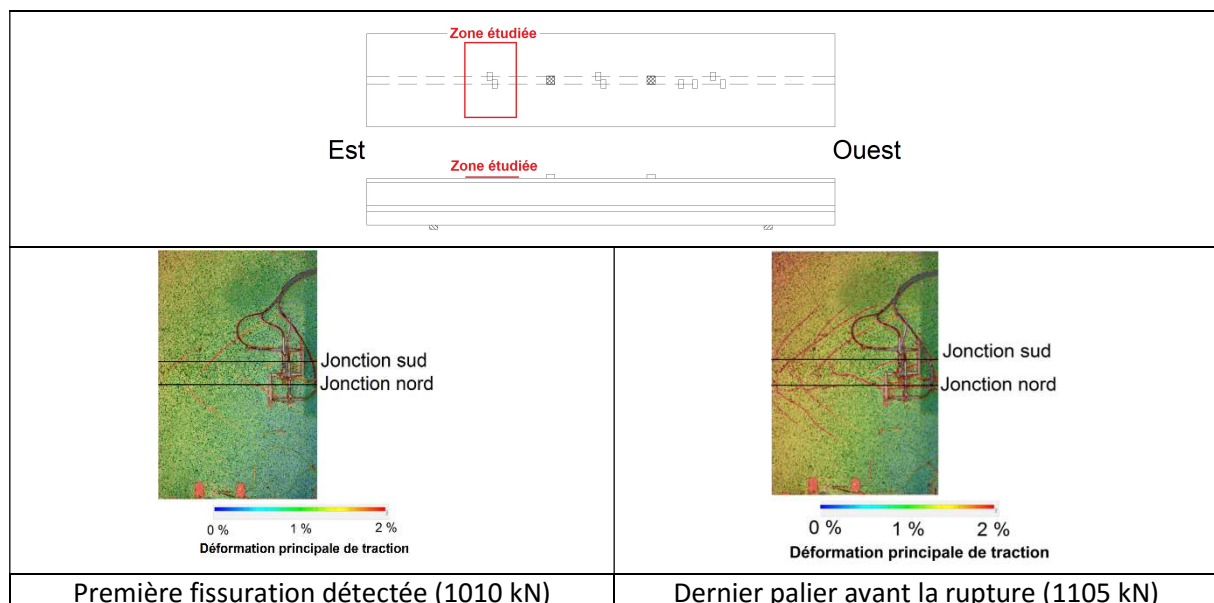


Figure 216: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction (suivi des déformations principales de traction par analyse d'image) BFUP A B

Les déformations principales de traction à la surface de la poutre sont présentées sur la Figure 216. Cependant, il est important de rappeler que compte tenu du mouvement de corps solide

vertical de la poutre par rapport à l'appareil photo, seuls des enseignements qualitatifs peuvent être retirés de ce moyen de mesure.

Une étude plus approfondie du comportement de la fissure de ruine est possible grâce à l'utilisation des données fournies par les capteurs pontant la jonction (voir section 4.2.4.2.7). Ces capteurs permettent de mesurer le glissement relatif entre l'âme et la membrure ainsi que l'ouverture de fissure au droit de la jonction. Ainsi, la Figure 217 et la Figure 218 présentent l'évolution de la force en fonction du glissement et de l'ouverture de fissure. Lors de la lecture et de l'étude des diagrammes présentés dans ces figures, il faut faire attention à ne pas confondre la ductilité générale du corps d'épreuve et la ductilité vis-à-vis du mode de rupture étudié, c'est-à-dire le cisaillement longitudinal au niveau de la jonction « âme-table ». En effet, l'effort résistant de la poutre reste important y compris après que la fissure de ruine se soit fortement ouverte car la réserve de résistance vis-à-vis des autres modes de rupture est importante. Ainsi, même si la table s'est décrochée du reste de la poutre, l'effort résistant global reste important alors que l'effort de cisaillement transmis à la table s'est fortement affaibli.

Pour l'étude des courbes de la Figure 217 et de la Figure 218, il faut distinguer la séparation « mécanique » de la table (la demi-aile ne participe plus à reprise des efforts, l'inertie de la section doit être estimée sans la participation de cette partie de la table) de sa séparation « physique » lors de l'essai (chute de la demi-aile). La fissuration qui conduira à la séparation de la table et de l'âme commence à se propager aux alentours de 800 kN (elle débute dans la zone de moment constant et se propage quasiment instantanément dans les portées d'effort tranchant). Le pic d'effort correspond au moment où la diffusion des efforts entre l'âme et la table n'est plus suffisante pour que la demi-aile participe à la reprise des efforts. La phase post-pic correspond à une suppression progressive (dans le sens longitudinal) de la participation de la demi-aile à la reprise des efforts.

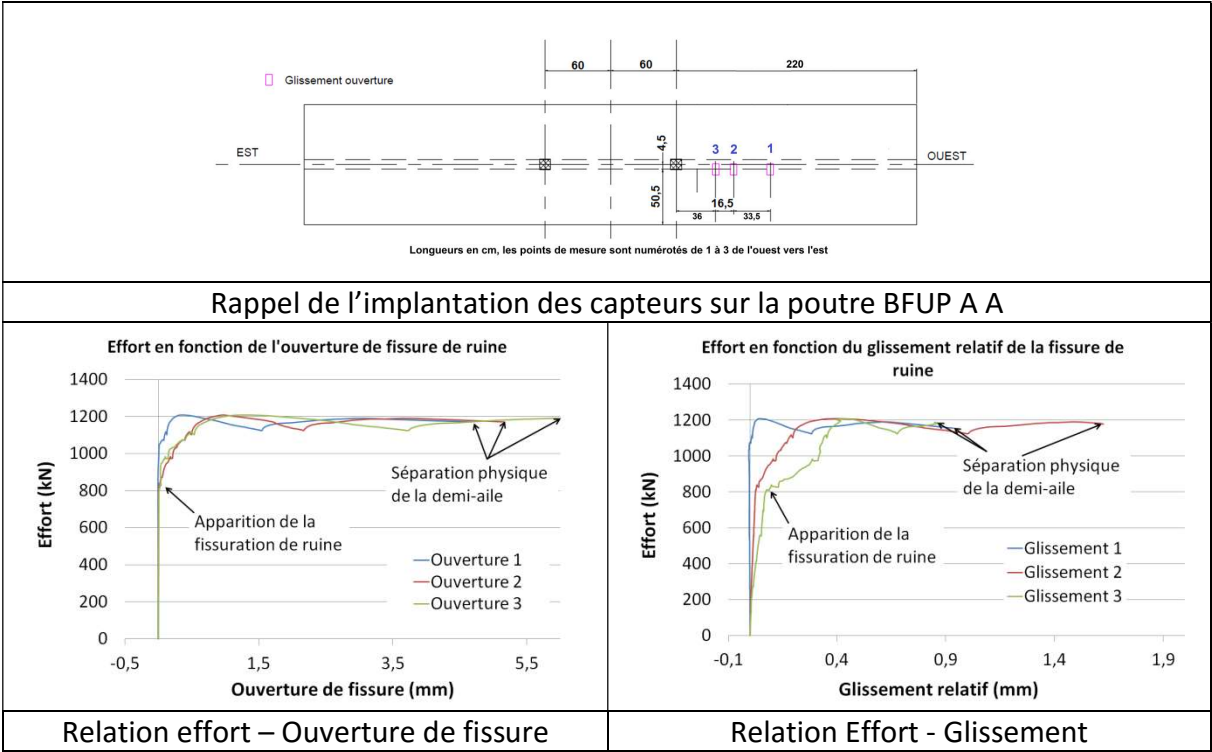


Figure 217: Evolution de la fissuration de ruine poutre BFUP A A

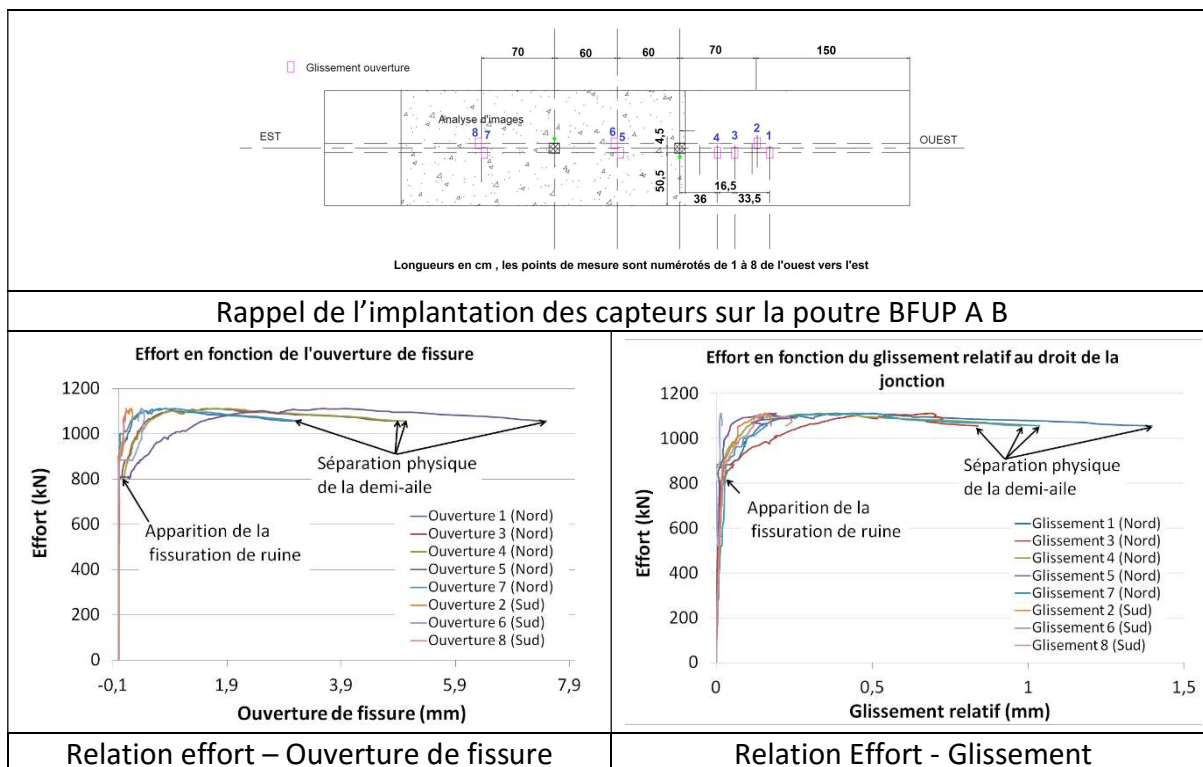


Figure 218: Evolution de la fissuration au droit de la jonction poutre BFUP A B

Le comportement de la poutre BFUP A A (voir Figure 217) illustre parfaitement les phénomènes de redistribution des efforts de cisaillement longitudinal. En effet, alors que la fissuration apparait proche de la zone de moment constant (non linéarité et augmentation du glissement des capteurs 2 et 3), l'effort résistant continue à augmenter grâce à la mobilisation d'une longueur de plus en plus importante de la jonction (le comportement du capteur 1 continue à être linéaire après la fissuration de la jonction à proximité de la zone de moment constant).

Enfin, le comportement de la table des poutres peut être appréhendé grâce à l'exploitation des données fournies par les rosettes d'extensomètres disposées sur la surface de la table (en extradors pour la poutre BFUP A A et en intradors pour la poutre BFUP A B). Ces rosettes permettent de suivre tout au long de l'essai l'évolution des déformations principales ainsi que de leur direction et donc la direction théorique de fissuration dans l'hypothèse de l'apparition d'un phénomène de treillis. Ces rosettes permettent également de suivre l'évolution de la déformation de cisaillement ϵ_{xy} , en lien avec la rupture de la poutre. Les données des rosettes recueillies lors des essais sont présentées dans la Figure 219 et la Figure 220.

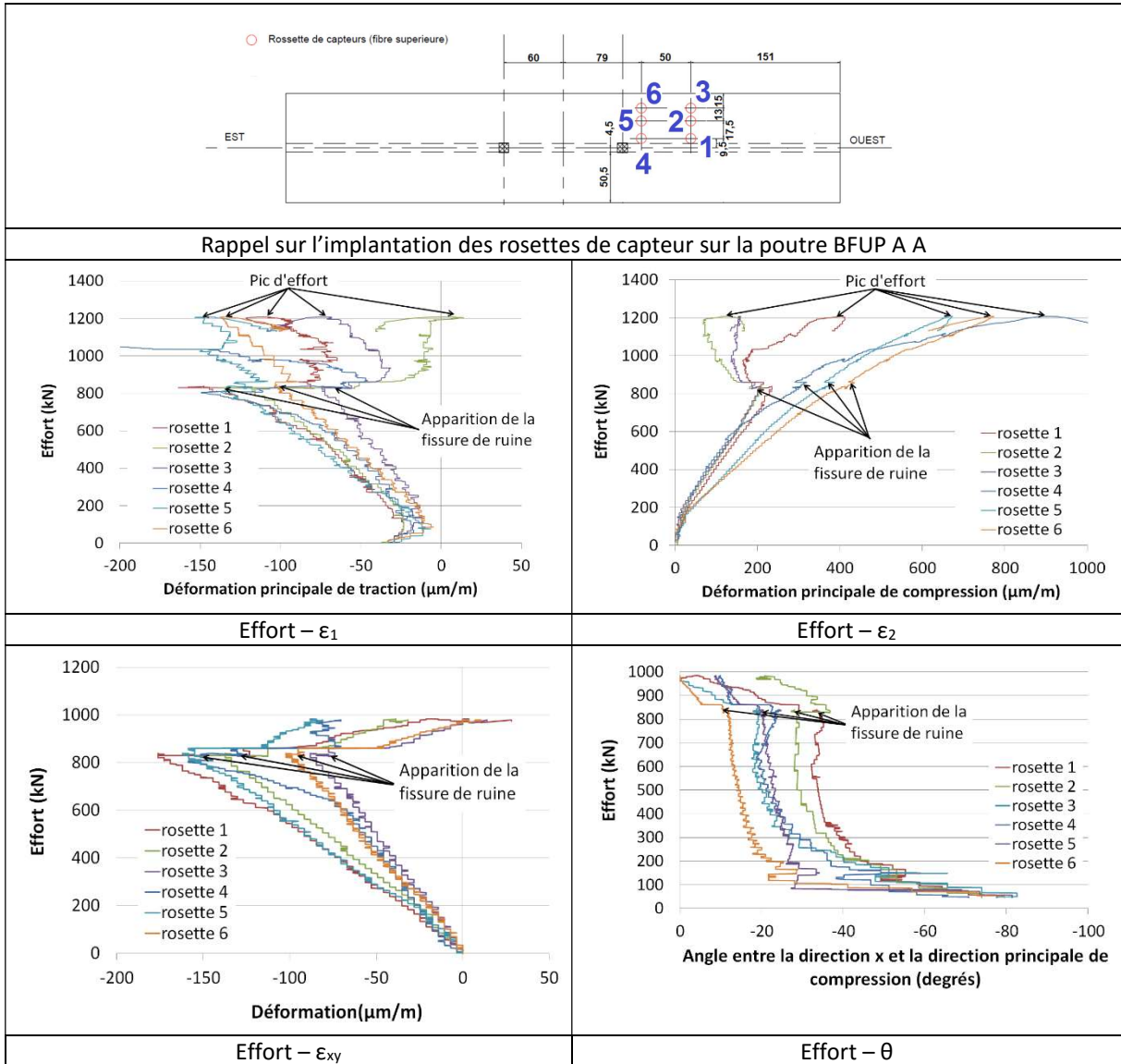


Figure 219: Données recueillies par les rosettes, poutre BFUP A A

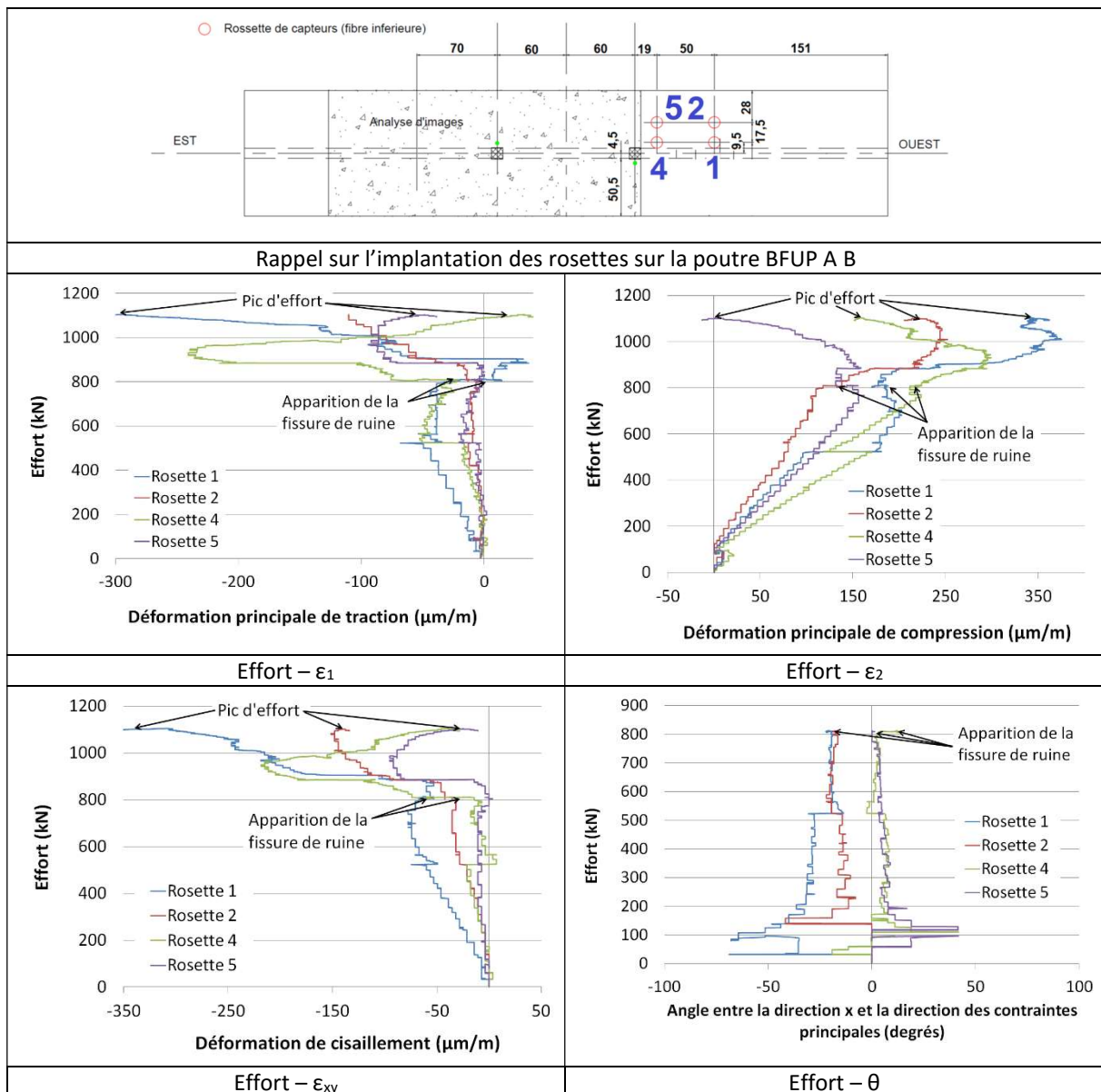


Figure 220: Données recueillies par les rosettes, poutre BFUP A B

Les rosettes de capteurs ont été disposées sur la demi-aile sud des poutres, la mesure des capteurs est difficilement exploitable à partir du moment où l'endommagement de la poutre est suffisamment important pour que les phénomènes locaux perturbent la mesure, les données sont donc tronquées avant la séparation physique de la demi-aile du reste de la poutre (voir Figure 219 et Figure 220).

L'étude des graphiques de la Figure 219 et de la Figure 220 montre notamment que :

- Les contraintes principales sont initialement :
 - o perpendiculaire à la jonction pour la contrainte principale de compression,
 - o parallèle à la jonction pour la contrainte principale de traction.

Cet état de contraintes est issu de la prise en compte des déformations dues à la précontrainte (traction longitudinale en fibre supérieure – voir Annexe 4).

Au cours de la sollicitation, les contraintes principales s'inclinent jusqu'à atteindre une asymptote. La valeur de ces asymptotes dépend de l'intensité de la sollicitation de flexion

longitudinale et de la position des rosettes sur la poutre (la fibre supérieure de la table reste toujours comprimée longitudinalement par la sollicitation de flexion générale ce qui n'est pas le cas de la fibre inférieure de la table). Les angles limites mesurés pour les poutres BFUP A A et BFUP A B sont présentés dans le Tableau 39.

	Asymptote mesurée par la rosette					
	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>
Poutre BFUP A A (rosette en fibre supérieure)	-34°	-28°	-19°	-23°	-20°	-11
Poutre BFUP A B (rosette en fibre inférieure)	-20°	-20°	-	4°	4°	-

Tableau 39: Valeurs des asymptotes mesurées

L'étude des angles mesurés sur les rosettes est à mettre en relation avec l'angle des bielles et de la fissuration en arêtes de Poisson. Ainsi, alors que la fissuration est peu inclinée lors de son apparition, l'augmentation de la sollicitation tend à la rapprocher de la direction longitudinale.

- Pour la poutre BFUP A B, les déformations principales de compression sont plus importantes pour les rosettes proches de la table (rosettes 1 et 4) que pour celles éloignées de celle-ci (rosettes 2 et 5). Cette constatation est intuitive puisqu'elle est le reflet de la présence d'un trainage de cisaillement (transmission progressive de l'effort de cisaillement de l'âme à la table). Cependant, les données provenant de la poutre BFUP A A ne semblent pas montrer ce phénomène. Il est possible que cette différence de mesure soit due à la différence de positionnement des rosettes sur les poutres (sur la fibre supérieure de la table pour la poutre BFUP A A, sur la fibre inférieure de la table pour la poutre BFUP A B).
- La fissuration longitudinale au droit de la jonction implique une baisse importante (en valeur absolue) de la déformation de cisaillement malgré l'augmentation de l'effort sollicitant. Ainsi, lorsque la fissuration de la jonction est suffisamment importante, l'effort de cisaillement n'est (localement) plus transmis à la table, celui-ci se diffuse de l'âme à la table par les zones non fissurées de la jonction. Cette baisse de déformation après la première fissuration est moins notable pour les déformations principales de compression. En effet, la table reste sollicitée en compression par le mécanisme de treillis qui s'est mis en place dans la portée d'effort tranchant.

4.3.1.2. Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP A

Le Tableau 48 présente l'enchaînement chronologique des différents mécanismes qui sont apparus lors de l'essai.

Mécanisme	Effort (kN)		Flèche au centre (mm)	
	<u>A</u>	<u>B</u>	<u>A</u>	<u>B</u>
Fissuration en traction diagonal dans l'âme	600	450	2,5	1,8
Fissuration de la jonction	800	810	4,3	4,6
Fissuration en arêtes de poisson	-	1 010	-	10,3
Rupture en cisaillement glissement	1 210	1 110	17,0	15,0

Tableau 40: Evolution chronologique du processus de rupture des poutres en BFUP A

4.3.2. BFUP B

La Figure 221 présente les courbes « Effort appliqué – Flèche au centre » pour les deux poutres en BFUP B testées ainsi que l'évolution de leur profil au cours du chargement.

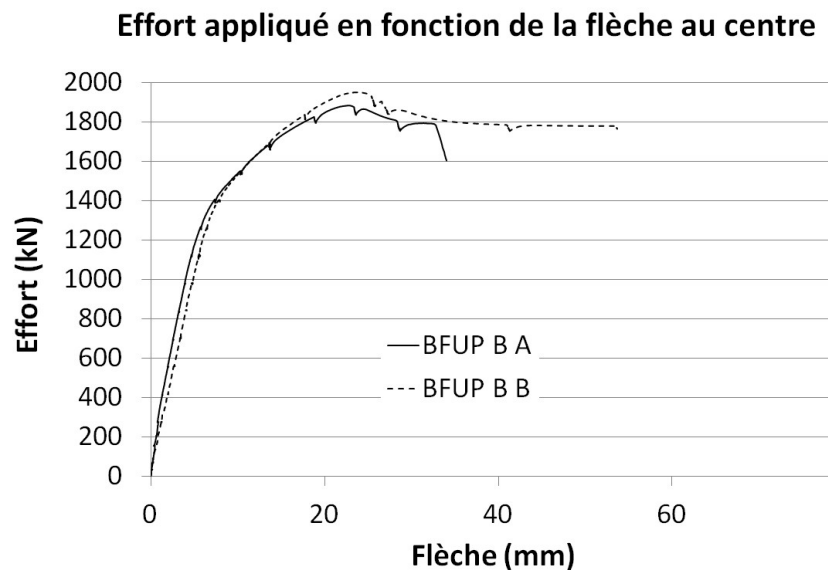


Figure 221: Courbe Effort- Flèche au centre des poutres en BFUP B

Le comportement général constaté est répétable même si la rupture n'intervient pas sous le même mode. En effet, la différence de comportement apparait bien après le pic d'effort. Globalement, le comportement se caractérise par une limite de linéarité pour une sollicitation proche de 1300 kN et un effort maximal d'environ 1900 kN.

4.3.2.1. BFUP B A

La Figure 259 présente la loi « Effort – Flèche au centre » de la poutre BFUP B A. Les efforts correspondant à la fissuration de la poutre selon les différents modes de rupture locale observés sont représentés sur la Figure 259.

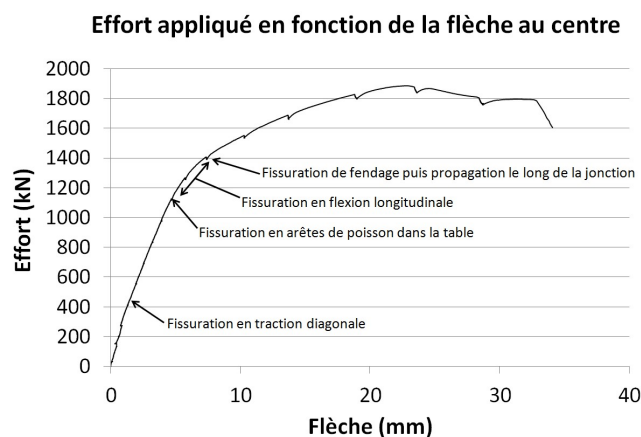


Figure 222: Comportement de la poutre en fonction de l'effort appliqué

La poutre BFUP B A a eu un comportement à la rupture complexe mêlant plusieurs modes de ruine. Nous retraçons ci dessous le comportement de la poutre :

- La première fissuration est apparue en traction diagonale dans l'âme de la poutre (450 kN), elle s'est ensuite développée jusqu'à saturation de l'âme (voir Figure 223). Certaines fissures ont, par la suite, présentée une ouverture plus importante.



Figure 223: Relevé de fissure sur l'âme de la poutre BFUP B A

- Les fissures de tranchant vertical dans l'âme se sont propagées dans la table en créant une fissuration en « arêtes de Poisson » à partir d'un effort proche de 1150 kN.
- Plusieurs fissures de flexion sont apparues dans la zone de moment constant pour un effort compris entre 1150 kN (dernier relevé de fissure effectué sous la poutre) et 1400 kN (fissuration visible en restant éloigné de la zone de moment constant).
- Une fissuration de fendage est apparue à la jonction âme-table dans la zone de moment constant (1400 kN), cette fissuration s'est propagée simultanément le long des jonctions nord et sud de la portée d'effort tranchant Est (voir Figure 224). Les jonctions de la portée d'effort tranchant Ouest ont également été endommagées mais dans une moindre mesure.

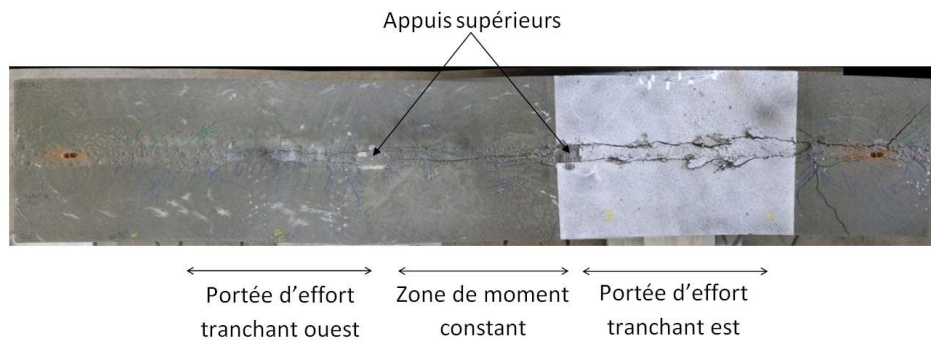


Figure 224: Fissuration de la table de la poutre BFUP B A

- La propagation des fissures de cisaillement-glisement au droit de la jonction a entraîné l'ouverture importante de plusieurs fissures diagonales dans l'âme de la poutre. En effet, le glissement entre la table et l'âme s'est développé de proche en proche depuis la zone de moment constant jusqu'à l'extrémité libre de la poutre (voir Figure 225) : l'ensemble du déplacement de la table par rapport à l'âme a été repris par l'ouverture d'une fissure d'effort tranchant dans l'âme jusqu'à ce que la section fissurée soit suffisamment sollicitée et que le glissement de la table se poursuive alors jusqu'à une autre fissure d'effort tranchant dans l'âme et que le phénomène se répète. La rupture en effort tranchant vertical est intervenue lorsque le dernier étrier a rompu (une fissure d'effort tranchant est ainsi apparue bien au-delà de l'appui inférieur – voir Figure 225).



Appui inférieur

Ouverture de plusieurs fissures diagonales dans l'âme



Appui inférieur

Fissure de ruine dans l'âme

Figure 225: Mécanisme de glissement relatif entre la table et l'âme de la poutre

L'étude de l'état des déformations de la table dans la portée d'effort tranchant, grâce à l'analyse d'images, nous permet de réaliser un suivi de la fissuration de celle-ci (voir Figure 226). Comme pour le BFUP A, une fissuration diagonale apparaît à proximité de la jonction pour un effort proche de 1150 kN. Le relevé de fissures réalisé après les essais (voir Figure 227) confirme que les fissures diagonales de l'âme se propagent « en arêtes de poisson » dans la table sans pour autant engendrer sur la longueur de la table un mécanisme de treillis. On constate sur la Figure 226 que la fissuration apparaît de manière diagonale dans la table puis que la fissuration s'incline de plus en plus pour se rapprocher de la direction longitudinale de la poutre. Enfin, l'endommagement se localise dans une fissure longitudinale au droit de la jonction. Cette inclinaison progressive de la fissuration correspond à l'augmentation de l'effort de compression dû à la flexion longitudinale et donc à l'inclinaison de la contrainte principale de compression.

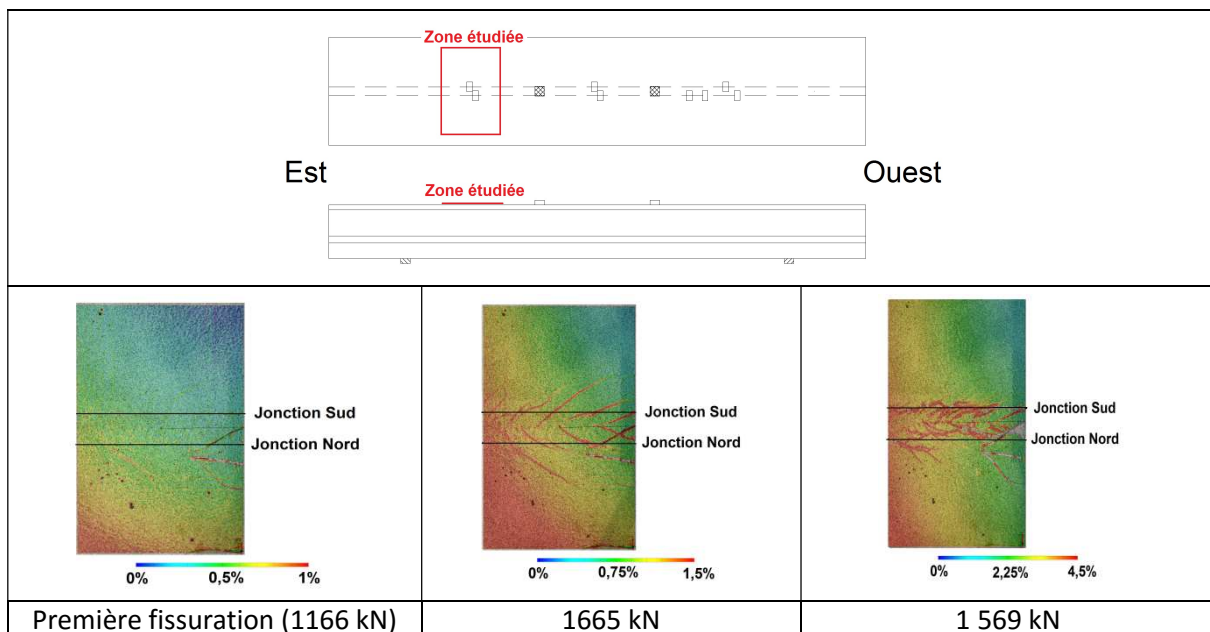


Figure 226: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction suivi des déformations principales de traction par analyse d'images (poutre BFUP B A)

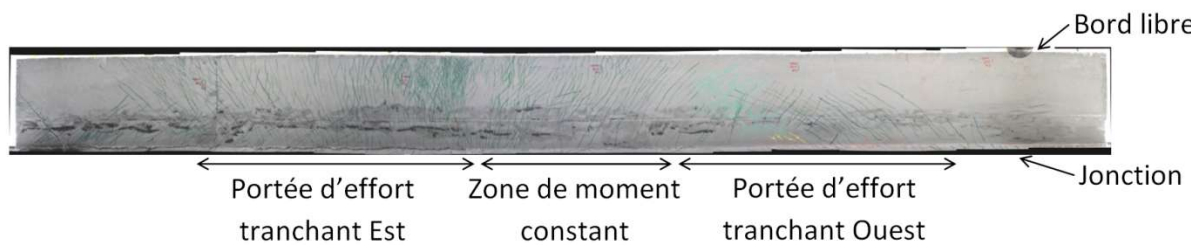


Figure 227: Relevé de fissures sur la table de la poutre BFUP B A (demi-aile nord, face inférieure)

Les capteurs pontant la jonction n'étaient malheureusement pas disposés au droit des fissures les plus ouvertes. La jonction étudiée par les capteurs a tout de même été endommagée lors de l'essai. Nous présentons sur la Figure 228 les courbes obtenues. La première fissuration longitudinale est détectée pour un effort proche de 1400 kN, elle se propage progressivement de la zone de moment constant à l'extrémité libre de la poutre.

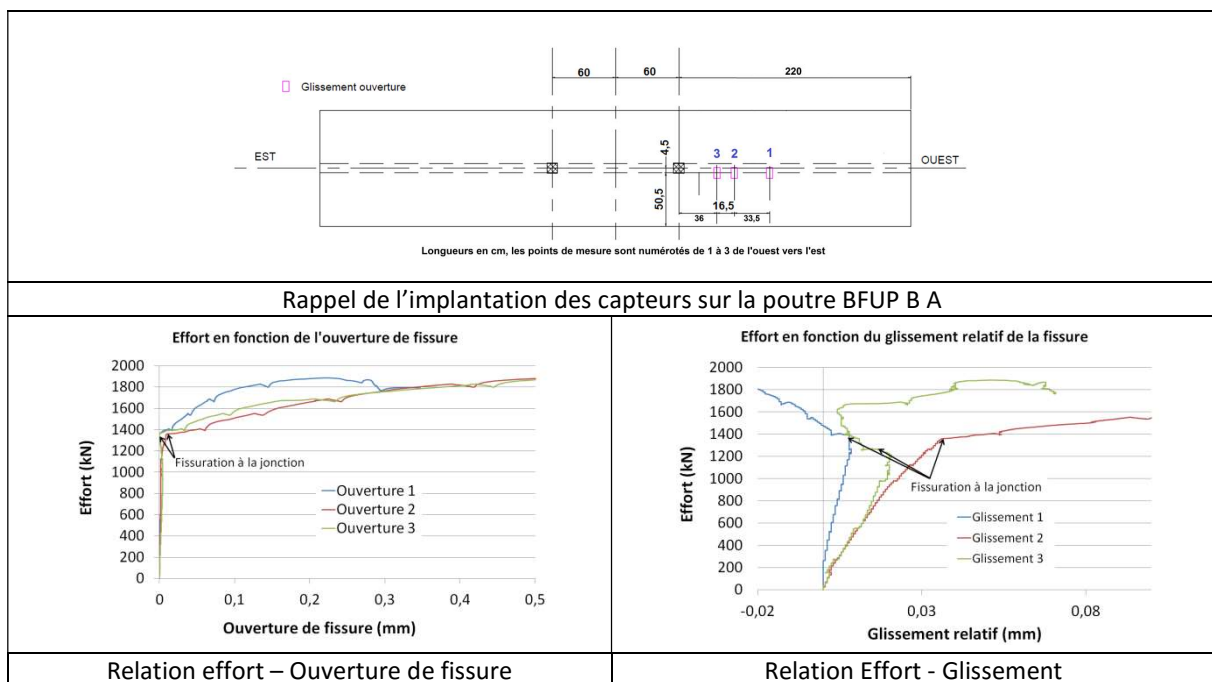


Figure 228: Evolution de la fissuration de ruine poutre BFUP B A

De la même façon que pour les capteurs pontant la jonction, les rosettes de capteurs ont été mises en place sur la portée d'effort tranchant ouest. Les mesures réalisées sont présentées dans la Figure 229.

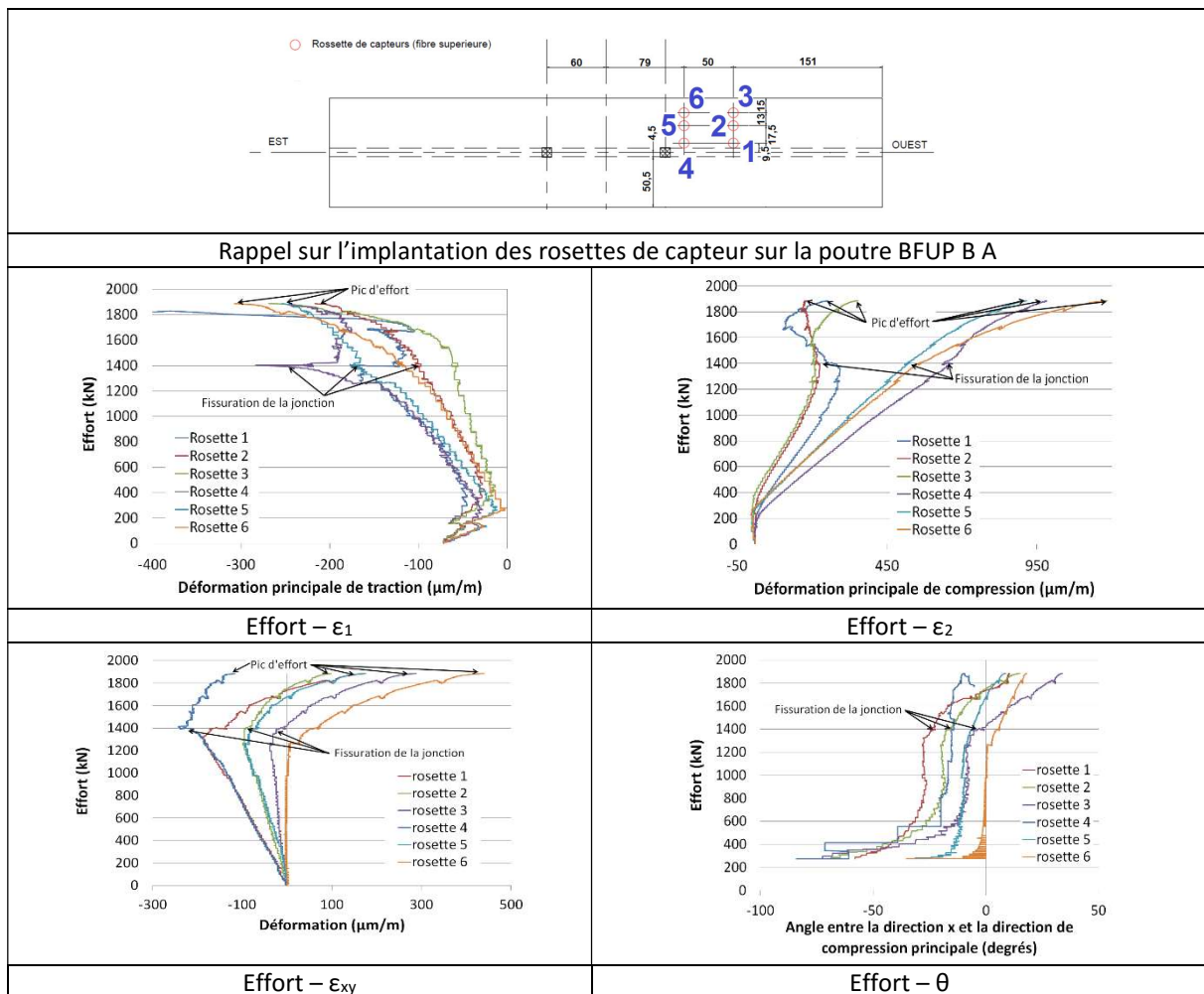


Figure 229: Données recueillies par les rosettes, poutre BFUP B A

L'étude des données fournies par les rosettes de capteurs permet de constater que :

- La présence d'un trainage de cisaillement dans la table est mise en évidence : à chargement égal, la déformation de cisaillement est plus importante au droit de la jonction qu'à l'extrémité de la table. On retrouve également ces effets de diffusion sur les déformations principales de traction et de compression.
- Lorsque la fissuration le long de la jonction est suffisamment ouverte, la déformation de cisaillement diminue (en valeur absolue) ce qui confirme qu'à partir d'une ouverture suffisante de la fissure, la diffusion des efforts de cisaillement entre l'âme et la table n'est localement plus assurée.
- L'angle entre les déformations principales de traction et la direction x évolue de manière similaire à ce qui a été constaté sur les poutres en BFUP A : la contrainte principale de compression est initialement perpendiculaire à l'âme puis elle tourne jusqu'à atteindre une direction limite. La valeur des asymptotes pour chacune des rosettes est donnée dans le Tableau 41.

Asymptote mesurée par la rosette						
	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>
Poutre BFUP B A	-27°	-18°	-8°	-14°	-10°	0°

Tableau 41: Valeurs des asymptotes mesurées

4.3.2.2. BFUP B B

La ruine de la poutre BFUP B B est intervenue en flexion longitudinale, l'ensemble des torons ont rompu en même temps ce qui a conduit à la séparation de la poutre en deux morceaux (voir Figure 230). La jonction « âme-table » a cependant été endommagée de manière relativement importante dans les deux portées d'effort tranchant ce qui laisse supposer que le pic d'effort correspondant au mécanisme de rupture dans la jonction avait pratiquement été atteint.

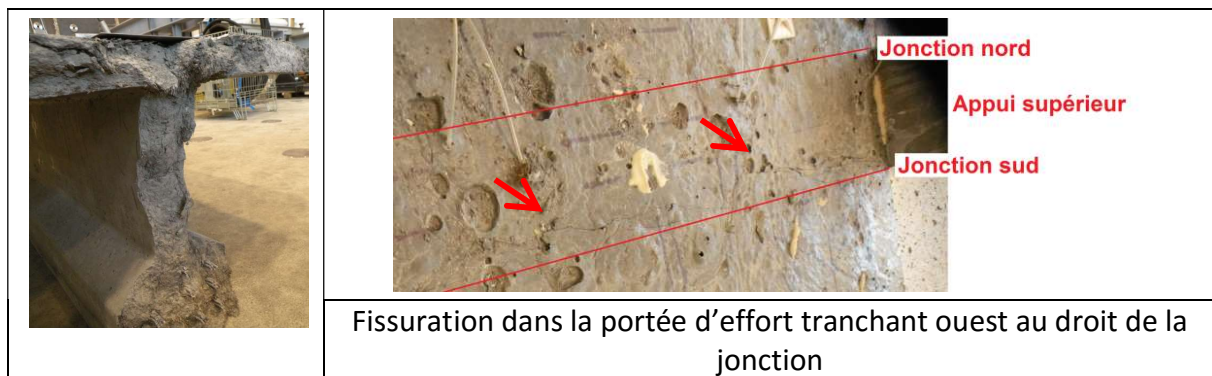


Figure 230: Poutre BFUP B B après essai

L'essai a été conduit en deux fois : un premier chargement a été appliqué jusqu'à ce que le pic de résistance soit largement dépassé. Un second essai a été réalisé pour vérifier le mode de rupture de la poutre, sans instrumentation. Les résultats présentés dans la suite sont essentiellement les résultats issus du premier essai, le deuxième essai ayant confirmé la rupture en flexion (rupture des torons).

Lors de cet essai, comme pour celui de la poutre BFUP B A, la première fissuration est apparue dans l'âme (pour une sollicitation proche de 450 kN), elle s'est poursuivie jusqu'à saturation de celle-ci (voir Figure 231).



Figure 231: Relevé de fissure dans l'âme de la poutre BFUP B B

La fissuration de l'âme s'est ensuite propagée dans la table (fissuration en arêtes de poisson - voir Figure 232 et Figure 233). Cependant, la sollicitation n'a pas été suffisante pour conduire à la localisation de cet endommagement dans une fissure longitudinale au droit de la jonction.

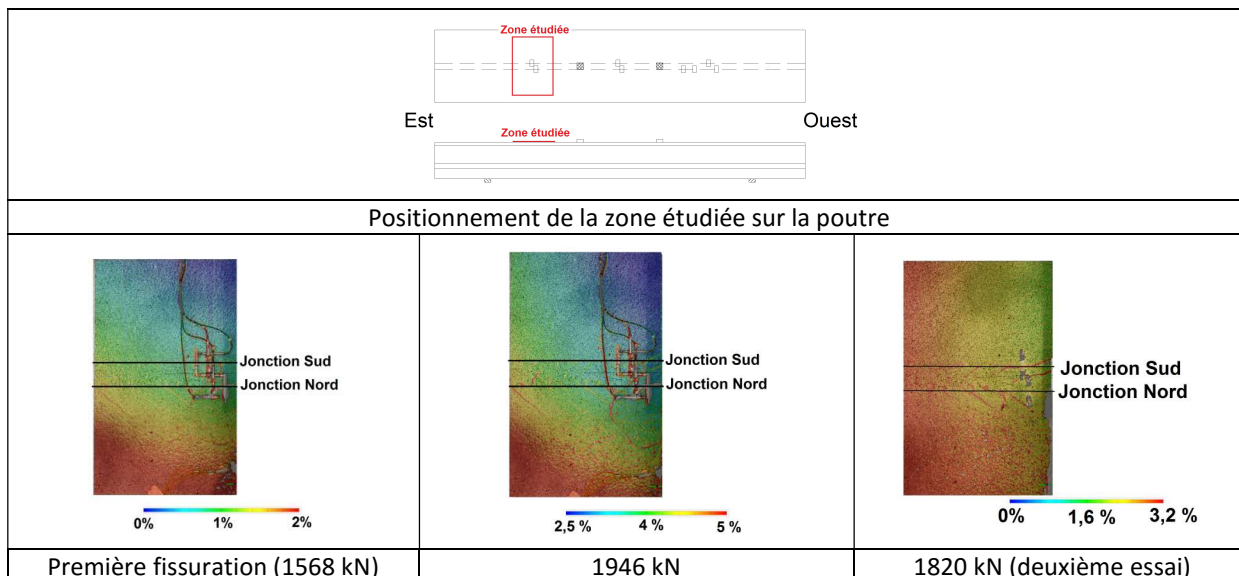


Figure 232: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction : suivi des déformations principales par analyse d'images (poutre BFUP B B)



Table Sud (portée Ouest)



Table Sud (portée Est)

Figure 233: relevé de fissures poutre BFUP B B

De façon concomitante à l'apparition de la fissuration en arêtes de poisson, des fissures de fendage se sont développées dans la zone de moment constant (voir Figure 234). Cette fissuration est apparue pour un effort proche de 1400 kN, ce qui conforte la valeur obtenue pour la poutre en BFUP B A qui n'avait pas été équipée d'un dispositif d'analyse d'images dans la zone de moment constant. Cette fissuration s'est propagée de manière quasiment instantanée à l'ensemble de la portée d'effort tranchant.

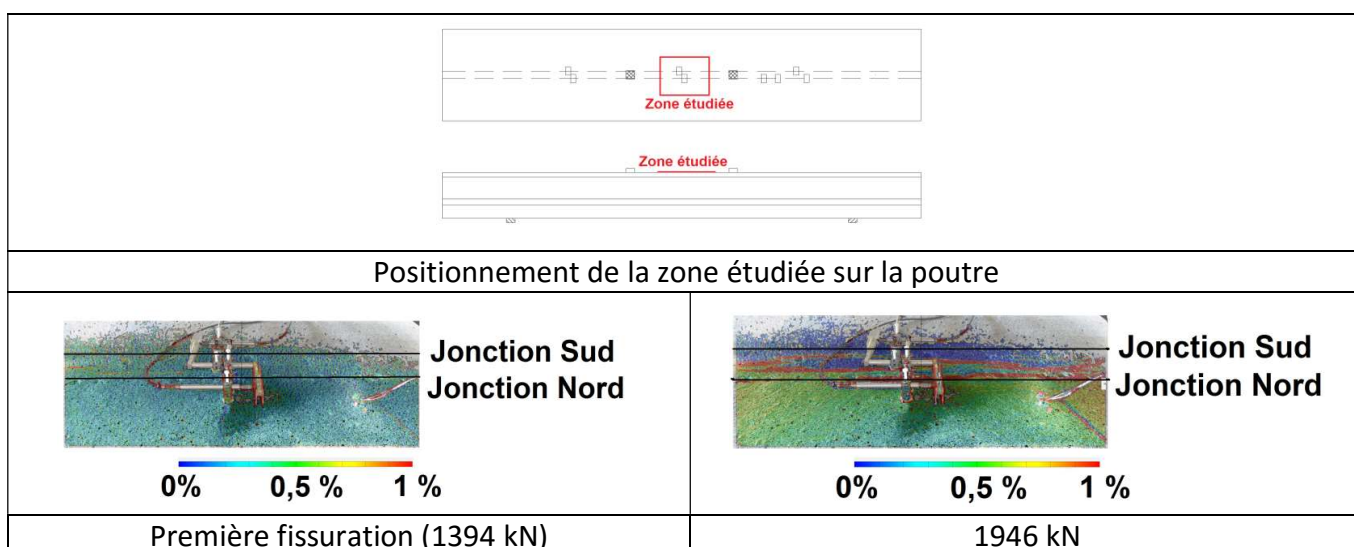


Figure 234: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction : suivi des déformations principales par analyse d'image

Cependant, alors que la fissuration de cisaillement longitudinal au droit de la jonction était en train de se développer, la ruine est apparue en flexion et l'endommagement s'est localisé au niveau d'une fissure verticale dans la zone de moment constant. Il est intéressant de noter que la section de rupture est une section située au droit de la première armature passive de la portée d'effort tranchant Ouest ce qui laisse supposer que la présence des armatures passives verticales a constitué, lors de la phase de fabrication, une gêne à la mise en place des fibres et a donc engendré une section affaiblie.

Il est difficile de suivre le comportement de la fissuration au droit de la jonction dans le cas de la poutre BFUP B B. En effet, cette fissuration est fine et n'a pas forcément été pontée par les capteurs. De plus, l'endommagement ne s'est pas localisé dans une seule fissure, il serait donc hasardeux de conclure sur les résultats présentés à la Figure 235.

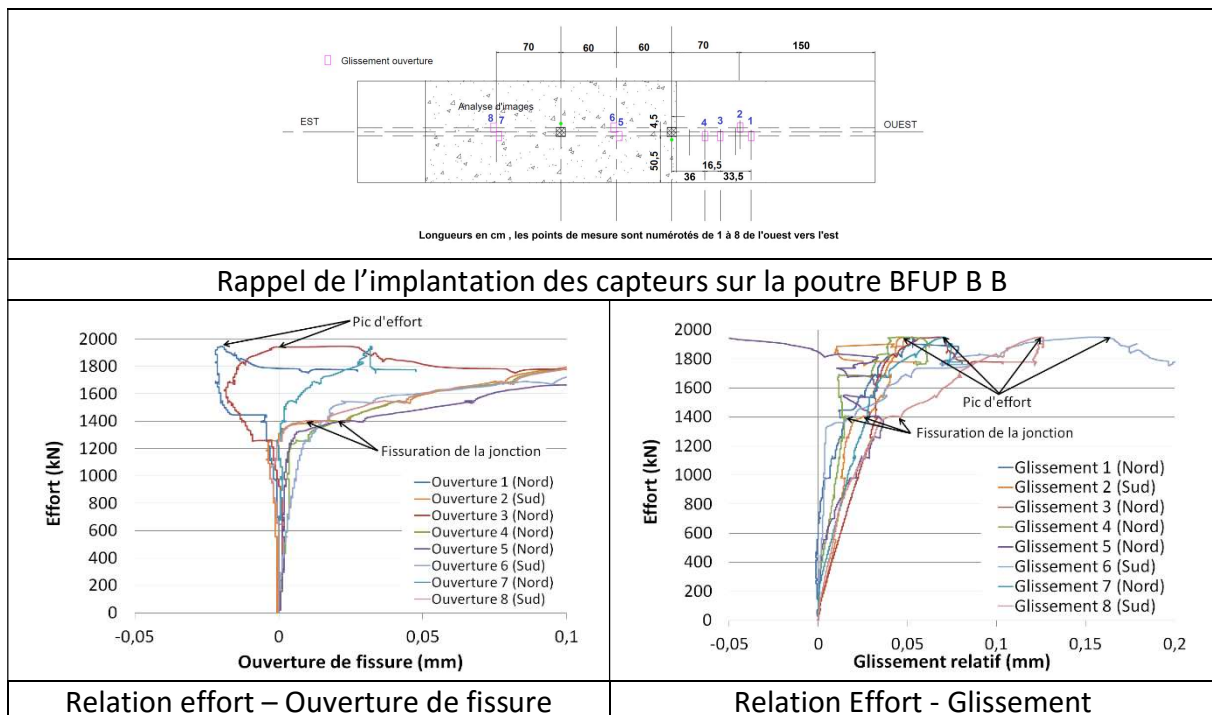


Figure 235: Evolution de la fissuration au droit de la jonction, poutre BFUP B B

L'étude du comportement de la table (notamment grâce à l'exploitation des données fournies par les rosettes de capteurs – voir Figure 236) permet de confirmer certains éléments :

- Pour tous les niveaux de chargement, les contraintes principales de compression et de traction sont plus importantes pour les rosettes 4 et 5 que pour les rosettes 1 et 2 (moment de flexion plus important).
- A chargement égal, les déformations principales de traction et de compression ainsi que la déformation de cisaillement sont plus importantes pour les rosettes 1 et 4 que pour les rosettes 2 et 5 (trainage de cisaillement).
- L'angle entre la direction x et la direction principale de compression est plus important pour les rosettes 1 et 2 (proches de l'appui inférieur) que pour les rosettes 4 et 5 (proches de l'appui supérieur). Il semble également qu'alors que les angles sont identiques pour les rosettes 4 et 5, il est plus important pour la rosette 1 (proche de la jonction) que pour la rosette 2. Ces différences sont probablement dues à des phénomènes de diffusion des efforts dans la table qui sont mieux régularisés au fur et à mesure que l'on s'éloigne des appuis.

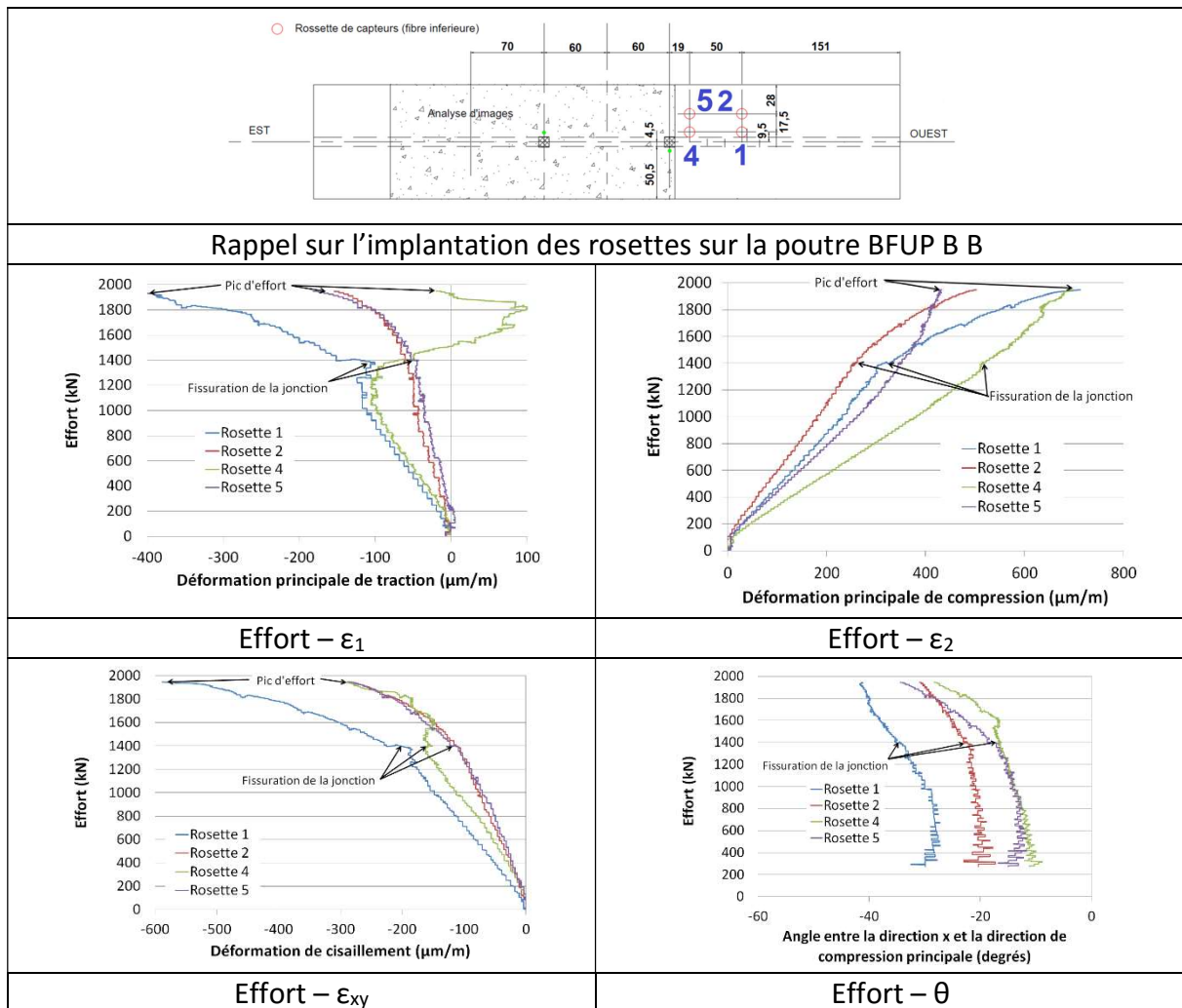


Figure 236: Données recueillies par les rosettes, poutre BFUP B B

Ainsi, l'étude de l'ensemble des moyens métrologiques mis en œuvre permet de confirmer que le comportement de la poutre BFUP B B est très proche de celui de la poutre BFUP B A. Il est très probable que la différence de rupture soit due à la présence d'une section affaiblie vis-à-vis de la flexion (mauvaise orientation des fibres) dans le cas de la poutre BFUP B B. Compte tenu de l'endommagement présent au droit de la jonction et du comportement de la poutre BFUP B A, il est cohérent de considérer que la sollicitation appliquée à la poutre BFUP B B a pratiquement atteint la résistance au cisaillement longitudinale de celle-ci.

4.3.2.3. Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP B

Le Tableau 42 présente l'enchaînement chronologique des différents mécanismes qui sont apparus lors de l'essai.

<u>Mécanisme</u>	<u>Effort (kN)</u>		<u>Flèche au centre (mm)</u>	
	<u>A</u>	<u>B</u>	<u>A</u>	<u>B</u>
Fissuration en traction diagonale	450	450	1,5	2,1
Fissuration de la jonction	1380	1350	7	7,2
Fissuration en arêtes de poisson	1170	1570	4,9	10,8
Effort max.	1880	1950	22,7	23,3

Tableau 42: Evolution chronologique du processus de rupture des poutres en BFUP B

4.3.3. BFUP C

4.3.3.1. Description du comportement

La Figure 237 présente les relations « Effort-Flèche » des poutres en BFUP C. La ruine de la poutre BFUP C A est intervenue en flexion en pivot A avec rupture de tous les torons en même temps ce qui a conduit à la séparation de la poutre en deux morceaux. La poutre BFUP C B a rompu en flexion (pivot B), la jonction âme table a été endommagée de manière importante (voir Figure 238).

Compte tenu d'une difficulté technique, l'essai de la poutre BFUP C A a été réalisé en deux fois. Le premier essai a été arrêté lors d'un palier de chargement à 600 kN (pic de la deuxième montée en effort dans le schéma de chargement – voir Figure 237). L'ensemble du protocole de chargement a été réalisé lors du second essai.

Pour la poutre BFUP C B, les rotules des appuis inférieurs étant arrivées en butée, il a été nécessaire de décharger la poutre puis de la recharger pour la mener à la rupture totale. Ce déchargement a cependant eu lieu bien après la phase post pic et a été réalisé notamment dans le but de confirmer le mode de rupture. Compte tenu des efforts attendus et des mécanismes observés, l'incidence de cette modification de la procédure apparaît négligeable.

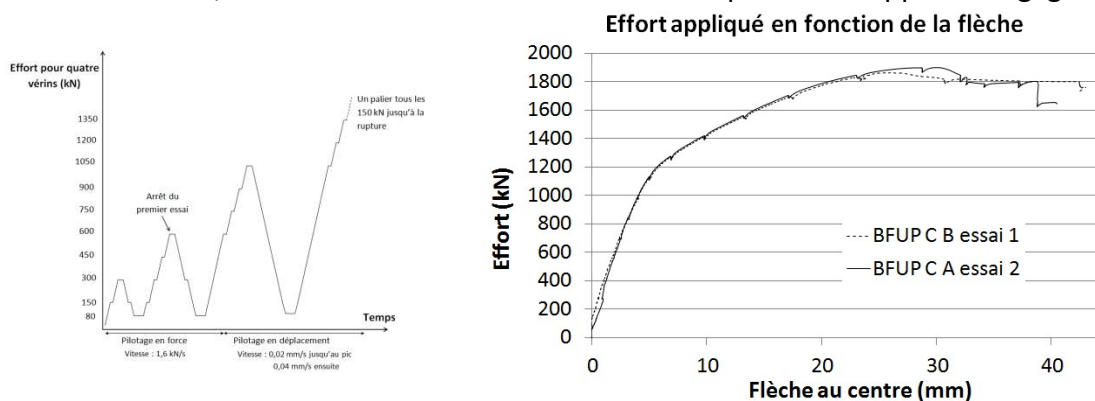


Figure 237: Courbe Effort- Flèche au centre des poutres en BFUP C

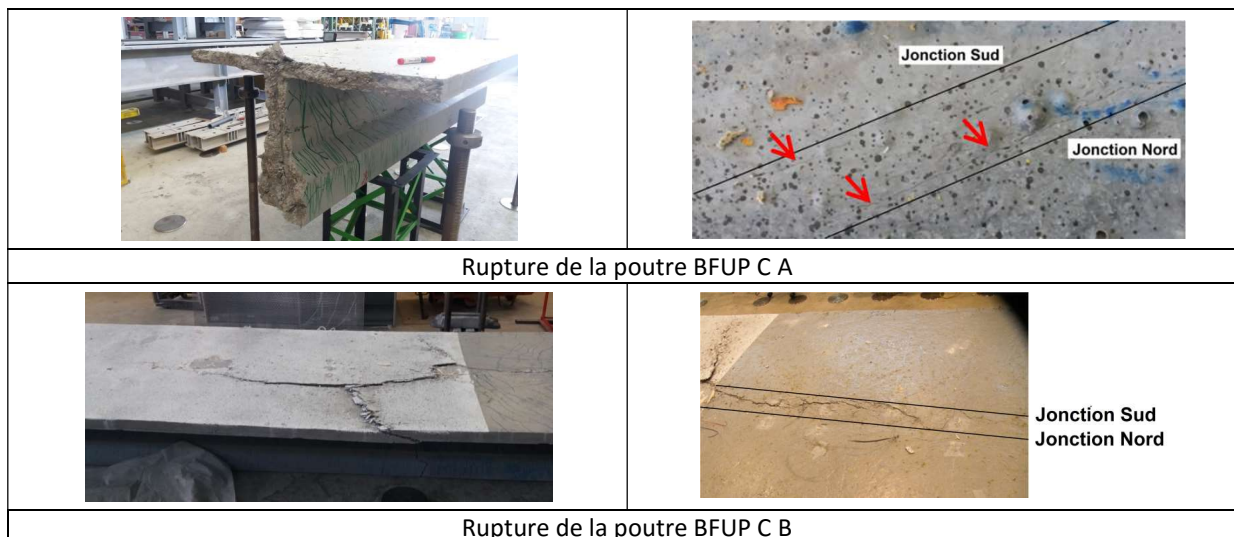


Figure 238: Mode de rupture des poutres en BFUP C

Si le mode final de rupture a été différent, le comportement des deux poutres dans l'enchaînement des modes est apparu similaire, nous présentons ainsi les résultats de manière conjointe.

Les poutres en BFUP C ont présenté une multi microfissuration diagonale importante dans l'âme (voir Figure 239).

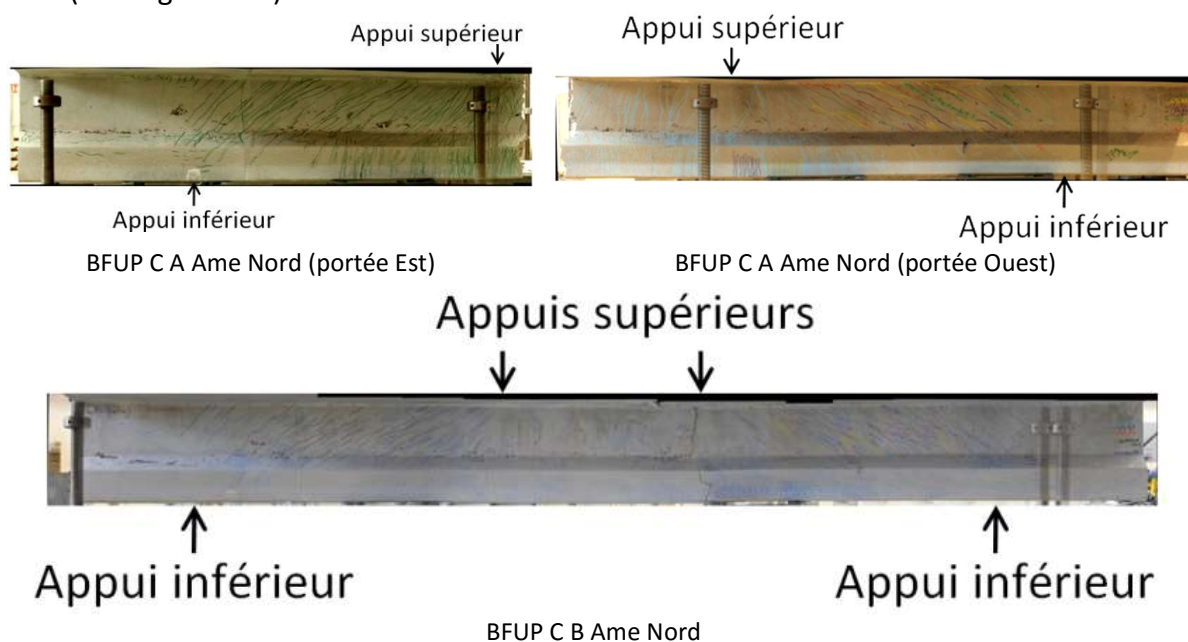


Figure 239: Relevé de fissures des âmes de poutres en BFUP C

Cette multimicrofissuration s'est propagée dans la table et a conduit à l'apparition de fissures en arêtes de poisson dans la jonction. Puis des fissures traduisant un mécanisme de fendage dans la zone de moment constant (voir Figure 240, Figure 241 et Figure 242) se sont développées. Cette fissuration dans la jonction est similaire aux premiers stades d'endommagement qui ont été constatés sur les poutres en BFUP A et B. L'apparition relativement précoce des mécanismes de ruine en flexion a cependant empêché le développement complet de cette fissuration et la rupture dans la jonction.

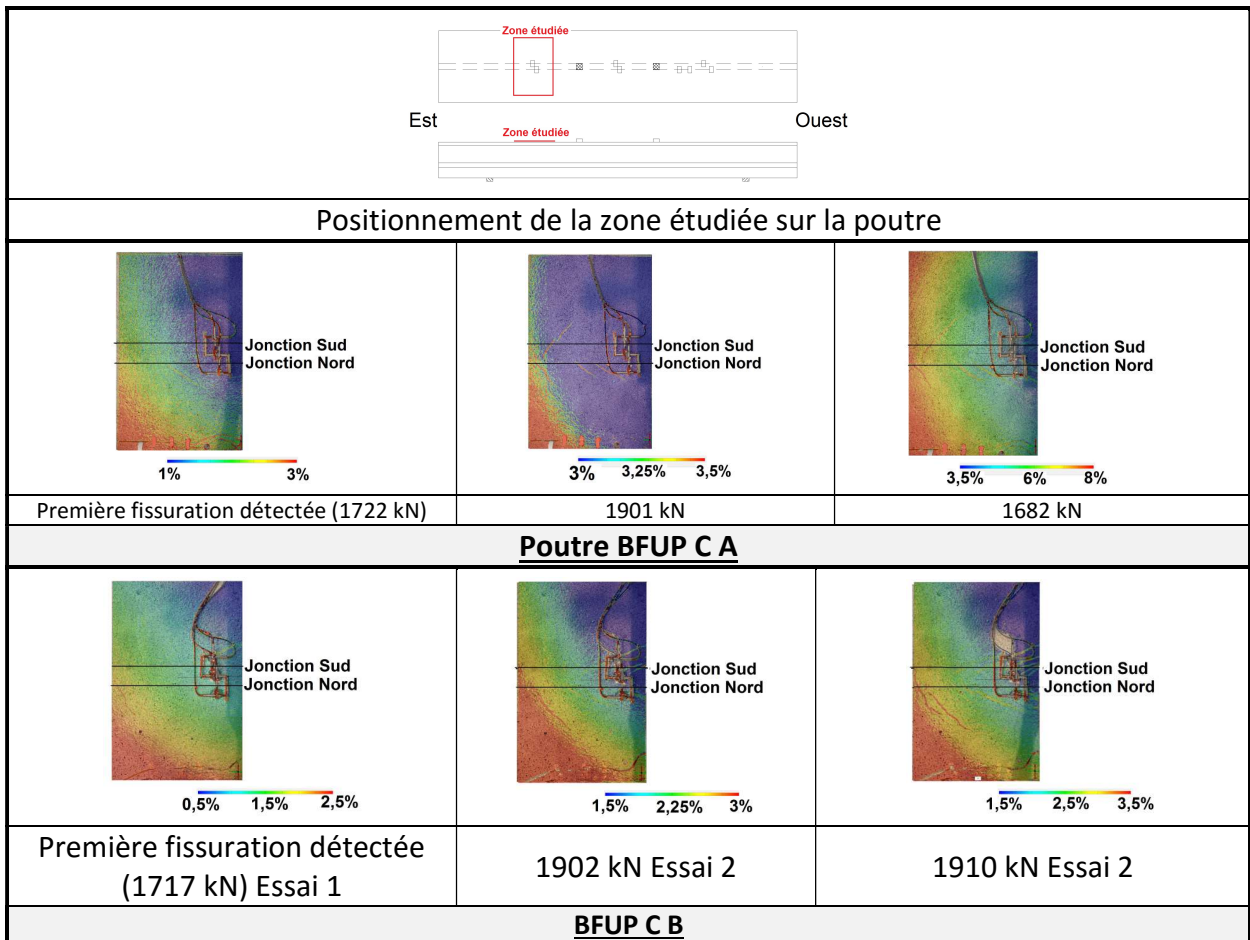


Figure 240: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction : suivi des déformations principales par analyse d'image (portée d'effort tranchant)

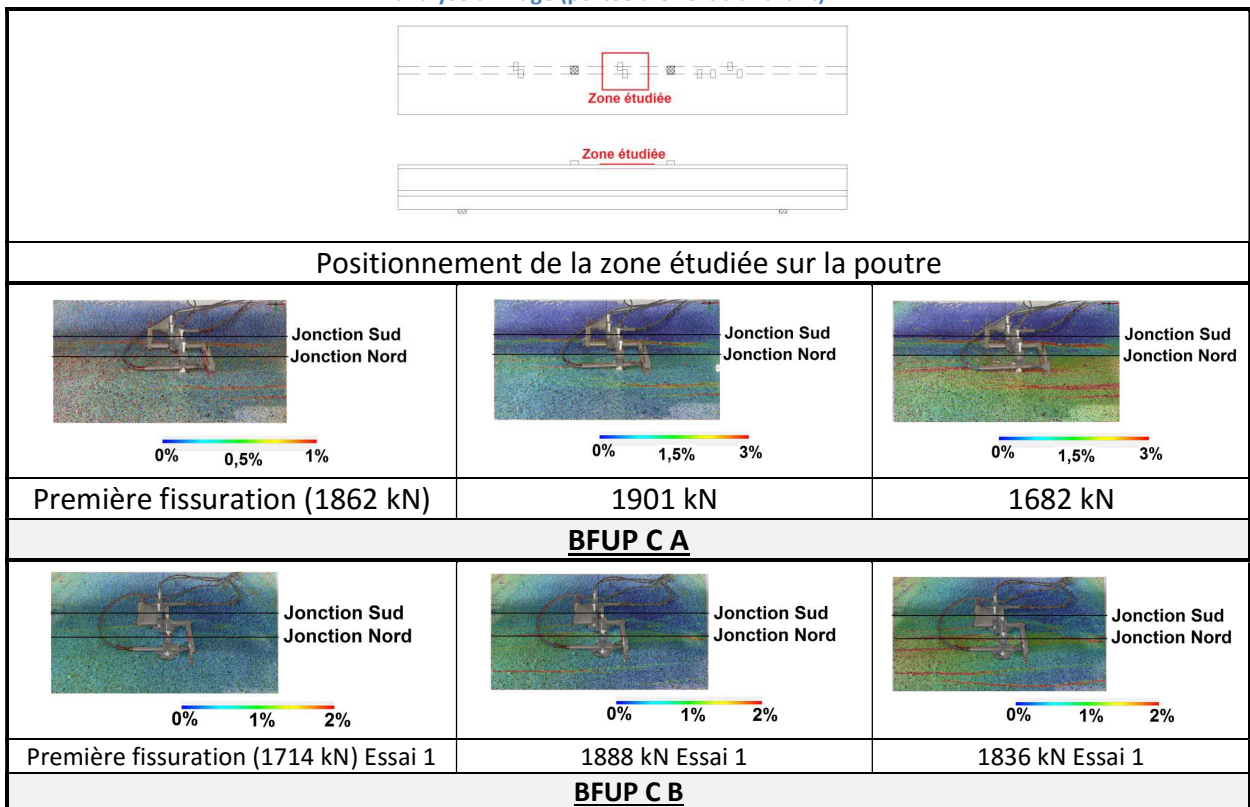


Figure 241: Evolution de la fissuration en fibre supérieure au droit de la jonction : suivi des déformations principales par analyse d'images (zone de moment constant)

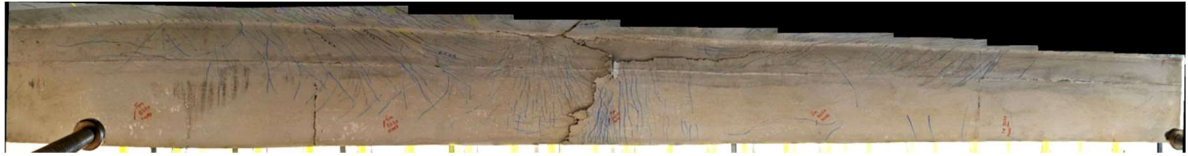
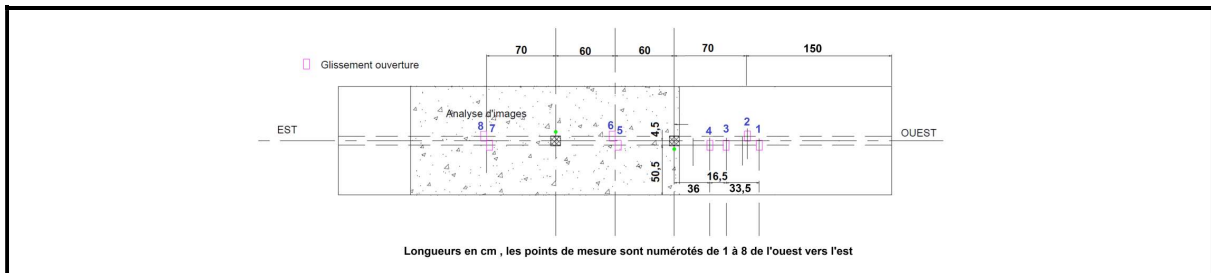


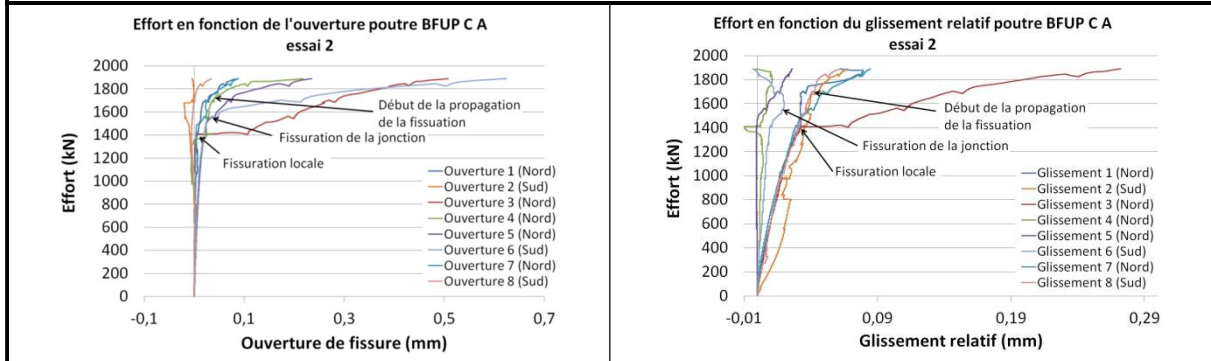
Figure 242: Relevé de fissures des tables des poutres en BFUP C B (table Nord, face inférieure)

Compte tenu de la faible ouverture des fissures de cisaillement-glissement à la jonction, les mesures d'ouverture de fissure et de glissement (voir Figure 243) sont difficilement exploitables au-delà du domaine de comportement élastique. Il semble que la première fissuration de la jonction soit intervenue dans la zone de moment constant aux alentours de 1600 kN (les résultats de l'analyse d'images de la Figure 241 donnent des valeurs supérieures compte tenu de la plus faible précision du dispositif de mesure), la fissuration atteint les premiers capteurs de la portée d'effort tranchant pour un effort d'environ 1700 kN.

Les données recueillies par les rosettes (voir Figure 244) permettent de confirmer que la contrainte principale de compression est plus importante pour les rosettes 3 et 4 que pour les rosettes 1 et 2. De plus, comme dans le cas de la poutre BFUP B B, la présence d'un trainage de cisaillement se concrétise par une plus forte sollicitation (déformations principales de traction et de compression, déformation de cisaillement) des zones proches de la jonction (rosettes 1 et 4). Les mêmes phénomènes sont constatés sur les courbes représentant l'effort en fonction de l'angle entre la direction x et la contrainte principale de compression.



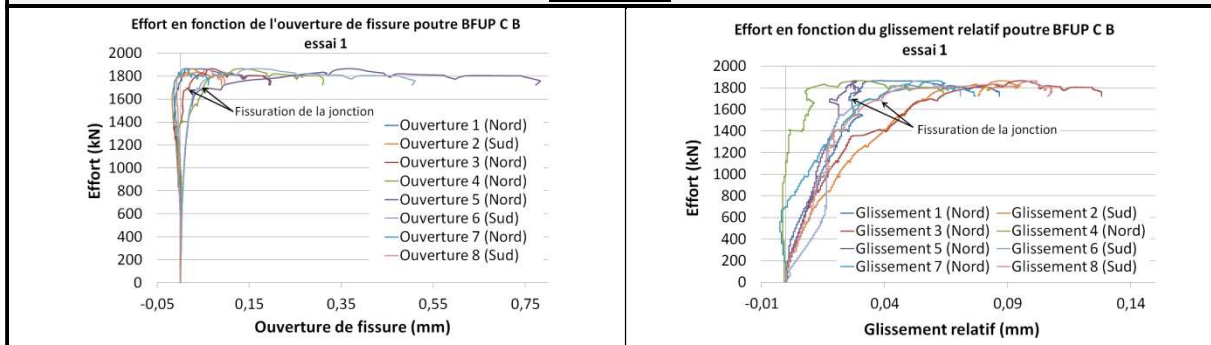
Rappel de l'implantation des capteurs sur les poutres en BFUP C



Relation effort – Ouverture de fissure (Essai 2)

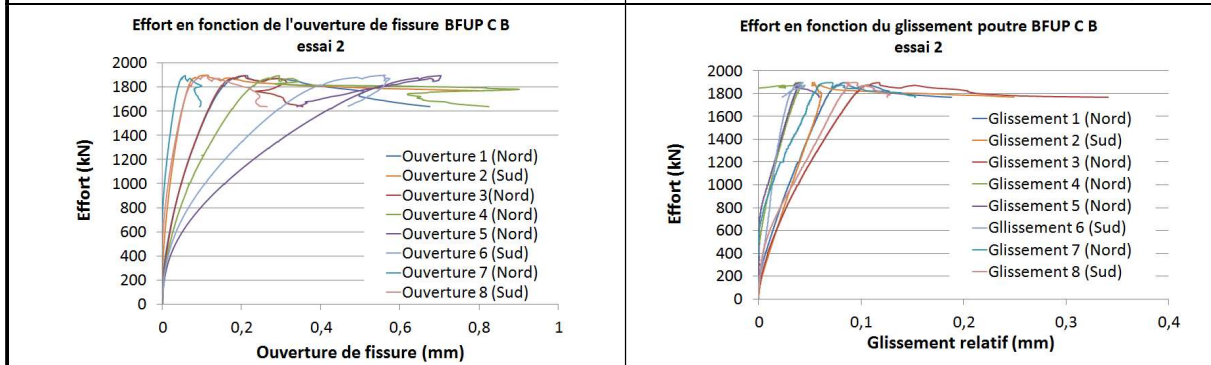
Relation Effort – Glissement (Essai 2)

BFUP C A



Relation effort – Ouverture de fissure (Essai 1)

Relation Effort – Glissement (Essai 1)

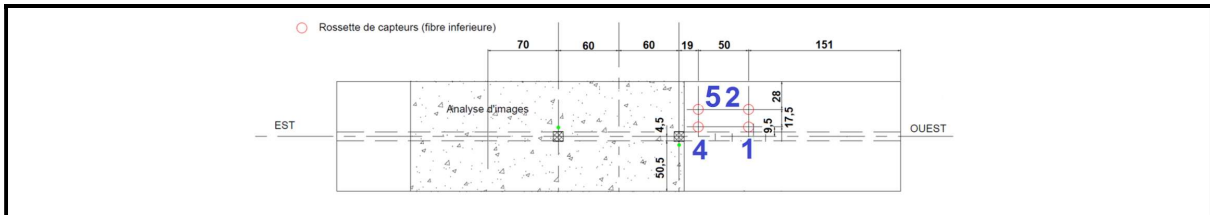


Relation effort – Ouverture de fissure (Essai 2)

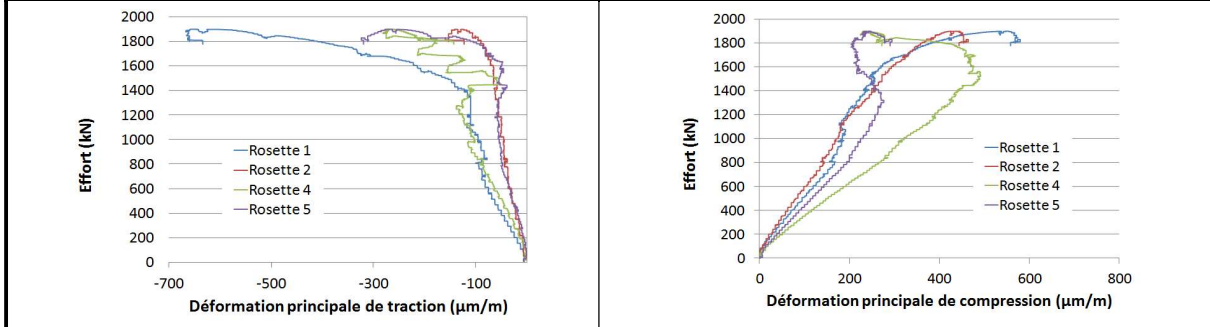
Relation Effort – Glissement (Essai 2)

BFUP C B

Figure 243: Evolution de la fissuration au droit de la jonction poutre BFUP C A

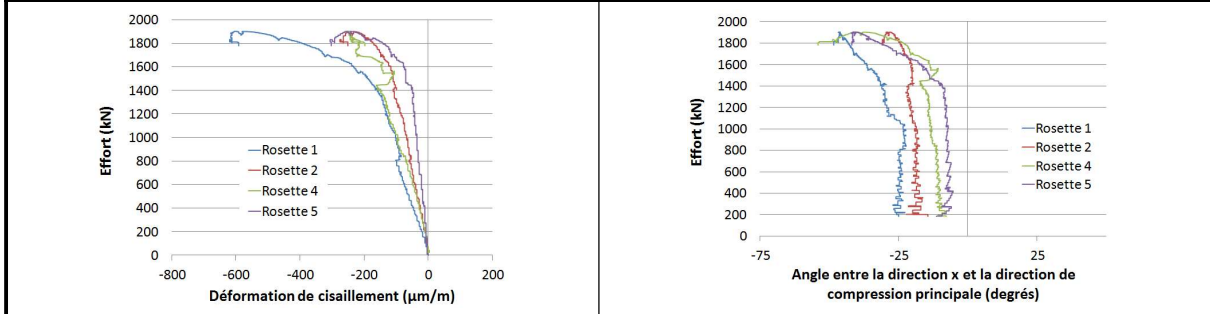


Rappel sur l'implantation des rosettes sur les poutres en BFUP C



Effort – ϵ_1

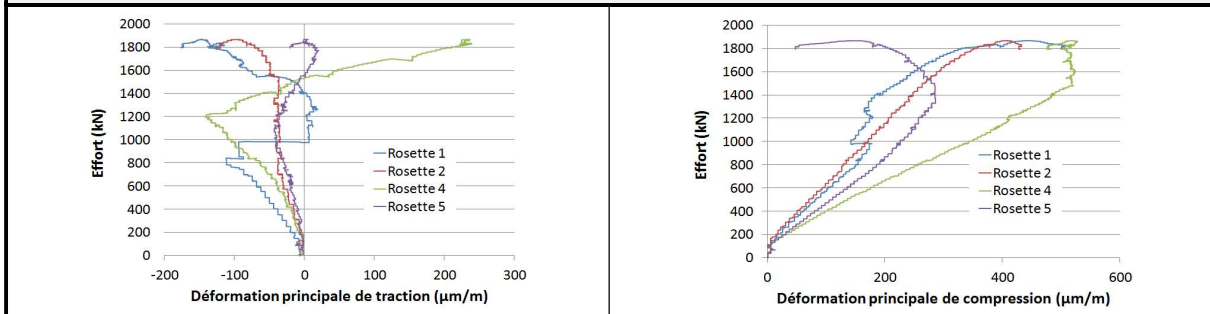
Effort – ϵ_2



Effort – ϵ_{xy}

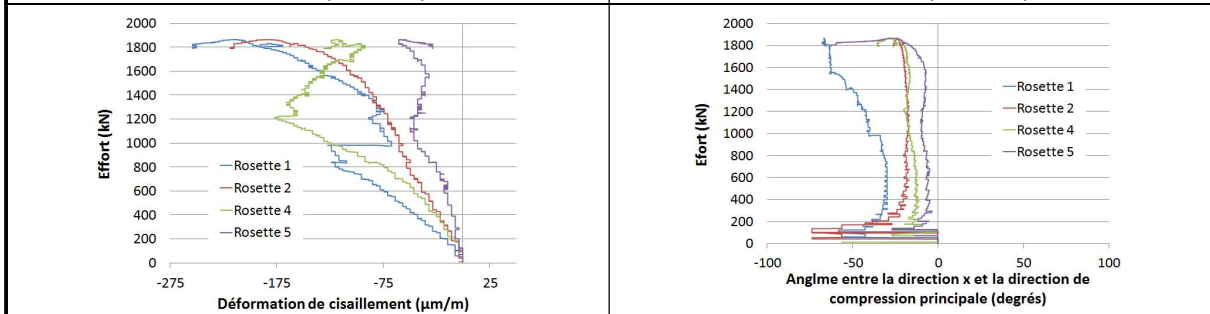
Effort – θ

BFUP C A



Effort – ϵ_1 (essai 1)

Effort – ϵ_2 (essai 1)



Effort – ϵ_{xy} (essai 1)

Effort – θ (essai 1)

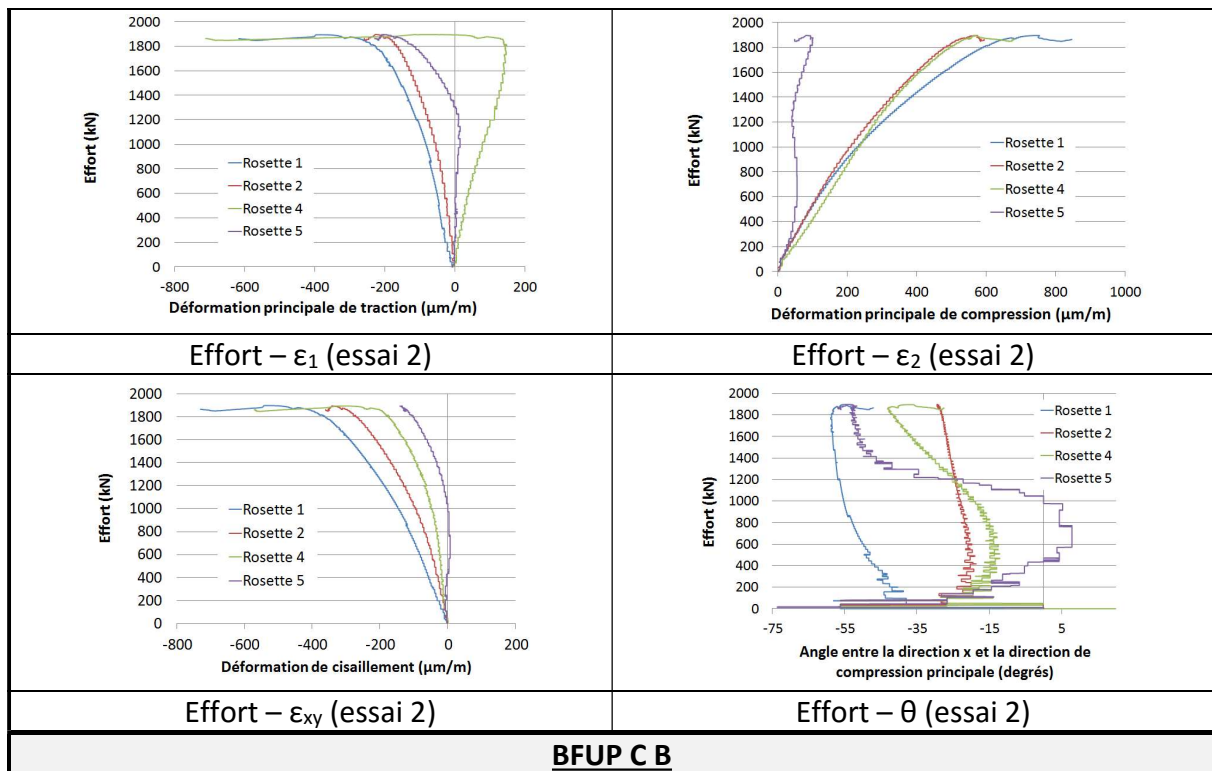


Figure 244: Données recueillies par les rosettes, poutre BFUP C A

4.3.3.2. Synthèse sur le comportement des poutres en BFUP C

Le Tableau 51 présente l'enchaînement chronologique des différents mécanismes qui sont apparus lors des essais.

<u>Mécanisme</u>	<u>Effort (kN)</u>		<u>Flèche au centre (mm)</u>	
	<u>A</u>	<u>B</u>	<u>A</u>	<u>B</u>
Fissuration en traction diagonale	750	750	2,7	2,7
Fissuration de la jonction (zone de moment constant)	1550	1700	12,7	17,7
Fissuration de la jonction (portée d'effort tranchant)	1750		18,5	
Fissuration en arêtes de poisson	1720	1720	17,6	18,2
Effort max.	1900	1870	30,1	25,5

Tableau 43: Evolution chronologique du processus de rupture des poutres en BFUP C

4.3.4. Synthèse

Le fonctionnement mécanique de toutes les poutres a comporté des étapes similaires qu'il est possible de décrire comme suit :

- Dans l'âme : apparition de la fissuration diagonale puis saturation de celle-ci. Potentielle localisation de l'endommagement dans certaines fissures en fonction de la résistance de la poutre dans les autres modes de rupture.
- Dans la table :
 - o apparition d'une fissuration longitudinale de fendage dans la zone de moment constant puis propagation de cette fissuration dans les portées d'effort tranchant,
 - o fissuration en arêtes de poisson à la jonction (propagation des fissures diagonales de l'âme dans la table),
 - o localisation de l'endommagement de cisaillement longitudinal dans une fissure longitudinale au droit de la jonction et glissement relatif entre l'âme et la table.
- Dans le talon : ouverture possible de fissures de flexion.
- Dans la table en zone de moment constant : rupture possible par écrasement du béton.

Il est satisfaisant de constater que l'objectif initial de ces essais et du dimensionnement des corps d'épreuve a été atteint avec une rupture ou un endommagement important de la jonction « âme-table » vis-à-vis de la sollicitation de cisaillement longitudinal. En effet, ce type de rupture est difficile à obtenir expérimentalement.

Cependant, le processus d'endommagement de la jonction « âme-table » et de rupture de celle-ci n'a pas toujours pu être mené à terme compte tenu de la plus ou moins grande résistance des poutres vis-à-vis des autres modes de rupture.

Les efforts pour lesquels sont apparus les différents mécanismes de ruine évoqués ci dessus ainsi que les flèches correspondantes sont résumés dans le Tableau 44 pour l'ensemble des poutres.

Mécanisme	Effort (kN)						Flèche au centre (mm)					
	BFUP A		BFUP B		BFUP C		BFUP A		BFUP B		BFUP C	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Fissuration en traction diagonale	600	450	450	450	750	750	2,5	1,8	1,5	2,1	2,7	2,7
Fissuration de la jonction (zone de moment constant)	800	810	1380	1350	1550	1700	4,3	4,6	7	7,2	12,7	17,7
Fissuration de la jonction (portée d'effort tranchant)					1750						18,5	
Fissuration en arêtes de poisson	-	1 010	1170	1570	1720	1720	-	10,3	4,9	10,8	17,6	18,2
Effort max.	1 210	1 110	1880	1950	1900	1870	17,0	15,0	22,7	23,3	30,1	25,5

Tableau 44: Evolution chronologique du processus de rupture des poutres

Lorsque la résistance en cisaillement longitudinal de la jonction « âme-table » est bien inférieure à la résistance en tranchant vertical de l'âme, la séparation de l'âme et de la table est nette et rapide (cas des poutres en BFUP A). Lorsque la résistance en cisaillement longitudinal est proche de la résistance en tranchant vertical, les deux modes de rupture peuvent intervenir simultanément (cas de la poutre BFUP B A). Dans ce cas, le glissement de la table par rapport à l'âme intervient depuis la zone de moment constant jusqu'à l'about de la poutre en progressant de proche en proche : l'ensemble du déplacement de la table par rapport à l'âme est repris par l'ouverture d'une fissure d'effort tranchant vertical dans l'âme jusqu'à ce que la section fissurée soit suffisamment sollicitée et que le glissement de la table se poursuive jusqu'à une autre fissure d'effort tranchant dans l'âme.

Lorsque la résistance à la flexion longitudinale est inférieure à la résistance de la jonction, une fissuration de fendage apparaît dans la jonction, dans la zone de moment constant puis se propage dans les portées d'effort tranchant. La rupture intervient prématurément en flexion (en pivot A ou en pivot B) sans que l'endommagement de la jonction n'ait pu se développer complètement (poutres en BFUP C).

Dans aucun des cas testés, la rupture n'est intervenue par le développement d'un schéma de treillis dans la table.

Quel que soit le mode de rupture rencontré, le comportement global des poutres (loi « Effort – flèche ») est répétable pour chacun des matériaux (voir Figure 245). La variation des résistances est, de plus, cohérente avec l'évolution de la quantité de fibres dans les différents matériaux. Elle ne l'est cependant pas forcément avec les résistances au cisaillement pur constatée sur les prismes sciés. En effet, le BFUP C présente une résistance au cisaillement pur (à l'échelle du matériau) inférieure à celle du BFUP B. Cet ordre de priorité ne se retrouve pas dans la résistance des jonctions à l'échelle structurale : les jonctions des poutres en BFUP C sont moins endommagées que celles des poutres en BFUP B alors que l'effort sollicitant global est équivalent. Cette différence met en évidence la présence de phénomènes structuraux qui influence fortement le comportement des jonctions.

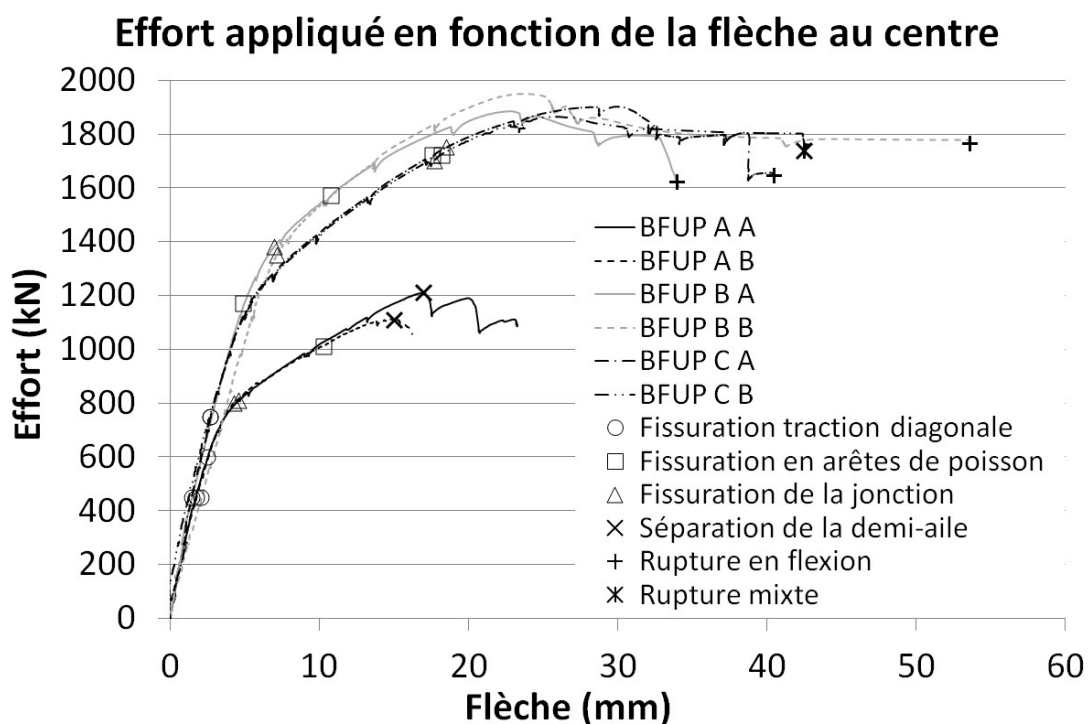


Figure 245: Lois "Effort appliqué - flèche au centre"

L'apparition de chacun des mécanismes de comportement pour chacune des poutres testées est représentée sur le diagramme Effort-Flèche de la Figure 245.

L'exploitation des différents moyens d'instrumentation mis en place au cours des essais a permis de mettre en évidence la présence d'un trainage de cisaillement (la déformation de cisaillement étant plus importante à proximité de la jonction qu'à l'extrémité de la table). Ce même phénomène est également constaté grâce à l'étude de la déformation principale de compression ou de traction.

4.4. Confrontation des résultats à différents modèles analytiques

4.4.1. Approche « contrainte-déformation » : comparaison avec le modèle développé

L'objectif de cette partie est de modéliser le comportement élastique puis non linéaire des poutres en T. Les résultats expérimentaux sont confrontés, dans la suite, aux résultats fournis par le modèle analytique développé dans le cadre de cette thèse et présenté au chapitre 2. Cette modélisation constitue une approche en « contrainte-déformation » puisqu'elle considère un caractère multifissurant du BFUP en traction avec une absence de localisation de l'endommagement.

Dans un premier temps, une réflexion sur l'applicabilité du modèle (dans le cadre précis des géométries de poutres et des matériaux considérés ici) est présentée. Cette réflexion s'accompagne de la présentation des lois de comportement en traction retenues pour chacun des matériaux.

La suite de cette partie est consacrée à la comparaison des résultats ainsi qu'à la proposition d'une évolution du modèle.

4.4.1.1. Applicabilité du modèle et hypothèses de calcul

Le domaine de définition du modèle mis au point et présenté au chapitre 2 est restreint aux BFUP multifissurants ou plus exactement multimicrofissurants à l'échelle de la structure (approche en « contrainte-déformation »).

Les relevés de fissures présentés à la section 4.3 montrent que l'ensemble des poutres testées ont présenté un comportement dans l'âme que l'on peut qualifier de multimicrofissurant.

La restriction du domaine de définition aux BFUP multimicrofissurants étant principalement due aux hypothèses d'adaptation de la MCFT (calcul de flexion – tranchant longitudinal), le modèle semble ainsi pouvoir être appliqué à l'ensemble des poutres testées.

Cependant, ce comportement multimicrofissurant observé expérimentalement lors des essais sur poutres est la conséquence de phénomènes structuraux (Baby, 2012) et ne se retrouve pas à l'échelle du matériau. En effet, les essais menés sur prismes sciés dans l'âme n'ont pas démontré un comportement écrouissant des BFUP en traction caractérisé par une multimicrofissuration. Cette différence de comportement ne remet pas en cause l'utilisation du modèle pour l'étude du comportement des poutres mais pose question quant à la définition des caractéristiques mécaniques permettant de construire les lois de comportement et notamment les déformations ultimes acceptables pour ce type de matériau. Il est difficile de déterminer avec certitude la loi la plus représentative du fonctionnement du matériau dans les poutres. Plusieurs lois de comportement ont été construites et testées.

L'allure de la loi de comportement prise en compte dans le modèle est présentée à la Figure 246. Une présentation plus détaillée en a été effectuée à la section 2.3.1.1.1.2).

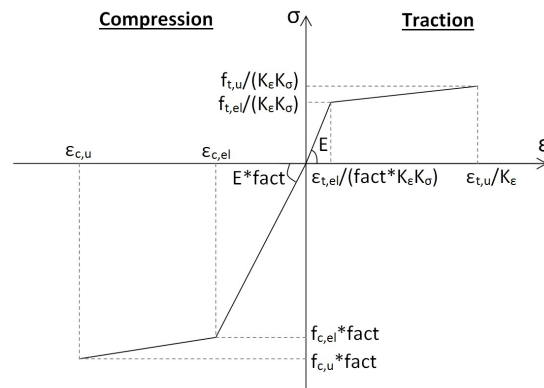


Figure 246: Loi de comportement du BFUP

Afin de construire complètement la loi de comportement de chacun des matériaux, il est nécessaire de déterminer pour chacun d'entre eux : K_ε , K_σ , $f_{t,el}$, $f_{t,u}$, $\varepsilon_{t,u}$, E , $f_{c,el}$ et $f_{c,u}$.

Le faible nombre de prismes prélevés dans les poutres n'a pas permis de déterminer les coefficients K_ε et K_σ .

Dans le cas idéal où le comportement des prismes sciés dans l'âme est multimicrofissurant, les grandeurs caractéristiques du comportement du BFUP en traction doivent être déterminées en réalisant une analyse inverse en « Contrainte – Déformation ». Dans notre cas, cette détermination ne peut pas être aussi directe car le comportement des prismes sciés dans l'âme s'est révélé multimacrofissurant en flexion 4 points.

Cette différence de comportement implique une incertitude dans la définition des lois de comportement. Afin d'approcher au mieux le comportement réel des différents BFUP dans les poutres, quatre lois de comportement ont été construites et utilisées pour modéliser le comportement des poutres (voir Figure 247 et Tableau 45) :

- La première loi de comportement (**loi 1**) est issue d'une analyse inverse en « Contrainte – Déformation » des essais de flexion quatre points sur les prismes sciés. La loi de comportement obtenue est approchée par une loi bilinéaire (Baby, 2012) :
 - o La partie élastique est reconstruite en considérant que le module est identique au module en compression.
 - o Une régression linéaire est réalisée dans la partie post-élastique de la loi de comportement expérimentale.
 - o La limite élastique est considérée correspondre à l'intersection des deux droites évoquées précédemment.
 - o La limite ultime de déformation est prise au moment où l'on constate une baisse irréversible de la résistance.
- La deuxième loi de comportement (**loi 2**) considère les mêmes valeurs de limite élastique et de résistance que la première mais prend en compte une déformation ultime de 9mm/m.
- La limite élastique et la résistance prises en compte pour définir la troisième loi de comportement (**loi 3**) sont issues des lois de comportement obtenues à partir d'une analyse inverse en « Contrainte-Déformation » des résultats des essais de flexion quatre point sur prismes moulés auxquels est appliqué le facteur $f_{t,u \text{ scié}}/f_{t,u \text{ moulé}}$ (la donnée correspondant aux prismes sciés est obtenue à partir d'une analyse inverse en « Contrainte-Ouverture de fissure »).

La déformation ultime est prise égale à la valeur correspondante, lors des essais sur prismes moulés, à une localisation de l'endommagement.

- La quatrième loi de comportement (**loi 4**) reprend la limite élastique et la résistance de la troisième loi de comportement mais considère une déformation ultime égale à 9 mm/m.

Compte tenu de l'absence de prismes de caractérisation moulés pour le BFUP A, les lois 3 et 4 n'ont pas pu être déterminées pour ce matériau.

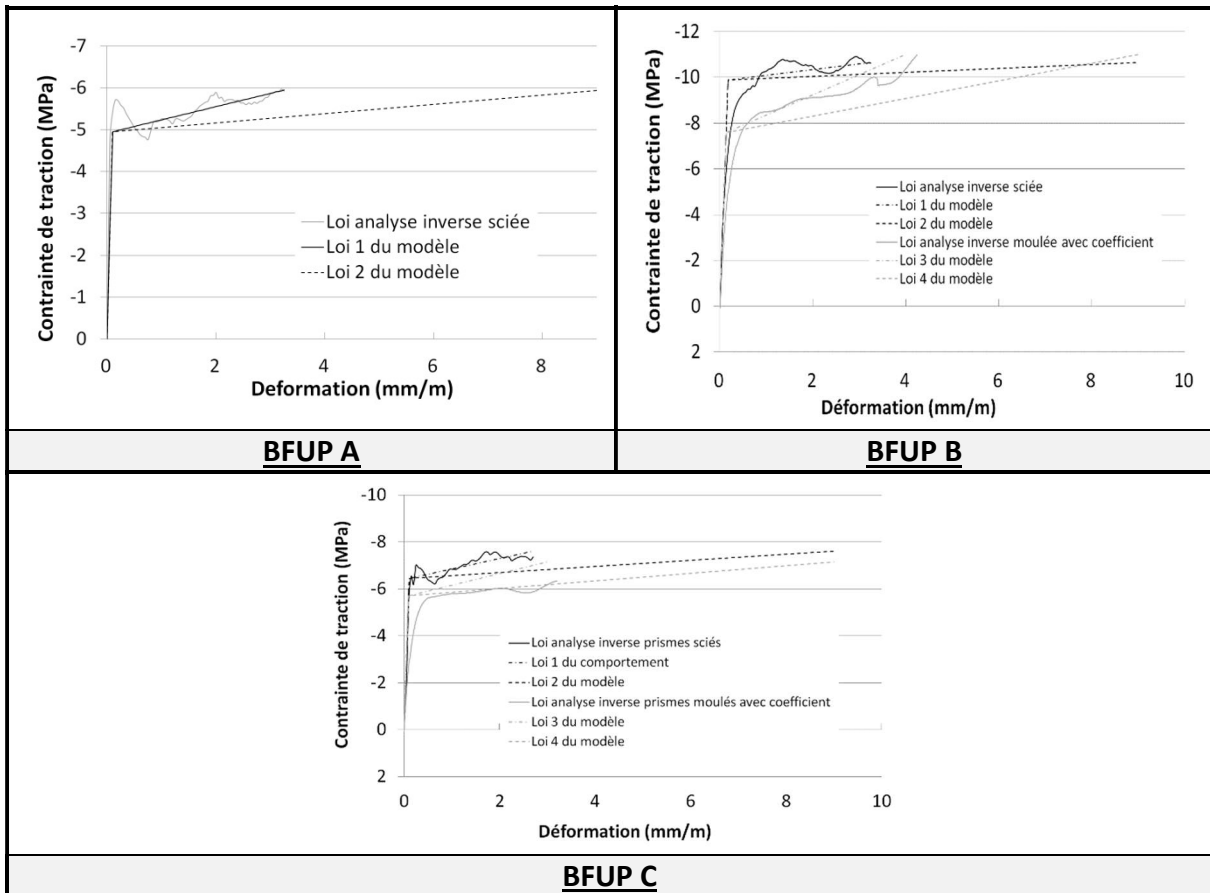


Figure 247: Lois de comportement retenues pour les matériaux BFUP

Matériau	Loi	$f_{t,el}$ (MPa)	$f_{t,u}$ (MPa)	ϵ_u (mm/m)
BFUP A	1	4,95	5,94	3,25
	2			9
BFUP B	1	9,9	10,66	3,25
	2			9
	3	7,6	11	4
	4			9
BFUP C	1	6,44	7,6	2,7
	2			9
	3	5,7	7,14	3
	4			9

Tableau 45: Caractéristiques des lois de comportement utilisées pour chaque BFUP

La raison d'être de chacune de ces lois est détaillée comme suit :

- La **loi 1** est issue des essais sur prismes sciés dans l'âme, la limite élastique et la résistance obtenues sont donc les plus représentatives possibles de celles qui peuvent diriger le comportement des poutres. Cependant, le comportement multimicrofissurant constaté lors des essais sur prismes de flexion ne permet pas de retranscrire le comportement du matériau dans la poutre de manière complète. En effet, la limite de déformation $\varepsilon_{t,u}$ est plus faible lors des essais sur prismes que celle constatée lors des essais sur poutres.
- La **loi 2** reprend la même limite élastique et la même résistance ultime que la loi 1 et conserve ainsi la bonne représentativité du comportement du matériau dans les poutres. Cependant, dans l'objectif de mieux représenter la capacité de déformation du matériau dans les poutres, la déformation ultime en traction est augmentée et prise égale à 9 mm/m.
- La **loi 3** permet de se rapprocher au plus près de la méthode de calcul « opérationnelle » utilisée lors des phases de dimensionnement d'ouvrages réels [(AFGC, 2013) et (AFNOR, 2016a)]. En effet, elle est basée sur l'analyse de prismes moulés avec l'application d'un coefficient K.
- La **loi 4** reprend la même limite d'élasticité et la même résistance que la troisième loi de comportement en portant la déformation ultime à 9 mm/m et permet ainsi de se rapprocher de la capacité de déformation du matériau dans la structure réelle.

Le choix de tester des lois de comportement avec les mêmes caractéristiques de résistance mais des caractéristiques de ductilité différente (lois 2 et 4) est issu du changement notable de comportement du matériau entre l'échelle du matériau et de la structure : la présence d'une multimicrofissuration à l'échelle de la structure témoigne d'une meilleure ductilité que dans le cas des essais matériau. Il est cependant difficile de déterminer de manière expérimentale la valeur de cette déformation ultime, le choix d'une déformation ultime de 9 mm/m (lois de comportement 2 et 4) est ainsi basée sur une étude paramétrique qui a montré que la modification de cette grandeur influe sur la ductilité du comportement de la poutre mais très peu sur l'allure de la courbe. Ainsi, une valeur par excès a été adoptée, il est toutefois possible d'appréhender l'effet de la réduction de ce paramètre en tronquant la loi obtenue. De plus, cette valeur de 9mm/m est du même ordre de grandeur que la valeur mesurée dans le cas d'un matériau présentant une multimicrofissuration à l'échelle du matériau (Baby, 2012).

Compte tenu de la nécessité de conserver une loi de comportement bijective, nous considérons également dans la loi de comportement prise en compte dans le modèle (hormis pour la partie « calcul en flexion longitudinale ») un comportement écrouissant du BFUP en compression. Ce phénomène n'est pas constaté expérimentalement, il est donc choisi de considérer une pente très faible : $f_{c,el}$ est pris égale à la résistance expérimentale et $f_{c,u} = f_{c,el} + 1$ MPa (voir Tableau 46).

Matériau	$f_{c,el}$ (MPa)	$f_{c,u}$ (MPa)
BFUP A	199,5	200,5
BFUP B	189,9	190,9
BFUP C	189,8	190,8

Tableau 46: Caractéristiques mécaniques des BFUP en compression

4.4.1.2. Comparaison des résultats expérimentaux

La validation du modèle développé dans le cadre de cette thèse par comparaison avec les résultats expérimentaux est réalisée à deux échelles :

- Une première échelle globale pour laquelle les courbes « Effort-Flèche au centre » expérimentales et théoriques sont comparées.
- Une seconde échelle plus locale où les données fournies par les rosettes de déformation sont comparées aux prévisions du modèle. Ces grandeurs ont été choisies comme les plus représentatives du mécanisme étudié.

4.4.1.2.1. Comparaison des réponses au niveau global « Effort-flèche »

La comparaison réalisée entre les courbes « Effort – Flèche au centre » déterminées expérimentalement et analytiquement est présentée sur la Figure 248.

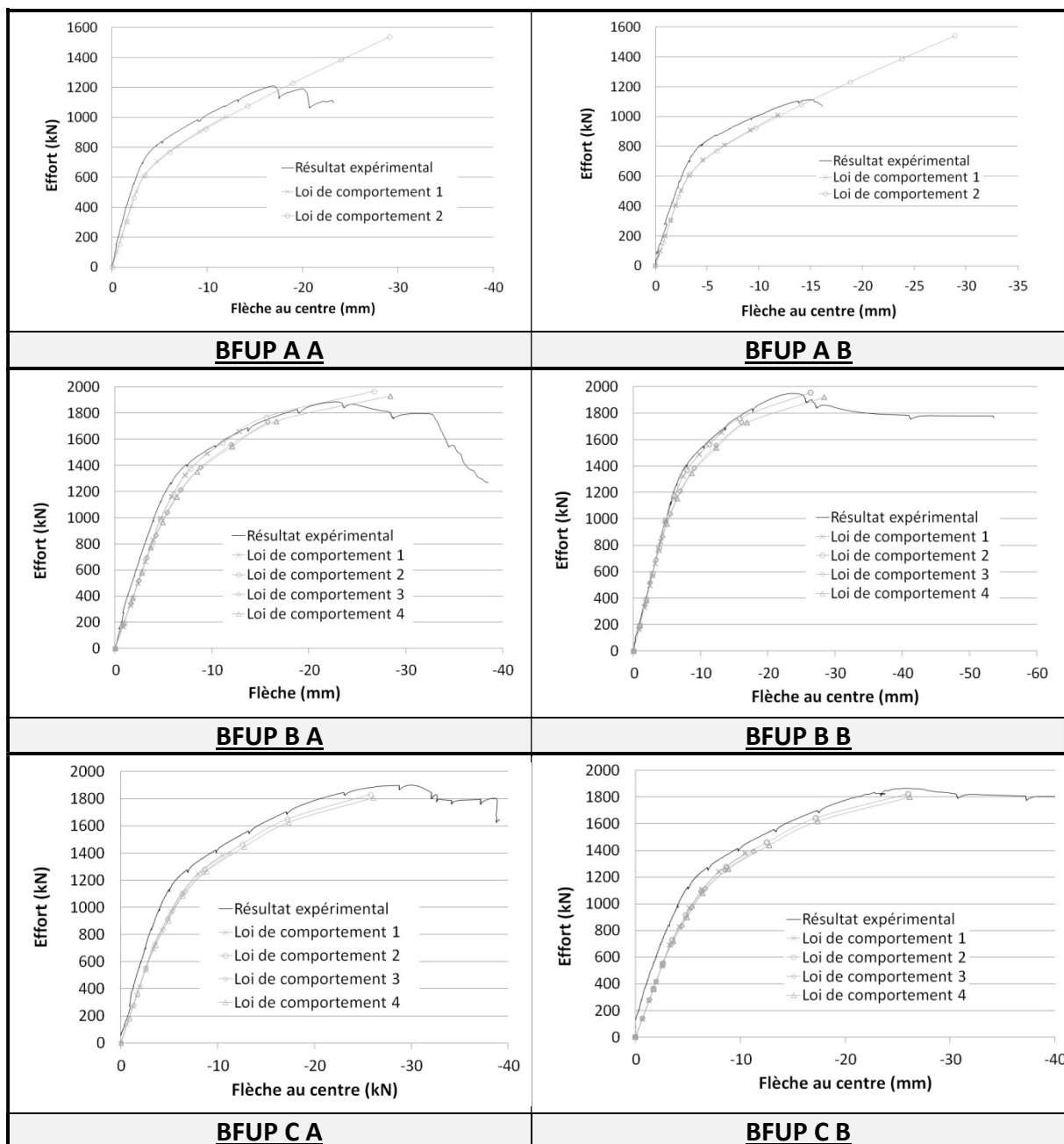


Figure 248: Comparaison modélisation-expérimental des courbes "Effort-flèche"

Le modèle permet d'obtenir une bonne représentativité du comportement global des poutres. Pour le BFUP A, l'utilisation de la loi de comportement 2 conduit à une surestimation notable de la résistance des poutres. Cette surestimation est due à la prise en compte d'une ductilité du matériau plus importante que ce qui se produit réellement et qui fait donc perdre de la représentativité au modèle. Pour ce matériau, la loi de comportement 3 semble mieux adaptée. Pour se rapprocher de la réponse réelle, il suffit d'interrompre la courbe à un niveau d'effort ou de flèche déterminé. La déformation ultime en traction ainsi ajustée a posteriori serait proche de 5,5 mm/m.

Pour les BFUP B et C, la prise en compte d'une déformation ultime de 9mm/m (lois de comportement 2 et 4) permet une assez bonne estimation du comportement général des poutres jusqu'à leur maximum de capacité portante.

La comparaison des diagrammes « Effort-flèche » permet en tout état de cause de valider l'implémentation du modèle et de confirmer que les lois de comportement étudiées sont raisonnables. Elle n'est cependant pas suffisante pour s'assurer de la représentativité du modèle proposé dans la jonction et/ou dans la table des poutres. Pour y contribuer, les états de déformation mesurés par les rosettes de capteurs sont confrontés à ceux prévus par le modèle.

4.4.1.2.2. Comparaison des déformations de la table

Nous comparons dans cette partie les déformations de la table prévues par le modèle et celles constatées expérimentalement. Nous considérons successivement les résultats du modèle basé sur une approche en trois dimensions (voir section 2.3) et ceux du modèle issus d'une approche en deux dimensions dans le plan de la table (voir section 2.4).

Nous illustrons cette partie par quelques exemples représentatifs, l'ensemble des courbes comparatives sont données en annexe 5.

La comparaison des résultats doit être réalisée en gardant à l'esprit que la mesure réalisée par les rosettes est très locale et qu'elle est donc rapidement parasitée par des effets locaux (fissuration locale, diffusion des efforts...). Il est également important de noter que les essais réalisés ne mettent pas en œuvre de flexion transversale ce qui conduit à des déformations (notamment transversales) très faibles. La présence d'une flexion transversale aurait très probablement changé l'ordre de grandeur des déformations constatées et, par la même occasion, aurait mieux permis d'apprécier l'écart entre mesure et calcul.

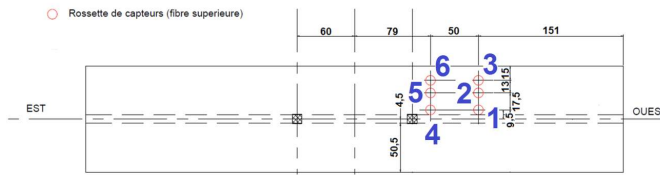
4.4.1.2.2.1. Approche en trois dimensions

La comparaison des résultats expérimentaux aux résultats analytiques est présentée à la Figure 249. Cette comparaison permet de conclure que :

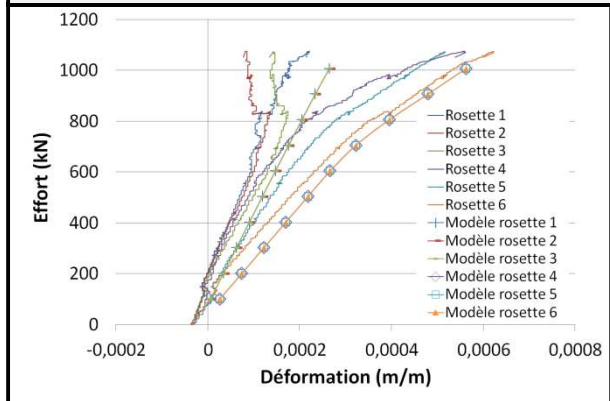
- Le modèle prédit de manière acceptable les déformations longitudinales (ϵ_x) et transversales (ϵ_y).
- Les déformations de cisaillement (ϵ_{xy}) sont souvent sous estimées par le modèle (BFUP A A par exemple à la Figure 249) ; elles sont parfois proches des valeurs enregistrées

par les rosettes situées dans la zone la plus régularisée (rosettes les plus éloignées de la table – voir le comportement de la poutre BFUP B A sur la Figure 249).

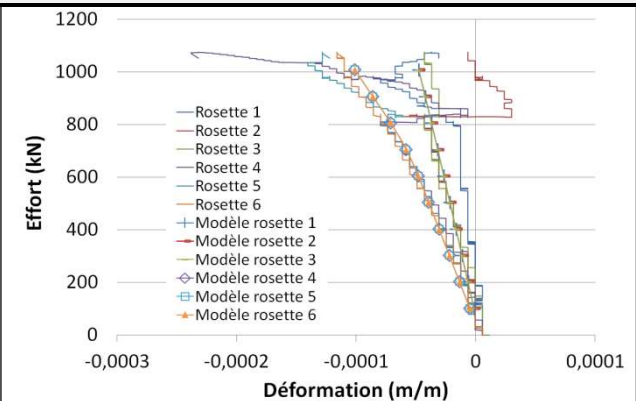
- Comme le modèle ne prend pas en compte les effets locaux et notamment les effets dus au trainage de cisaillement dans la table, la variation expérimentale de la déformation de cisaillement en fonction de l'éloignement des rosettes de la jonction, n'est pas retranscrite.
- L'utilisation des différentes lois de comportement du BFUP ne change pas les ordres de grandeurs et/ou les conclusions évoquées ci-dessus (comme le montre la Figure 249 qui présente les résultats obtenus pour l'ensemble des lois de comportement pour la poutre BFUP B A).



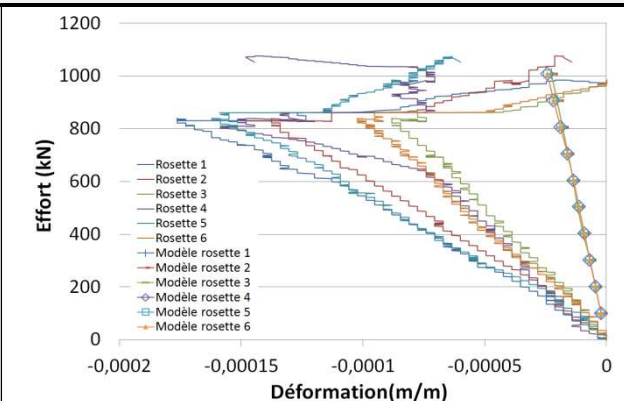
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A A et B A



Effort - ϵ_x

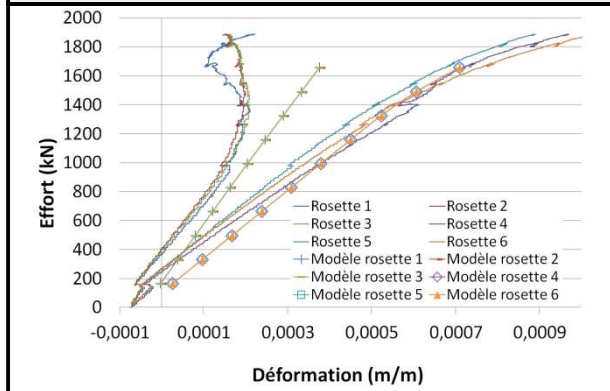


Effort - ϵ_y

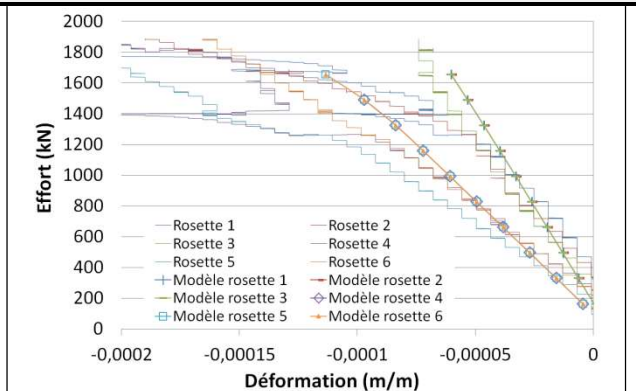


Effort - ϵ_{xy}

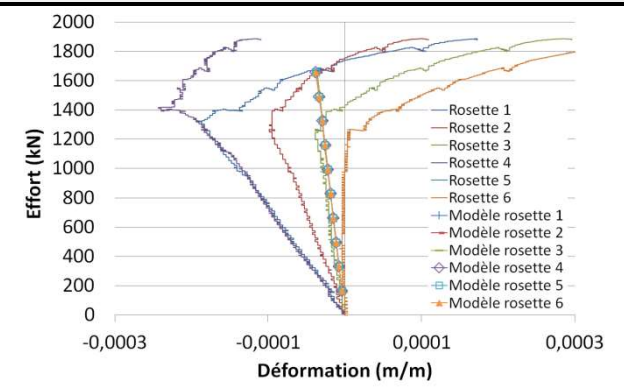
BFUP A A, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x



Effort - ϵ_y



Effort - ϵ_{xy}

BFUP BA, loi de comportement 1

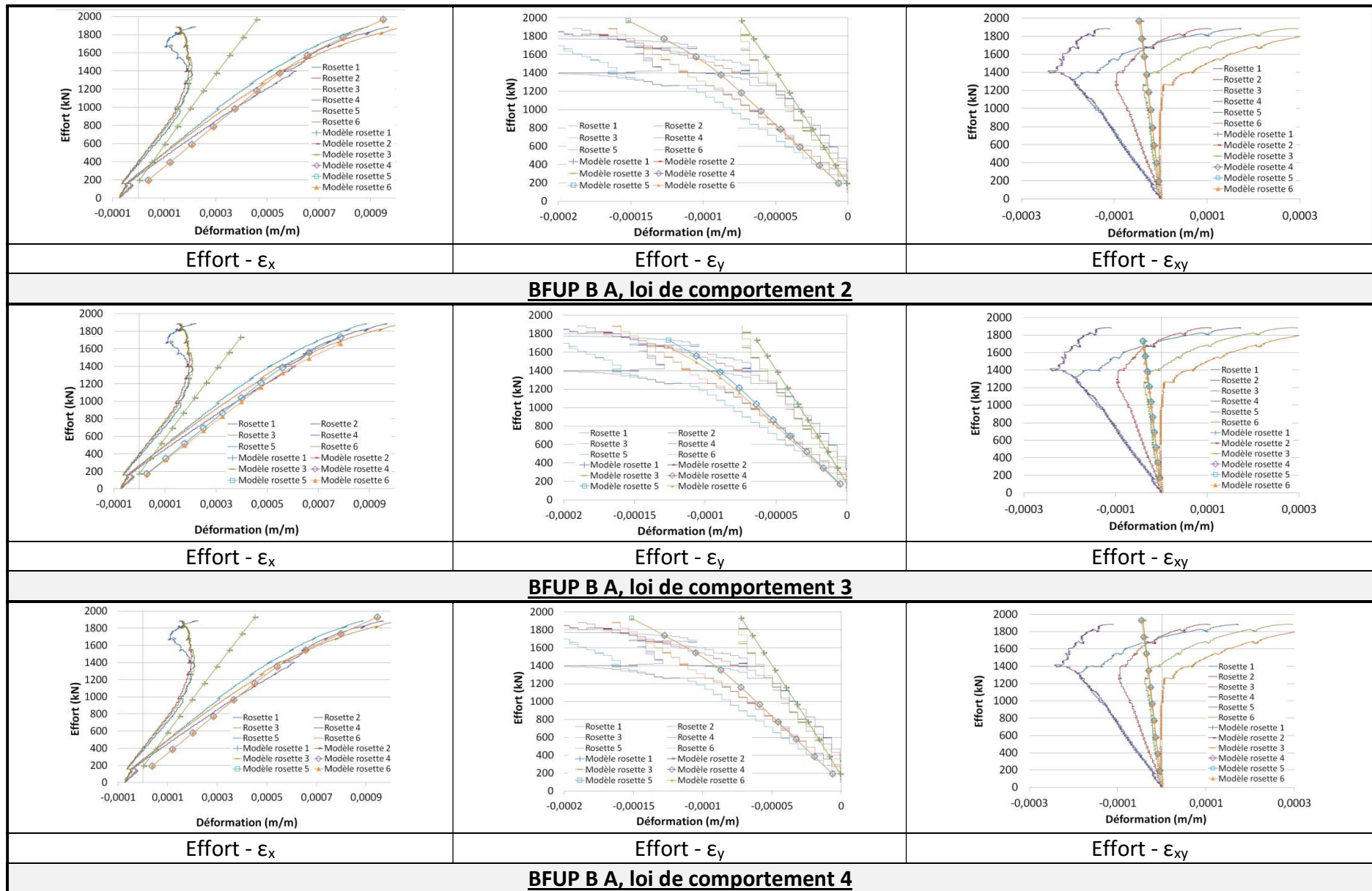


Figure 249: Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques pour les poutres BFUP A et B (approche en trois dimensions)

Comme les résultats du modèle approchent raisonnablement la réponse expérimentale mais que la déformation de cisaillement est tout de même fortement sous estimée, nous proposons de modifier comme suit la méthode de calcul de la contrainte de cisaillement longitudinal dans la table.

Compte tenu du profil de répartition des contraintes de cisaillement dans un profil ouvert (l'effort tranchant vertical implique une contrainte de cisaillement τ_{xy} dans chaque demi-aile) et de la symétrie du tenseur des contraintes ($\tau_{xy} = \tau_{yx}$), l'implémentation initiale du modèle conduit à une convergence vers une valeur proche de :

$$\tau_{xy} = \frac{V}{y_{plast} b(z)}$$

Avec :

V l'effort tranchant vertical,

y_{plast} le bras de levier des efforts internes,

$b(z)$ la largeur de la section à la hauteur z considérée (dans la jonction, cette grandeur est égale à la largeur totale de la table).

Cette valeur est représentative de la contrainte de cisaillement verticale présente dans l'âme de la poutre. Cependant, compte tenu de la largeur importante de la table, cette contrainte est très faible et non représentative de la sollicitation réelle de la jonction en cisaillement longitudinal.

Afin de mieux approcher la valeur de la contrainte de cisaillement longitudinal présente dans la table, il a été décidé de la déterminer à partir du flux de cisaillement présent en haut de l'âme.

En réalisant une étude mécanique plus fine, les contraintes de cisaillement $\tau_{âme}$ et τ_{table} peuvent être définies de la manière suivante (voir Figure 250) :

$$\tau_{âme} = \frac{V\mu(\text{table complète})}{I b_{âme}}$$

$$\tau_{table} = \frac{V\mu(\text{demi-table})}{I e_{table}}$$

Avec :

V l'effort de cisaillement sollicitant,

μ le moment statique,

I le moment d'inertie,

$b_{âme}$ largeur de l'âme (voir Figure 250),

e_{table} l'épaisseur de la table (voir Figure 250).

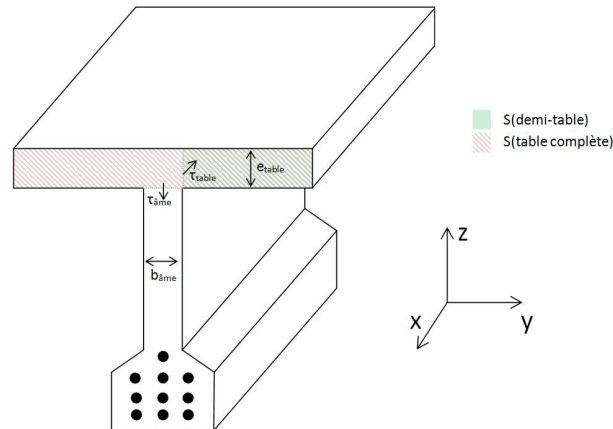


Figure 250: Définition des grandeurs nécessaires à la détermination de la contrainte de cisaillement

Ainsi, la contrainte de cisaillement peut être déterminée par :

$$\tau_{table} = \tau_{âme} \frac{b_{âme}}{e_{table}} \frac{S(demi - table)}{S(table complète)}$$

Avec :

S la surface d'une partie de la section (voir Figure 250)

La Figure 251 présente les résultats obtenus pour les poutres BFUP A A et BFUP B A après modification de l'algorithme de calcul. Afin de mieux appréhender la différence impliquée par cette évolution, nous présentons les résultats obtenus pour les mêmes combinaisons matériau/poutre/loi de comportement que dans la Figure 249.

Dans la suite, les résultats issus d'un calcul mettant en œuvre la première méthode de détermination de la contrainte de cisaillement dans la table seront identifiés « calcul I », ceux issus de la mise en œuvre de la deuxième méthode de détermination de la contrainte de cisaillement le seront par « calcul II ».

La modification de l'algorithme de calcul a faiblement impacté la détermination des déformations longitudinales et transversales pour les rosettes 2 et 5. L'estimation des déformations longitudinales et transversales au droit des rosettes 1 et 4 est similaire pour les deux modes de calculs de la contrainte de cisaillement jusqu'à ce qu'une forte non linéarité apparaisse (dans le cadre du modèle) : lorsque les déformations longitudinales et notamment la contrainte de compression dans la table sont faibles en raison d'une flexion longitudinale peu marquée (section à proximité des appuis inférieurs), la présence d'une contrainte de cisaillement importante conduit à une augmentation importante de la contrainte principale de traction. Ce phénomène fait augmenter de façon importante l'ensemble des déformations dans le repère (x, y, z) et conduit (d'après le modèle) à la rupture de la poutre (ce phénomène est présent sur l'ensemble des poutres de la Figure 251). Cependant, ce phénomène est local et des phénomènes de redistribution d'effort permettent de ne pas mener immédiatement à la ruine dans la réalité. De plus, près de l'appui, les efforts ne sont pas régularisés dans la section, il est donc possible que la jonction ne soit pas sollicitée aussi fortement en cisaillement longitudinal que ce qui est pris en compte dans le modèle.

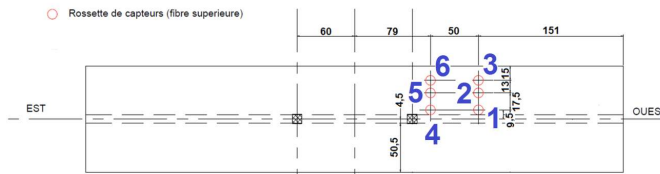
Alors que le premier mode de détermination de la contrainte de cisaillement dans la table mène à une forte sous estimation de la déformation de cisaillement au niveau de la jonction, la méthode présentée ici semble la surestimer. Cependant, l'écart relatif constaté est plus faible.

De plus, pour le « calcul II », la contrainte de cisaillement prise en compte revient à une contrainte moyenne sur l'épaisseur de la table. La mesure étant réalisée à la surface de la poutre, il est probable que la déformation de cisaillement y soit plus faible qu'au cœur de la table.

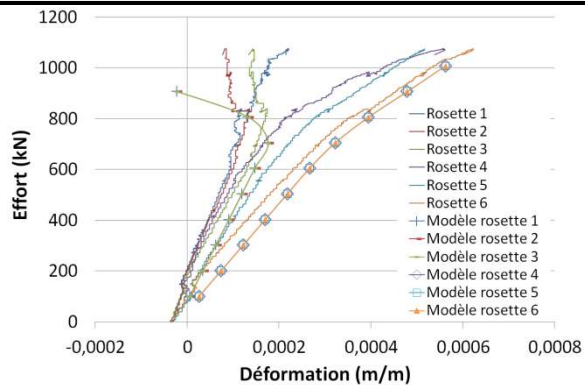
Malheureusement, une approche en trois dimensions ne nous permet pas de comparer les valeurs des déformations principales. En effet, la mesure expérimentale a été réalisée en deux dimensions dans le plan de la table alors que pour l'approche analytique en trois dimensions les directions principales ne correspondent pas forcément au plan de la table ce qui rend la comparaison des valeurs principales incohérente.

Comme cela a été évoqué au chapitre 2, une variante du programme a été développée en considérant que le comportement de la table est bidimensionnel dans le plan de la table. Cette hypothèse permet de réduire le temps de calcul et semble d'autant plus acceptable qu'il n'y a pas de flexion transversale (et donc aucun cisaillement vertical dans la table).

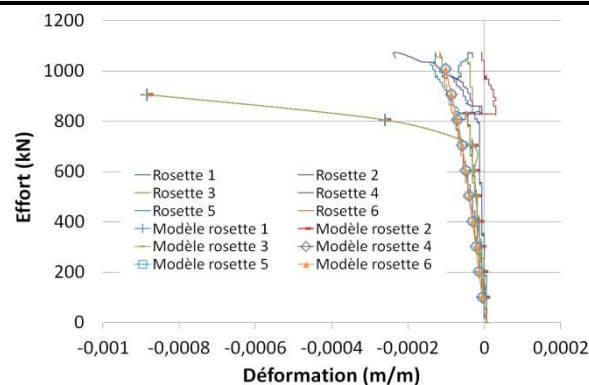
Nous présentons dans la suite une comparaison des résultats expérimentaux et des résultats de ce modèle bidimensionnel.



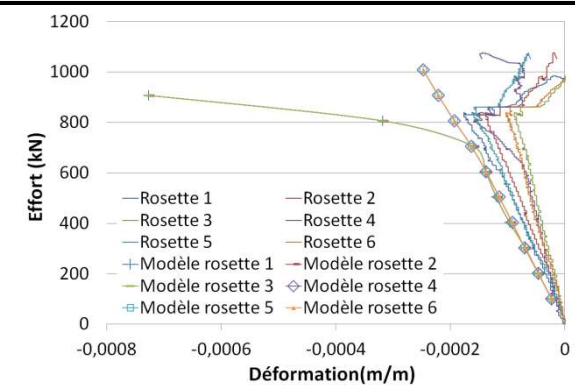
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A A et B A



Effort - ϵ_x

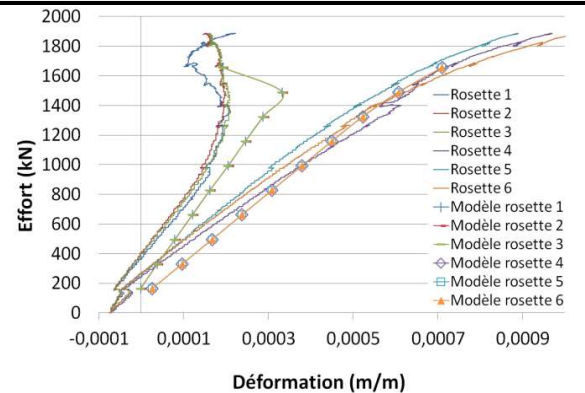


Effort - ϵ_y

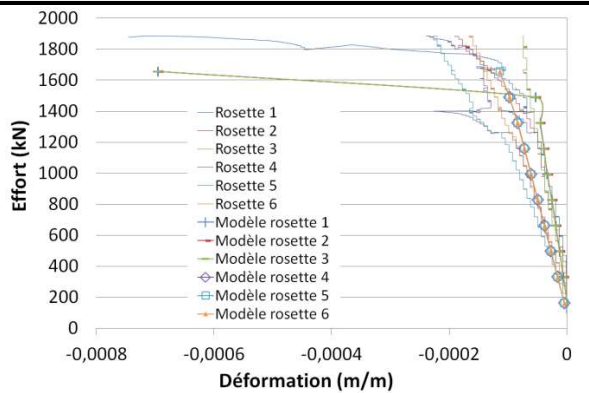


Effort - ϵ_{xy}

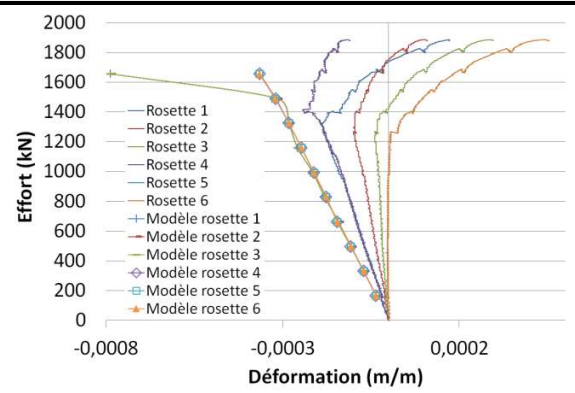
BFUP A A, calcul II, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x



Effort - ϵ_y



Effort - ϵ_{xy}

BFUP BA, calcul II, loi de comportement 1

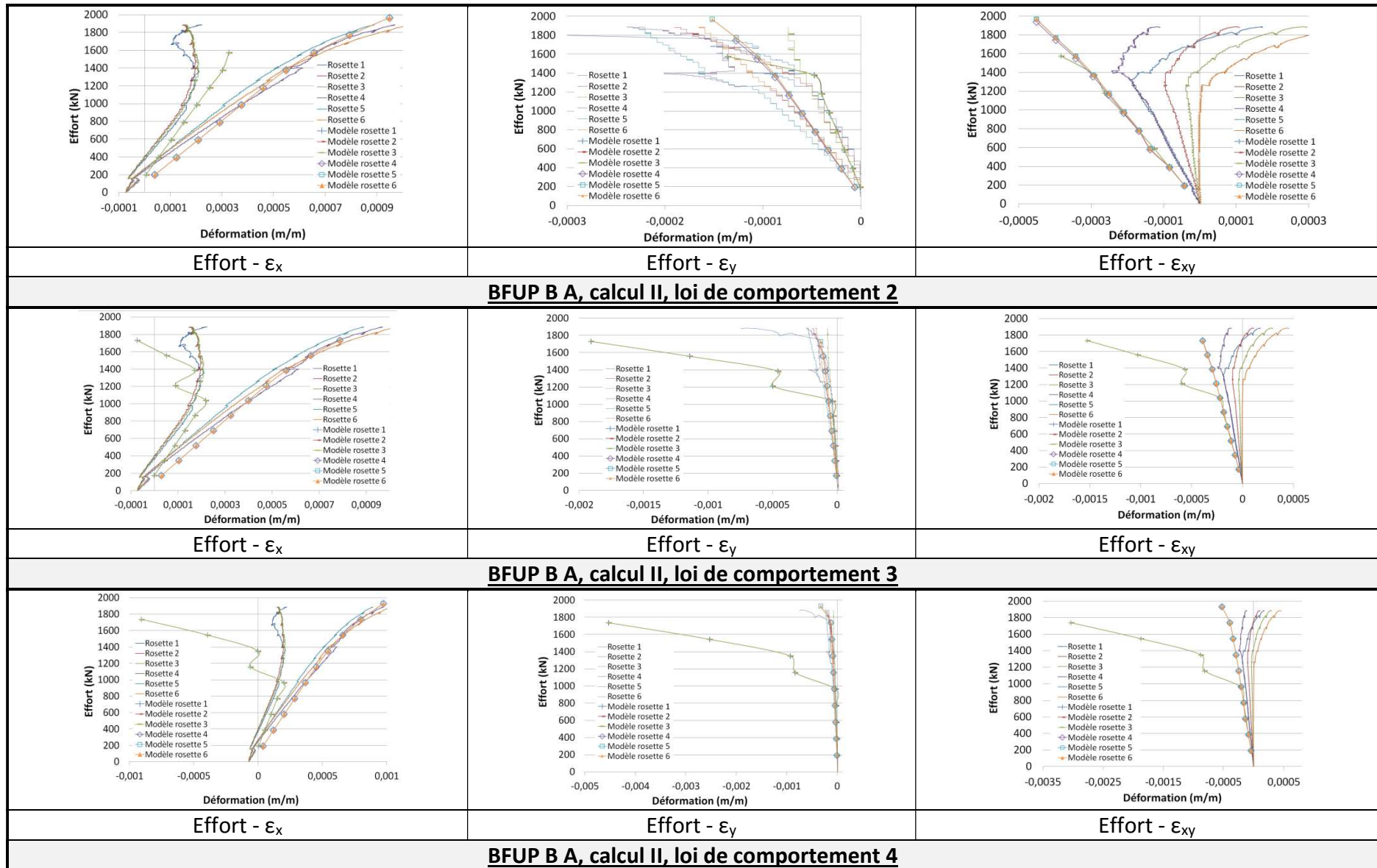


Figure 251: Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques pour les poutres BFUP A A et B A

4.4.1.2.2.2. Approche en deux dimensions

Comme cela a été le cas pour l'approche tridimensionnelle, deux méthodes de détermination de la contrainte de cisaillement dans la table ont été utilisées. La dénomination des calculs a été étendue : la même méthode que dans le « calcul I » à été utilisé pour les calculs dits « III » et la même méthode que dans les « calculs II » pour les calculs « IV ».

Afin de mettre en évidence les éventuels écarts par rapport aux résultats expérimentaux mais également par rapport aux résultats de la modélisation prenant en compte un état de contraintes 3D dans la table, les graphiques de la Figure 252 présentent les résultats des deux typologies de calcul (2D et 3D, toutes hypothèses égales par ailleurs) ainsi que les résultats expérimentaux.

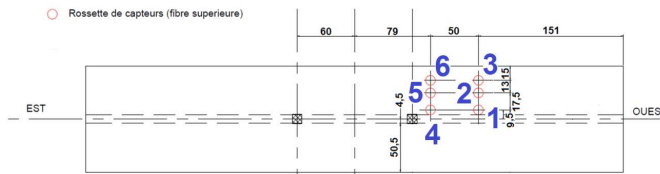
Les résultats de la modélisation en deux dimensions dans la table sont tout à fait similaires aux résultats issus de la modélisation en trois dimensions (la totalité des points issus des calculs en deux et trois dimensions se superposent – voir Figure 252). L'ensemble des remarques précédentes restent donc valables.

Ainsi, dans le cas présent, l'implémentation du modèle en deux dimensions est suffisante pour parvenir à un résultat de modélisation qui décrit fidèlement le comportement réel des poutres. De plus, cette hypothèse a l'avantage de réduire de manière significative la durée des calculs (il n'y a plus de nécessité à diagonaliser des matrices).

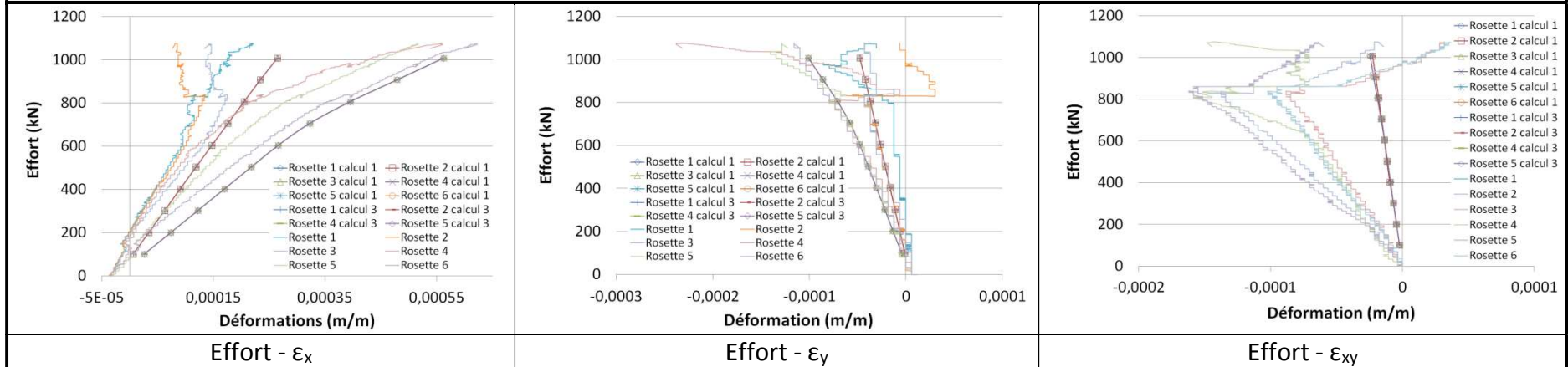
Dans le cas d'une sollicitation ne comportant pas de flexion transversale, la modélisation en deux dimensions dans la table sera donc préférée.

Il nous est cependant impossible de conclure dans le cas de la présence d'une sollicitation de flexion transversale, en effet, le calcul 2D implique de négliger la sollicitation de cisaillement vertical dans la table.

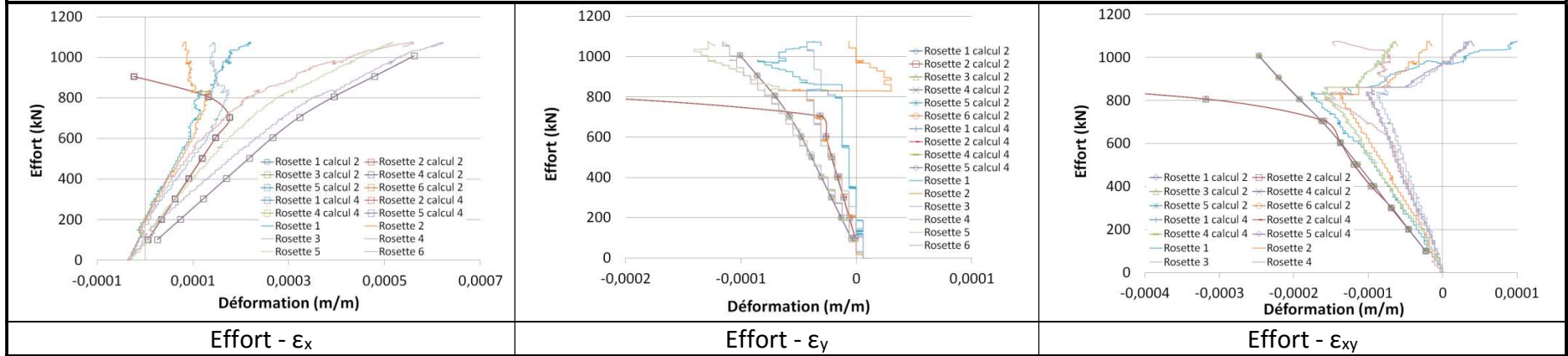
Enfin, la modélisation en deux dimensions dans la table nous permet de comparer les valeurs des déformations principales calculées et expérimentales (dans les deux cas, les directions principales sont dans le plan de la table - voir Figure 253). La comparaison met en évidence une bonne prédiction du comportement de la table des poutres. Cependant, la recherche d'un critère de rupture dans la jonction se heurte toujours à la présence de phénomènes locaux proches des appuis inférieurs (zone où la compression est plus faible dans la table) qui parasitent la détermination de ce critère. En effet, sur les graphiques correspondant aux calculs II et IV, l'estimation de déformation des rosettes les plus proches de l'about de la poutre (1, 2 et 3) montre une divergence forte avant l'apparition de la rupture expérimentale.



Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A A et B A



BFUP A A, calculs I et III, loi de comportement 1



BFUP A A, calculs II et IV, loi de comportement 1

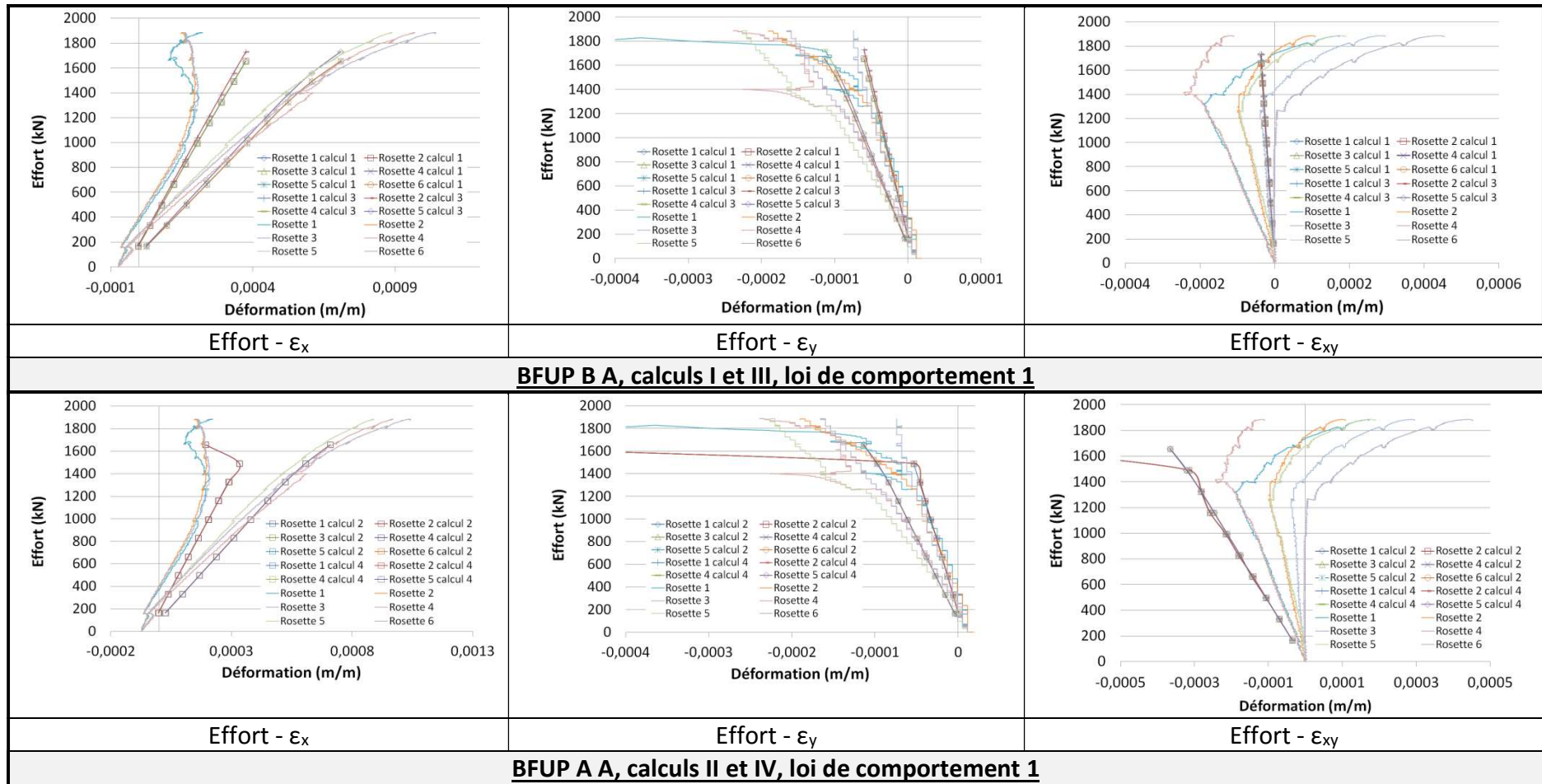
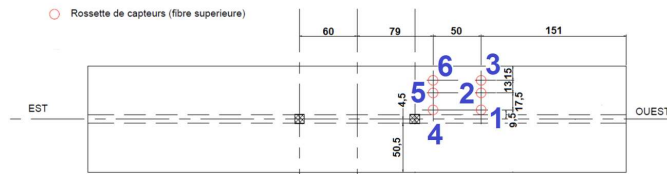
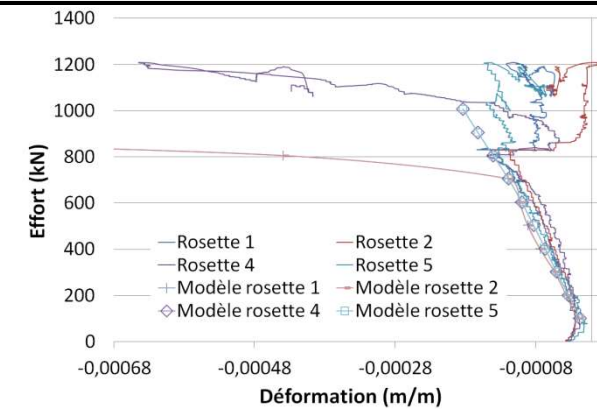
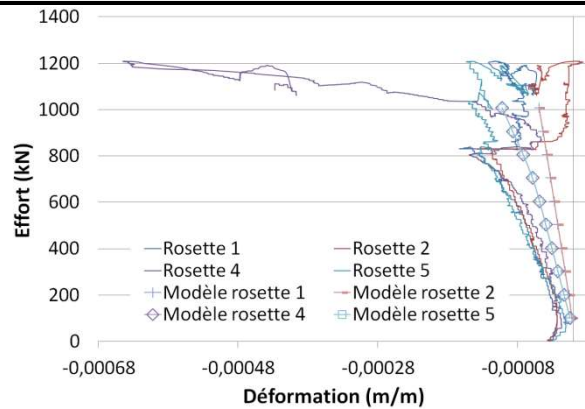


Figure 252: Etude de l'impact de l'hypothèse de calcul 2D dans la table

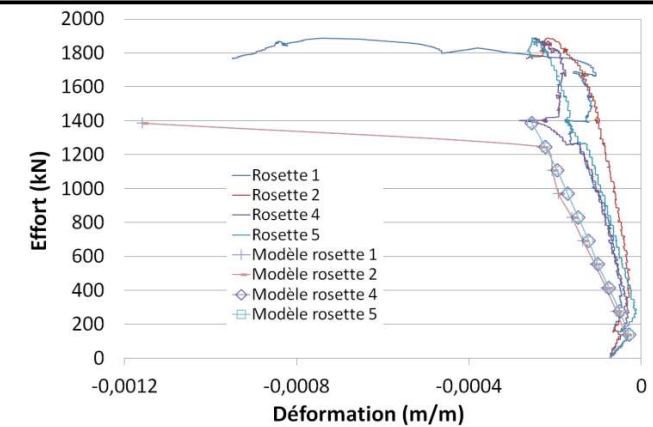
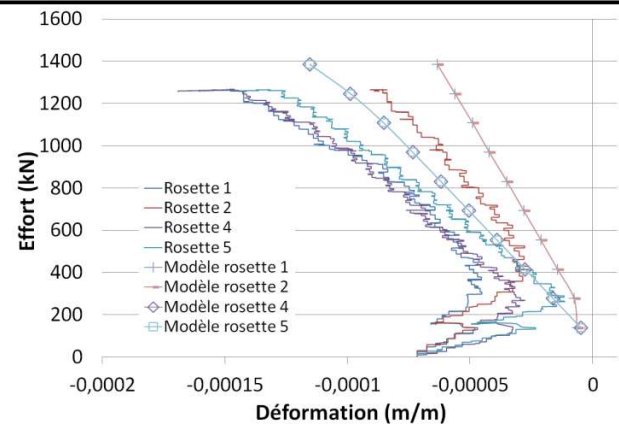


Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A A et B A



BFUP A A calcul III

Calcul A A calcul IV



BFUP B A calcul III

BFUP B A calcul IV

Figure 253: Comparaison des déformations principales de traction poutres BFUP AA et B A

4.4.1.3. Conclusion

Pour toutes les lois de comportement et pour toutes les typologies de calculs, la prédiction par le modèle développé dans le cadre de cette thèse de la flèche de la poutre et des déformations axiales et transversales (ϵ_x et ϵ_y) dans la table est tout à fait acceptable.

La méthode de détermination de la contrainte de cisaillement longitudinal dans la table qui avait été implémentée dans un premier temps (calculs I et III) ne permet pas d'obtenir des résultats complètement satisfaisants.

La méthode raffinée (proposée dans ce chapitre) de détermination de la contrainte de cisaillement longitudinal dans la table (calcul II et IV) permet une meilleure prédiction de la déformation de cisaillement.

Les effets structuraux impliquent, dans la structure, un comportement du matériau multimicrofissurant même lorsque les essais en flexion sur prismes sciés révèlent une multimacrofissuration. Cette différence de comportement implique une difficulté dans la détermination de la déformation ultime à utiliser dans les lois de comportement du modèle analytique. La variation de la déformation ultime prise en compte dans la loi de comportement impacte peu l'allure de la réponse à l'échelle de la structure mais modifie fortement le domaine de définition des lois tracées (ductilité plus importante) et implique parfois une surestimation de la résistance (cas des poutres en BFUP A pour lesquels l'hypothèse de ductilité adoptée est trop optimiste).

La confrontation des résultats analytiques et expérimentaux a été réalisée pour une modélisation en 2D et en 3D dans la table. Dans le cas d'une sollicitation ne présentant pas de flexion transversale, les résultats de la modélisation en deux dimensions sont tout à fait acceptables.

Les écarts relatifs constatés entre les résultats expérimentaux et les résultats de la modélisation peuvent parfois apparaître comme assez importants. Il faut cependant relativiser l'importance de ces écarts constatés lors de l'étude des déformations de la table. En effet, le modèle est conçu pour étudier des jonctions soumises à des sollicitations concomitantes de flexion longitudinale et transversale. La présence d'une flexion transversale induit, dans la table de la poutre, la présence de déformations de traction et de compression importantes qui pourrait-être modélisées avec exactitude et qui réduisent alors l'ordre de grandeur des erreurs sur la détermination des déformations de cisaillement.

4.4.2. Estimations issues basées sur l'analyse limite

Nous reprenons dans cette première partie la méthodologie de calcul telle qu'elle a été présentée à la section 4.2.1.2. Il s'agit d'évaluer, dans quelle mesure les moyens simples de calculs disponibles utilisés notamment en pré-dimensionnement des expérimentations permettent d'évaluer la résistance des jonctions.

Pour cette évaluation, les formules réglementaires sont supposées fournir une estimation sans biais lorsque les coefficients partiels sont pris égaux à 1 et que les caractéristiques les plus proches des valeurs moyennes réelles sont utilisées.

Ces formules sont issues de schéma de fonctionnements idéalisés des poutres ou de certaines de leurs parties, dans une logique d'analyse limite susceptible de prédire l'effort caractérisant l'apparition du mécanisme à partir de données géométriques et de la propriété matérielle locale pertinente correspondant à l'épuisement de la résistance (en compression, traction, cisaillement, etc...).

Pour cette évaluation actualisée, nous avons utilisé les dimensions réelles des poutres et les efforts de précontrainte probables (voir annexe 3).

Les grandeurs mécaniques caractérisant les matériaux (BFUP et armatures) sont celles issues des essais de caractérisation :

- La limite d'élasticité du BFUP est prise égale à la limite obtenue lors des essais de flexion 4 points sur prismes moulés.
- La résistance en traction du BFUP est prise égale à la résistance obtenue lors des essais de flexion 4 points sur les prismes sciés dans l'âme des poutres.
- La résistance en compression et le module d'Young du BFUP sont également pris égaux aux résultats des essais sur cylindres moulés.
- La résistance au cisaillement est prise égale à celle constatée lors des essais de cisaillement sur prismes sciés.
- Le module et la résistance des armatures passives et actives sont choisis conformément aux résultats de caractérisation.

La valeur de sollicitation correspondant à la première fissuration en tranchant vertical correspond :

- Lors de l'étude expérimentale : au premier palier de chargement pour lequel le relevé de fissure (réalisé avec application d'alcool) a révélé la présence d'une microfissuration.
- Lors de l'étude analytique : au moment où la contrainte principale de traction atteint la limite élastique du comportement du BFUP considéré.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 47.

		BFUP A A		BFUP A B		BFUP B A		BFUP B B		BFUP C A		BFUP C B	
		Modèles	Expérimental	Modèles	Expérimental	Modèles	Expérimental	Modèles	Expérimental	Modèles	Expérimental	Modèles	Expérimental
Fissuration en tranchant vertical $\sigma_1 = f_{tel}$ (MN)		0,96		0,96		1,16		1,16		1,04		1,04	
Rupture en tranchant vertical -bielles avec concomitance- (MN)		2,17		2,14		2,04		2,05		1,96		1,95	
Rupture en tranchant vertical -bielles sans concomitance- (MN)		2,75		2,72		2,58		2,59		2,49		2,48	
Rupture en tranchant vertical -tirants- (MN)		1,89		1,87		2,41	Fissuration en tranchant : 0,45 MN	2,41		2,31	Fissuration en tranchant : 0,45 MN	2,30	Fissuration en tranchant : 0,75 MN
Fissuration en flexion (MN)		0,55		0,55		1,14		1,14		0,99		0,90	
Rupture en flexion (MN)		1,76		1,75		1,96		1,96		1,82		1,82	
Rupture en treillis dans la table -tirants- (MN)	M = 0	0,49		0,49		0,73		0,74		0,63		0,63	Rupture : 1,87 MN
	M = M _{max}	0,72		0,71		1,02		1,04		0,87		0,88	
Rupture en treillis dans la table -bielle avec concomitance- (MN)	M = 0	1,02		1,02		0,97		1,00		0,91		0,92	
	M = M _{max}	0,86		0,86		0,81		0,83		0,75		0,76	
Rupture en treillis dans la table -bielle sans concomitance- (MN)	M = 0	1,30		1,29		1,23		1,27		1,16		1,16	
	M = M _{max}	1,10		1,09		1,03		1,06		0,96		0,97	
Rupture en cisaillement glissement à la jonction (MN)		1,10		1,03		2,13		2,18		1,39		1,39	

Tableau 47: Estimation de la résistance des poutres sous les différents modes de ruptures étudiés

Les résultats présentés dans le Tableau 47 confirment sans surprise que la méthode de détermination de la résistance en flexion est tout à fait acceptable :

- Pour les poutres qui ont rompu selon un mode de rupture différent (BFUP A A, BFUP A B et BFUP B A), la rupture est intervenue avant l'effort résistant estimé en flexion.
- Pour les poutres ayant rompu en flexion (BFUP B A, BFUP C A et BFUP C B) la ruine est intervenue pour un effort proche de l'effort estimé (écart de 0,5 % pour la poutre BFUP B A, de 4 % pour la poutre BFUP C A et de 2,7 % pour la poutre BFUP C B).

L'effort de première fissuration en tranchant vertical est systématiquement surestimé. Les poutres étant fortement armées dans l'âme, le retrait empêché a généré la présence d'auto-contraintes de traction dans le BFUP de l'âme et a conduit à une fissuration précoce lors des essais.

L'estimation de la résistance au tranchant vertical ne peut pas être remise en cause : les efforts estimés correspondant à la rupture sous ce mode de sollicitation n'ont jamais été atteints ce qui est conforme aux attentes.

L'estimation de la résistance de la table au cisaillement longitudinal est systématiquement inexacte lorsque le calcul est réalisé grâce à un schéma bielles-tirants ce qui n'est pas étonnant compte tenu des résultats expérimentaux obtenus sur les poutres. En effet, le faciès de rupture expérimental n'est pas un faciès de treillis mais bien un faciès de « cisaillement-glissement » au droit d'une fissure de prolongeant l'une des faces de l'âme dans la jonction avec le hourdis.

L'estimation de rupture en cisaillement glissement à la jonction réalisée grâce à la loi formulée par (Fouré, 2003) permet d'obtenir une estimation proche des efforts expérimentaux dans le cas du BFUP A. Cette même loi sur-estime faiblement la résistance de la jonction des poutres en BFUP B.

Les résultats obtenus pour les poutres en BFUP C sont plus éloignés des résultats expérimentaux sur poutre. Cet écart est la conséquence des résultats de caractérisation sous sollicitation de cisaillement pur sur prismes sciés qui ont été nettement plus faibles pour les prismes en BFUP C que pour le BFUP B.

La Figure 254 représente les résistances expérimentales en fonction des prévisions de résistance en retenant comme mode de rupture :

- Rupture en cisaillement glissement dans la table pour les poutres BFUP A A, BFUP A B, BFUP B A et BFUP B B (nous considérons que l'effort maximal dans la jonction a été atteint pour la poutre BFUP B B même si la rupture est intervenue en flexion)
- Rupture en flexion pour les poutres BFUP C A et BFUP C B.

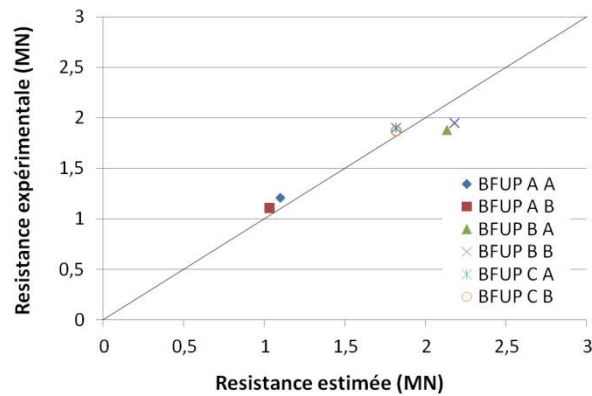


Figure 254: Confrontation des résultats expérimentaux et estimations de résistance

On peut retenir de cette comparaison que, pour un mode de rupture prévisible connu (suffisamment distinct des autres modes possibles, correspondant à un effort nettement inférieur) on est capable de rendre compte de l'effort ultime atteint (BFUP A et C).

Lorsque plusieurs modes entrent en compétition, l'estimation est plus difficile et moins sécuritaire (interaction entre modes – BFUP B).

Dans tous les cas, l'approche en treillis dans la table est inadaptée.

Il n'est pas évident de déterminer la résistance au cisaillement longitudinal de la jonction âme-membrure d'une poutre en T. En effet, les calculs basés sur une modélisation sous forme de treillis ne sont pas adaptés et peu d'autres méthodes de calcul sont disponibles. De plus, le modèle analytique proposé au chapitre 2 fournit une modélisation précise du comportement de la poutre mais ne permet pas de prévoir la rupture de la jonction.

Lors des essais, il a été constaté un glissement progressif de la table par rapport à l'âme avec une propagation de la fissure séparant l'âme et la table de la zone de moment constant vers l'about de la poutre.

Ce mode de rupture nous a conduits à supposer l'existence d'une longueur efficace de jonction qui participe à la reprise des efforts de cisaillement longitudinal. Initialement, cette longueur est localisée à proximité de l'appui supérieur puis, une fois la jonction trop endommagée dans cette zone pour continuer à transmettre l'effort de cisaillement, celui-ci est transmis de l'âme à la table grâce à la mobilisation de la jonction dans des zones encore peu endommagées (de plus en plus proche de l'about de la poutre).

Les essais de cisaillement pur réalisés sur les prismes sciés dans la table des poutres nous ont permis de mesurer la résistance τ_{max} des différents matériaux au cisaillement pur dans la jonction. En supposant que l'effort de cisaillement est transféré équitablement de chaque côté de l'âme et qu'à la rupture la contrainte de cisaillement est homogène dans l'épaisseur de la table, la longueur efficace peut être reliée aux autres grandeurs de la manière suivante :

$$2(\tau_{max} \cdot h \cdot l_e) = V = \frac{F_{max}}{2}$$

$$l_e = \frac{F_{max}}{4\tau_{max}h}$$

Avec :

- l_e la longueur de jonction participant à la résistance de celle-ci
- V l'effort de cisaillement vertical,
- F_{\max} la résistance de la poutre,
- τ_{\max} la résistance en cisaillement constatée sur prismes sciés,
- h l'épaisseur de la table.

Le Tableau 48 présente les longueurs efficaces obtenues.

	BFUP A A	BFUP A B	BFUP B A
l_e (m)	0,48	0,44	0,40

Tableau 48: Longueurs efficaces

La longueur efficace semble se situer aux alentours de 45 cm, il s'agit de l'ordre de grandeur de la largeur d'une aile ou du bras de levier des efforts internes de la poutre.

Il est cependant difficile de relier cette longueur à une analyse limite plus globale, par exemple de type bielles-tirants tels que ceux proposés par (Tizatto et Shehata, 1990) ou (Bacchetta et Bachmann, 1977). De plus, la vérification des poutres en BFUP C en utilisant un tel raisonnement conduirait à une très forte sous estimation de la résistance au cisaillement longitudinal (en considérant une longueur efficace de 45 cm, la résistance estimée serait de : 1,5 MN).

Il n'est donc pas possible de justifier les résultats de longueurs efficaces obtenus pour les poutres BFUP A A, BFUP A B et BFUP B A. Cependant, il serait intéressant de réaliser des essais de cisaillement supplémentaires sur des prismes sciés en BFUP C car les résultats obtenus semblent faibles en comparaison au comportement constaté sur la poutre et pourraient ainsi induire un biais dans le raisonnement.

4.5. Conclusion

L'étude expérimentale et analytique du comportement de poutres en Té soumises à une sollicitation de flexion longitudinale a permis de préciser le fonctionnement des jonctions âme-coque en BFUP.

Ainsi, alors que les codes de calcul recommandent de vérifier ce type de jonctions vis-à-vis d'une rupture en cisaillement longitudinal via la mise en place d'un schéma de treillis dans la table, les essais ont montré que la rupture, dans le cas de hourdis non armés, n'intervient pas selon ce schéma. En effet, si une fissuration en arêtes de poisson a bien été constatée au droit des jonctions (prolongement des fissures de tranchant dans l'âme), cette fissuration n'a pas été suffisante pour induire un fonctionnement marqué en bielles tirants : l'endommagement s'est localisé dans une fissure longitudinale le long de la jonction et un phénomène de cisaillement-glissement est apparu.

Les méthodes « simples » de calcul analytique permettent de prédire de manière très acceptable la résistance ultime en flexion et en tranchant vertical, il est cependant difficile de déterminer la résistance au cisaillement longitudinal de la jonction. En effet, la difficulté réside à plusieurs niveaux : cette détermination nécessite de connaître la résistance au cisaillement du matériau dans la jonction (en prenant en compte l'orientation des fibres notamment) et demande de relier la sollicitation « globale » de flexion longitudinale à la sollicitation de cisaillement longitudinale locale de façon à tirer parti d'un critère de résistance locale. De plus, les essais ont mis en évidence la présence d'importants phénomènes de redistribution des efforts de cisaillement dans la jonction lorsque celle-ci commence à être endommagée. Cela implique une difficulté pour déterminer une longueur agissante qui participe à la résistance de la jonction vis-à-vis du cisaillement longitudinal.

La méthode analytique développée dans le cadre de cette thèse (chapitre 2) permet de retranscrire fidèlement le comportement des poutres en Té y compris au-delà de l'apparition des premières fissures, pourvu que le confinement des extensions (notamment dans l'âme) permette de conserver un comportement multimicrofissurant. Cependant, les phénomènes de redistribution déjà évoqués rendent difficile la détermination très précise de la résistance de la jonction. En effet, le modèle annonce parfois une rupture due à une contrainte locale de traction qui dépasse la résistance du BFUP. Cette rupture ne se confirme pas lors des essais car suite à la fissuration très locale de la jonction, les efforts se redistribuent en augmentant la longueur agissante. Au vu du faible nombre d'essais réalisés, il paraît hasardeux de proposer un critère de rupture fiable sur la base d'une considération empirique reliée aux résultats du modèle analytique.

Conclusions et Perspectives

Conclusions générales

Les performances des BFUP poussent les concepteurs à utiliser ce type de matériau dans des structures techniquement ou architecturalement complexes. Dans ce cadre, des jonctions sont souvent présentes que ce soit pour relier deux voiles ou pour raidir des voiles minces. Le comportement de ces jonctions fait partie des cas pour lesquels, faute d'investigations suffisantes, la norme française reconduit des règles sécuritaires du béton armé, sans que les spécificités du BFUP (efficacité des fibres dans les zones critiques) soient suffisamment prises en compte, empêchant parfois de répondre au besoin de finesse des voiles.

L'objectif des travaux de cette thèse était donc de mieux comprendre le fonctionnement de ce type de jonctions. Pour ce faire, et après avoir réalisé une étude approfondie des données disponibles dans la littérature, les travaux de thèse ont comporté trois aspects :

- Développement d'une modélisation analytique avancée permettant de retranscrire le comportement des poutres en T soumise à des sollicitations concomitantes de flexion longitudinale (impliquant la présence d'un cisaillement longitudinal dans la jonction âme-table) et de flexion transversale.
- Réalisation d'essais de cisaillement pur à l'échelle du matériau afin de mieux déterminer le comportement intrinsèque des BFUP sous ce type de sollicitation, et extension à la caractérisation en cisaillement du BFUP tel que mis en œuvre.
- Réalisation, à l'échelle de la structure, d'essais permettant de solliciter une jonction sous sollicitation de cisaillement longitudinal (essais de poutre en T en flexion 4 points) et analyse de ces essais.

Les travaux ont permis de développer un modèle analytique permettant une détermination rapide (temps de paramétrage et de calcul faible devant ceux nécessaires à la réalisation d'un calcul aux éléments finis) du comportement des jonctions en BFUP multimicrofissurants soumises à une sollicitation de cisaillement longitudinal. Les résultats du modèle ont été confrontés aux résultats expérimentaux obtenus et son fonctionnement a ainsi été validé pour les jonctions soumises à des sollicitations de cisaillement longitudinal. Le modèle a été conçu et implémenté dans l'objectif de pouvoir prendre en compte la présence d'une flexion transversale. Des essais mettant en œuvre des sollicitations combinées de cisaillement longitudinal et de flexion transversale restent à réaliser pour valider le modèle dans cette configuration.

Les essais de cisaillement ont permis d'obtenir un complément de caractérisation du comportement des BFUP (données encore manquantes dans la littérature) et ont également permis d'affiner la compréhension du fonctionnement des jonctions (en caractérisant la grandeur intrinsèque qui correspond à la sollicitation majoritaire étudiée à l'échelle de la structure. Ils constituent la première étape de la constitution d'une base de données qui permettra de relier le comportement sous sollicitation de cisaillement des BFUP aux autres

caractéristiques de ces matériaux et ainsi d'élargir le domaine de définition du modèle analytique présenté au chapitre 2 afin, notamment, de proposer un critère de rupture pour les jonctions soumises à une sollicitation de cisaillement longitudinal.

Les résultats permettent d'affirmer que la résistance intrinsèque des BFUP au cisaillement est bien supérieure aux limites adoptées couramment lors des phases de dimensionnement : pour les BFUP considérés ici et contenant un volume de fibres compris entre 1% et 3%, les résistances ultimes au cisaillement sont comprises entre 28 MPa et 55 MPa. Le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement s'est cependant révélé relativement fragile à la rupture et issu d'une combinaison de modes de rupture à l'échelle des fibres (arrachement et rupture de celle-ci). Malgré une contribution différente dans le mécanisme d'arrachement/rupture des fibres, il semble possible de relier (empiriquement) la résistance au cisaillement du BFUP à la résistance en traction. De la même façon, pour la gamme de BFUP étudiés, il semble possible d'exprimer la résistance au cisaillement comme une fonction affine du volume de fibres mis en œuvre. Ces lois empiriques sont proposées pour déterminer la résistance au cisaillement en fonction de la résistance en traction ou du volume de fibres mis en œuvre. Il faut cependant prendre cette conclusion avec précaution puisqu'un changement radical de la géométrie des fibres ou de leurs caractéristiques mécaniques pourrait la modifier.

Enfin, afin de relier le comportement du matériau sous sollicitation de cisaillement pur au fonctionnement des jonctions à échelle réelle et valider une méthode d'analyse associée, une campagne d'essais sur structures a été réalisée. Ces essais ont été conçus pour solliciter la jonction en cisaillement longitudinal et parvenir à la rupture de la poutre sous ce mode de sollicitation. Ils ont permis de mettre en évidence que dans le cas d'une jonction non armée et en l'absence de flexion transversale, la rupture n'intervient pas suite à la fissuration diagonale de la table (développement d'un treillis) mais que l'endommagement se localise dans une fissure longitudinale le long de la jonction. Les expérimentations remettent ainsi en cause l'ensemble des modèles de calcul qui s'appuient sur des schémas de type « bielles-tirants » pour estimer la résistance de la jonction. Le comportement structurel de la jonction, s'il apparaît comme proche d'une rupture en « cisaillement-glisement » au droit d'une fissure, reste difficile à rapprocher des résultats obtenus sur prismes de cisaillement entaillés. Compte tenu de la forte rugosité de l'aspect de la surface de rupture, il apparaît que le mode de rupture est probablement une combinaison entre un glissement le long de la surface de rupture et d'un treillis qui se développe à l'échelle des fibres.

Le modèle analytique présenté au chapitre 2 permet de bien retranscrire le comportement des poutres et de la jonction, cependant, il ne permet pas d'exhiber un critère de rupture de la jonction.

Compte tenu du faible nombre d'essais réalisés la tentative d'interprétation par analyse limite réalisée n'a pas permis de conclure sur une estimation fiable de l'effort de rupture.

Perspectives

Les travaux de recherche présentés dans le cadre de cette thèse ont fourni des données expérimentales originales sur le comportement des BFUP. Ils ont permis de conclure sur certains points mais en ont laissé certains autres sans réponse.

Le faible nombre d'essais réalisés à l'échelle de la structure rend le calage de modèle difficile, différents types d'essais pourraient donc être réalisés pour confirmer les premières conclusions apportées dans cette thèse :

- La réalisation d'essais de flexion 4 points sur poutres en Té possédant une table d'épaisseur plus réduite permettrait, y compris pour les BFUP à forte teneur en fibres, d'assurer la rupture en cisaillement longitudinal dans la jonction et d'ainsi confirmer le mode de rupture constaté pour une gamme plus large de BFUP, permettant de conforter une méthode de calcul basée sur la résistance en cisaillement pur.
- Des essais en flexion longitudinale sur des poutres possédant des armatures de couture dans la table permettraient de confirmer le mode de rupture des jonctions dans le cas de la présence d'armatures (développement d'un treillis ?). Afin de pouvoir mettre en place des armatures de couture dans un hourdis d'épaisseur constante tout en gardant le même principe expérimental, il sera nécessaire de tester des poutres présentant une table d'une épaisseur supérieure ou égale à 5 cm sans qu'elles soient trop résistantes ce qui limitera le type de BFUP. Les armatures pourraient également être mises en place dans des nervures mais l'interprétation s'en trouverait complexifiée.
- La réalisation d'essais mettant en œuvre des sollicitations concomitantes de flexion et de tranchant permettront de mieux évaluer les règles de dimensionnement de la norme française (AFNOR, 2016a).
- Enfin, l'extrapolation au cas des structures réelles demandera de réaliser un certain nombre d'essais présentant des conditions technologiques couramment mises en œuvre dans les structures réelles au droit des jonctions (goussets, nervures armées...).

Dans le cadre des travaux de thèse, l'étude préliminaire pour le dimensionnement de ces différents essais a été réalisée. Ainsi, il serait cohérent de conserver la même géométrie de corps d'épreuve et les armatures de couture dans la table pourraient par exemple être constituées d'un HA6 transversal tous les 16 cm. Le montage d'essai tel qu'il a été présenté dans ces travaux de thèse a été pensé de sorte à pouvoir ajouter un dispositif permettant d'appliquer les efforts de flexion transversale. La conservation de la géométrie d'ensemble serait de nature à faciliter l'interprétation future.

Nous nous sommes limités, dans le cadre des présents travaux, à réaliser des essais de cisaillement sur des corps d'épreuve entaillés, compte tenu de l'aspect de la surface de rupture des jonctions (accidenté avec potentiellement le développement d'un treillis à l'échelle de la fibre). Il est probable que des données d'essais de cisaillement sur des corps d'épreuve non entaillés permettraient de mieux approcher la rupture des poutres via un calcul de type « lignes de rupture ».

Enfin, la réalisation d'essais de cisaillement sur des corps d'épreuve armés permettrait également d'élargir le spectre d'utilisation des conclusions de nos travaux. De la même façon, l'élargissement de la gamme des BFUP testés dans cette configuration permettrait de

conforter la possibilité de relier le comportement en traction et en cisaillement et anticiper quantitativement cette propriété en fonction de la formulation.

Les travaux présentés ici se sont heurtés à la difficulté de prédire avec exactitude le comportement des jonctions, que ce soit à l'aide de modèles analytiques complexes ou de modèles de type calcul à la rupture. Afin d'affiner la prédiction du comportement des jonctions sous sollicitation de cisaillement pur, l'élargissement du domaine de définition du modèle analytique présenté au chapitre 2 aux BFUP multimicrofissurant et à la phase « post-localisation » des poutres multimicrofissurantes serait nécessaire. Les réflexions quant à la faisabilité d'un tel élargissement sont déjà bien avancées mais se heurtent toujours au manque d'une relation d'équilibre et au manque de définition d'une loi de comportement reliant la contrainte de cisaillement au glissement relatif en fonction des caractéristiques du matériau étudié. Cette dernière exigence demande de multiplier le nombre d'essais de cisaillement pur en variant notamment les caractéristiques des corps d'épreuve (nature du matériau, présence d'armatures ou non). Des corps d'épreuve permettant de réaliser ces essais ont été fabriqués et pourraient être testés.

Une étude du comportement des jonctions basée sur une étude numérique utilisant un modèle raffiné et adapté au cas des BFUP (prise en compte de l'orientation des fissures...) tel que celui de (Guénet, 2016) permettrait également d'améliorer notre compréhension des phénomènes qui interviennent et pourrait permettre de conforter le modèle présenté dans le chapitre 2 du présent manuscrit. Dans l'hypothèse d'un mode de rupture confirmé en cisaillement-glissement, un élargissement de la clause 6.2.5. de la norme française (AFNOR, 2016a) pourrait être une piste pour définir une règle de dimensionnement adaptée aux cas usuels. L'intérêt d'une telle approche serait notamment de mieux appréhender l'effet de la distribution et de l'orientation des fibres dans la zone critique que constitue la jonction et de démontrer l'impact quantitatif de la maîtrise de la mise en place du BFUP dans cette zone, afin de réduire l'écart entre la capacité potentielle du BFUP cisailé identifiée sur éprouvettes moulées, par rapport à la valeur mesurée sur prélèvement.

La fiabilisation du comportement local du BFUP au niveau des jonctions apparaît en effet avec la validation du modèle d'analyse, comme principal levier de l'optimisation des jonctions, élément critique de la conception des structures en BFUP.

Bibliographie

ACI Material, 2013, *Structural concrete building code (ACI 318-11) and commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 430.

AFGC-Sétra, 2002, *Bétons Fibrés à Ultra hautes Performances /Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes*, Interim Recommendations, Sétra, Bagneux, 98 pages.

AFGC, 2013, *Bétons Fibrés à Ultra hautes Performances /Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Recommandations 2013*, Sétra, 411 pages.

AFNOR, 2005a, NF EN 1992-1-1, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*.

AFNOR, 2005b, NF EN 1992-2, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. Partie 2 : Ponts en béton – calcul et dispositions constructives*.

AFNOR, 2013, NF A35-080-1, *Acier pour béton armé – Acier soudables – Partie 1 : Barres et couronnes*

AFNOR, 2016a, NF-P18-710 *Complément national à l'EC2. Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les BFUP*, 16 avril 2016, 137 pages.

AFNOR, 2016b, NF P18-470 *Bétons - Bétons fibrés à Ultra Hautes Performances - Spécification, performance, production et conformité*, 7 juillet 2016, 79pages

AFREM, 1995, *Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle, Eléments de structures fonctionnant comme des poutres*, actes du séminaire AFREM, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 6 décembre 1995, P. Rossi ed.

Ahmed, L., Ansell, A., 2010, *Direct shear strength of high-strength fibre concrete*, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 62, No. 5, May, pp. 379-390.

Anderson, A. R., 1960, *Composite designs in precast and cast-in-place concrete*, *Progressive Architecture*, Vol. 41 (9), pp. 8.

ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, 1998, *Recent approaches to shear design of structural concrete*, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124 (12), pp. 1375-1417.

Astudillo De La Vega, E., 2002, *Etude expérimentale du comportement mécanique d'un Béton Fibré à Ultra Hautes Performances (BFUHP) en traction biaxiale*, Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 163 pp., Cachan.

Baby, F., 2012, *Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure*, Mémoire de thèse, Université Paris-Est-IFSTTAR, Paris, France, 522 pages.

- Baby, F., Marchand, P., Atrach, M., Toutlemonde, F., 2013, *Analysis of flexure-shear behavior of UHPFRC beams based on stress field approach*, Engineering Structures 56 Vol. 561, pp 194-206.
- Baby, F., Graybeal, B., Marchand, P., Toutlemonde, F., 2013b, *UHPFRC tensile behavior characterization: inverse analysis of four-point bending test result*, Materials and Structures, Vol. 46, pp. 1337-1354.
- Baby, F., Marchand, P., Toutlemonde, F., 2017, *Analytical modeling of Ultra-High-Performance-Fiber-Reinforce Concrete behavior in ribbed plates*, ACI Structural Journal, V. 114 (1), pp. 3-13.
- Bacchetta, A. et Bachman, H., 1977, *Versuche zur teilweisen Vorspannung für Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht No. 6504-9, Juillet.
- Bacchetta, A., Bachmann, H., 1979, *Versuche über Längsschub, Querbiegung und Quervorspannung in Zugplatten von Betonträgern*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7201-1, décembre.
- Badawy, M., Bachmann, H., 1977, *Versuche über Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht No. 6504-8, Juin,.
- Balaguru, P., et Dipsia, M. G., 1993, *Properties of fiber reinforced high-strength semilightweight concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 90, n° 5, pp. 399-405.
- Barragán, B., Gettu, R., Agulló, L., Zerbino, R., 2006, ACI Materials Journal, Vol. 103, n° 4, July-August, pp. 251-257.
- Bascoul, A., 1974, *Etude du comportement mécanique du béton en compression biaxiale*, Thèse de DDI, Toulouse.
- Bauman, T., 1968, *Tests to study the dowel action of the bending tension reinforcement of reinforced concrete beams*, in Technische Hochschule, Bericht n°77, Munich.
- Bazant, Z. P., et Pfeiffer, P. A., 1986, *Shear fracture tests of concrete*, Matériaux et Constructions, Vol. 19 (2), No 110, pp. 111-121.
- Belarbi, A., et Hsu, T. T. C., 1995, *Constitutive Laws of softened concrete in biaxial tension-compression*, ACI Structural Journal, V. 92, N° 5, September-October.
- Behloul, M., 1996, *Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances*, E.N.S. Cachan, thèse de doctorat, Cachan, France, 182 pages.
- Behloul, M., Adeline, R., Cheyrezy, M., Aitcin, P. C., Blais, P., Couture, M., 1999, *Québec : un ouvrage d'art en béton de poudres réactives. La passerelle sur la rivière Magog à Sherbrooke*, Revue Travaux No 751, Mars, 6 pages.
- Behloul, M., Lee, K., Etienne, D. 2004. *Seonyu Ductal® footbridge*, fib Symposium, 26-28 Avril, Avignon, France, 6 pages.

Behloul, M. ; Arsenault J. ; 2007, Ductal® : a durable material for durable structures, 5th Int Conf. On Concrete Under Severe Conditions, CONSEC'07, Tours, France, pp. 951-958.

Bentz, E. C., Vecchio, F. J., Collins, M. P., 2006, *The Simplified MCFT for Calculating the Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*, ACI Structural Journal, Vol. 103 (4), pp. 614-624.

Bertram, G., Hegger, J., 2010, *Pretensioned UHPC beams with and without openings*, Proceedings of 3rd fib International Congress, Washington, USA.

Birelli, G., Chauvel, D., Dugat, J., Adeline, R., Bekaert, A., 1998, *Industrialisation du BPR. Utilisation dans les réfrigérants à courants croisés et premières règles de calcul*, La technique française du Béton, AFPC-AFREM, XIII° congrès de la FIP, Amsterdam, pp. 203-213.

Bhide, S. B., Collins, M. P., *Reinforced concrete elements in shear and tension*, Publication No. 87-02, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 1987, 147 pp.

Birkeland, P.W., et Birkeland, H. W., 1966, *Connection in precast concrete construction*, ACI Journal, Vol 63 (3), pp 345-367.

Boulekbache, B., Hamrat, M., Chemrouk, M., Amziane, S., 2012, *Influence of yield stress compressive strength on direct shear behaviour of steel fibre-reinforced concrete*, Construction and Building Materials, Vol. 27.7

Brisard, S., Bui, N. V., Charles, P., Darrieumerlou, J. M., Davi, D., Dias, F., Guillot, D., Imbert F., Lacombe, J. M., Marchand, P., Paillusseau, P., Pero, F., Poulin, B., 2007, *L'Eurocode 2-Application aux ponts-routes en béton* ; Guide du Sétra, Sétra, Bagneux, 304 pages.

Casanova, P., 1995, *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*, Etudes et Recherches des LPC, OA20, LCPC

CEB, 2010, Special Activity Group 5, 2010, *CEB-FIP Model Code 2010*, 676 pages.

CEB-fib, 2010a, *Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance*, vol. 2, 304 pages.

CEB-fib, 2010b, *Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance*, vol. 4, 196 pages.

Chanut, S., Fabry, N., Leclerc, G., Marchand, P., Marchesse, D., De Matteis, D., Petel, A., Thibaux, T., 2007, *Un cinquième pont routier français en BFUP : le triplement du pont Pinel à Rouen*, Bulletin Ouvrages d'Art du Sétra N° 56, Novembre, pp. 2-10.

Chen, R.L., 1984, *Behaviour of high-strength concrete in biaxial compression*, Ph.D thesis, Univ of Texas, Texas.

Collins, M. P., Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 766 pages.

- Craig, J.R. 1984. Design for shear and torsion in composite reinforced concrete beams with fibers, Proceedings Southeastern Conference on Theoretical and Applied Mechanics, pp. 476-482.
- Crane, C. K., 2010, *Shear and Shear friction of ultra-high performance concrete bridge girders*, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology.
- Degen, B. E., 2009, *Design and evaluation of a single-span bridge using ultra-high performance concrete*, Iowa State University, 147 pages.
- Dinh, H. H., 2009, *Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement*, Doctoral Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 285 pages.
- Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., Wight, J., 2011, *Shear Strength Model for Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement*, Journal of Structural Engineering, Vol. 137 (10), pp. 1039-1051.
- Eibl, J., Kühn, E., 1979, Versuche an Stahlbetonplattenbalken mit gezogener Platte, Beton und Stahlbetonbau, vol. 7, pp. 176-181, vol. 8, pp. 204-209.
- Eibl, J., Neuroth, U., 1988, *Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querkzug*, Research report T 2024, IRB Verlag, Stuttgart, Germany.
- Elser, M., Tschegg, E. K., Stanzl-Tschegg, S. E., 1996, *Fracture behaviour of polypropylene-fibre-reinforced concrete under biaxial loading: an experimental investigation*, Composite Science and Technology, V. 56, pp. 933-945.
- Fehling, E., Schmidt, M., Teichmann T., Bunje K., Bornemann, R., Middendorf, B., 2005, *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung - Ultrahochfester Beton (UHPC)*, Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftreihe Baustoff- und Massivbau, Band 1, p.132, Kassel.
- Fehling, E., Roeder, F., Leutbecher, T., Stürwald, S., 2008, *Structural behavior of UHPC under biaxial loading*, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel University Press, Kassel, Germany, pp. 569-57.
- Fehling, E., Leutbecher, T., Roeder, F. K., 2011, *Compression-Tension Strength of Reinforced and Fiber-Reinforced Concrete*, ACI Structural Journal, May/June, pp. 350-359.
- Fouré, B., 2003, Comportement sismique des planchers de bâtiments en béton armé, Résistance à l'effort tranchant sous sollicitations combinées S_x (dans le plan) et S_z (hors plan), CEBTP, Commande CEA-DAM, Mars, pp. 112.
- Gambarova, P. G., 1981, *On aggregate interlock mechanism in reinforced concrete plate with extensive cracking*, IABSE Colloquium, Zurich, pp. 105 -134.

- Graybeal, B., 2006, *Material Property Characterization of Ultra High Performance Concrete*, Federal Highway Administration, Report No, FHWA-HRT-06-103, August 2006, 97 pages.
- Guenet, T., 2016, *Modélisation du comportement des bétons fibrés à ultra-hautes performance par la micromécanique: effet de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure*, these de doctorat, université Paris-Est, 334 pages.
- Habert, G., Denarié, E., Sajna, A., Rossi, P., 2013, *Lowering the global impact of bridge rehabilitations by using Ultra High Performance Fibre Reinforced Concretes*, Cement and Concrete Composites, Vol. 38 (1-11).
- Hajar, Z., Simon, A., Thibaux, T., Wyniecki, P., 2004a, *Construction of an Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete thin-shell structure over the Millau Viaduct toll gates*, fib Symposium, April 26-28, Avignon, France, 8 pages.
- Hajar, Z., Simon, A., Lecointre, D., Petitjean, J., 2004b, *Design and Construction of the world first Ultra-High Performance Concrete road bridges*, Ultra High Performance Concrete (UHPC), International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, pp. 39-48.
- Hampel, T., 2000, *Behavior of high performance concrete under biaxial and triaxial compression*, Proceedings, 3rd Int. Ph.D. Symp. In Civil Engineering, Vol. 1, CEB-fib, Boku, Vienna, pp. 47-55.
- Hampel, T., Speck, K., Scheerer, S., Ritter, R., Curbach, M., 2009, *High-Performance Concrete under Biaxial and Triaxial Loads*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 135, pp. 1274-1280.
- Hanoteau, J., Behloul, M., Bayard, O., Resplendino, J., Bouteille, S., Boutonnet, L., Vildaer, S., Radiguet, B., Bernhard, S., Padovan, N., 2006, *Le Ductal® : matériau d'avenir, le pont de Saint-Pierre la Cour*, La Technique Française du Béton, FIB Symposium, Naples, 8 pages.
- Hanson, N. W., 1960, *Precast-Prestressed concrete bridges : 2. Horizontal Shear Connections*, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, pp 38-58.
- Herrin, J.C., 1983, *Behaviour of high-strength concrete model subjected to biaxial compression*, MS Thesis, University of Texas, 148 pp, Austin.
- Hilsdorf, H., 1965, *The experimental determination of the biaxial strength of concrete, (Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit von Beton)*, Proceedings, V. 173, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- Hofbeck, J. A., Ibrahim, I. O., et al., 1969, *Shear transfer in reinforced concrete*, ACI Journal, vol. 66 (2), pp. 119-128.
- Hsu, T. T., Mau, S. T., Chen, B., 1987, *Theory of shear transfer strength of reinforced concrete*, ACI Structural Journal Vol. 84, N° 2, pp. 149-160.

- Hussein, A., 1998, *Behaviour of high-strength concrete under biaxial loading conditions*, PhD Thesis, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, 245 pp., Canada.
- Hussein, A., Marzouk, H., 2000, *Behavior of high-strength concrete under biaxial stresses*, ACI Materials Journal, january-february, pp. 27-36.
- Hwang, S. J., Yu, H. W., Lee, H. J., 2000, *Theory of interface shear capacity of reinforced concrete*, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, pp. 700-707.
- Jammes, F.-X., Cespedes, X., 2012, *Design of UHPC Wind Turbines*, 18th IABSE Congress on Innovative Infrastructures, Seoul, 10 pages.
- Jungwirth, J., Muttoni, A., 2004, *Versuche zum Tragverhalten von ultra hochfestem Beton – Teil 1 Material*, IS-BETON, Bericht 00.02.R3, Lausanne, 104 pages.
- Jungwirth, J., 2006, *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra Hochleistungs-Faserbeton*, Thèse EPFL No 3429, Lausanne, 214 pages.
- Kahn, Mitchell, 2002, *Shear friction test with high-strength concrete*, ACI Structural journal, vol. 99 (1), pp. 98-103.
- Kanakubo, T., Shimizu, K., Nagai, S. et Kanda, T., 2010, *Shear transmission on crack surface of ECC*, Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loading and Structural Applications, Korea Concrete Institute, pp.1623-1630.
- Kani, G. N. J., 1966, *Basic facts concerning shear failure*, ACI Journal, Vol. 63 (6), pp.675-691.
- Kaufmann, J., Menn, C., 1976, *Versuche über Schub bei Querbiegung*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 92 pages.
- Kavrychine et Soubret, 1976, *Comportement mécanique d'assemblage en béton armé cisailés et fléchis*, Annales de l'ITBTP n°342, série B159, septembre, pp. 1-19.
- Khaloo, A. R., et Kim, N., 1997, *Influence of concrete and fiber characteristics on behaviour of steel fiber reinforced concrete under direct shear*, ACI Materials Journal, Vol. 94, n°. 6, November-December, pp. 592-601.
- Khanlou, A., MacRae, G. A., Scott, A. N., Hicks, S. J., Clifton, G. C., 2013, *Shear performance of steel fibre-reinforced concrete*, Proceedings Steel Innovations Conference, 21-22 Fevrier, Christchurch, New Zealand.
- Kim, Byung-Suk; Kwark, Jong-Won; Kim, Young Jin; Park, Sung Yong; Koh, Kyung Taek; Joh, Changbin; Kwon, Kihyon, 2016, *Integration of SUPER Concrete Technology into various Structural Systems*, Proceeding of HiPerMat, pp.169-178.
- Kollegger, J., Mehlhorn, G., 1988, *Biaxiale Zug-Druckversuche an Stahlbetonscheiben*, Research report No. 6, Chair of Concrete Structures, University of Kassel, Germany.

Kordina, K., Blume, F., 1985, *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Half 364, Ernst & Sohn, Berlin, 52 pages.

Kotsovos, M. D., 1983, *Mechanisms of shear failure*, Magazine of Concrete Research, Vol. 35 (123), pp. 99-106.

Kubwimana, T., Rouxel, N., Hauchecorne, A., 2011, *Utilisation des bétons fibrés à ultra-hautes performances en site maritime – Etude de cas Port de Lorient – Quai de Kergroise*, CETMEF, 68 pages.

Khuntia, M., Stojadinovic, B., Goel, S., 1999, *Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 96 (2), pp. 282-90.

Kupfer, H., Hilsdorf, H.K, Rüschi, H., 1969, *Behavior of concrete Under Biaxial Stresses*, ACI Journal, Proceedings, 66, 8, pp. 656-666.

Lee, G. G., et Foster, S. J., 2006, *Behaviour of steel fibre reinforced mortar in shear I : Direct shear testing*, Uniciv report N° R-444, October, University of New South Wales, Sydney, Australia, pp. 185.

Lee, J.H., Hong, E.G, Joh, C., Kwahk, I., Lee, J. W., 2016, *Biaxial tension-compression strength behavior of UHPFRC in plane elements*, Materials and structures, 30:20, 17 pages.

Leonhardt, F., Walther, R., 1962, *Shear tests on beams with and without shear reinforcement* (in German, *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, 83 pages.

Li, H., Maekawa, K, Okumara, H., 1990, *Shear transfer mechanism on reinforced concrete crack surface*, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol. 12, No. 2, pp. 293-298.

Li V. C., 1992, *A Simplified Micromechanical Model of Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cementitious Composites*, Cement and Concrete Composites, 14, pp. 131 - 141.

Li Ye, Tan Kang Hai, Zhang Dong, 2016, *Optimization of Compressive Strength and Tensile Strength of Ultra-High Performance Concrete*, Proeeding Hiper Mat 2016, 9 pages.

Mansur, M. A., Ong, K. C. G., Paramasivam, P., 1986, *Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups*, Journal of Structural Engineering, Vol.112 (9), pp. 2066-2079.

Mansur, M. A. ; Vinayagam, T. ; Tan, K. H., 2008, *Shear transfer across a crack in reinforced high strength concrete*, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, April, pp. 294 – 302.

Marchand, P. ; 2011, *New AFGC Recommendation on UHPFRC : Chapter 2 – Design, Designing and building with UHPFRC, State of the art and Development ; pp. 697-710*

Marchand, P., Baby, F., Khadour, A., Battesti, T., Rivillon, P., Quiertant, M., Nguyen, H.-H., Génèreux, G., Deveaud, J.-P., Simon, A., Toutlemonde, F., 2016, *Bond behavior of reinforcing bars in UHPFRC*, Materials and Structures, Vol. 49, pp. 1979-1995.

Markovic, I., 2006, *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete, Development and Utilisation*, PhD Thesis, Delft University Press, the Netherlands, 211 pages.

Martin R.-P., Toutlemonde F., 2010, *Mise au point d'une cure thermique représentative de l'échauffement d'une pièce massive de béton*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°278.

Mattock, A. H., et Hawkins, N. M., 1972, *Shear transfer in reinforced concrete – recent research*, PCI Journal, Vol. 17 (2), pp. 55-75.

Mattock, A. H., 1974a, *Discussion of the paper « Modified Shear Friction Theory for Bracket Design », by B. R. Hermansen and J. Cowan*, ACI Journal, vol. 71 (8), pp. 421-423.

Mattock, A. H., 1974b, *Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane*, ACI Special Publication 42, Shear in reinforced concrete 2, Detroit, Michigan, ACI, pp.17-42.

Mattock, A.H., Johal, L., Chow, H.C., 1975, *Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane*, Prestressed Concrete Institute Journal, Juillet-aout, pp.76-93.

Mattock, A. H., 2001, *Shear friction and high strength concrete*, ACI structural journal, vol. 98 (1), pp. 50-59.

Mazars, J., 1984, *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*, Thèse de doctorat d'Etat, Université Paris 6, Paris.

Mazzacane, P., Ricciotti, R., Teply, F., 2011, *The Passerelle des Anges Footbridge, Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, pp. 111-124.

Mikame, A., Uchida, K., Noguchi, H., 1991, *Study of compressive deterioration of cracked concrete*, Proceedings International Workshop on finite element analysis of reinforced concrete, Columbia University, New-York.

Millard, S. G., Johnson, R. P., 1984, *Shear transfer in cracked reinforced concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, pp. 3-15.

Minelli, F., Plizzari, G. A., 2010, *Shear strength of FRC members with little or no shear reinforcement: a new analytical model*, Proceeding of the workshop Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements, Salo, Lake Garda, Italy, pp. 211-225.

Mirsayah, A. A., et Banthia, N., 2002, *Shear strength of steel fiber-reinforced concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 99, n° 5, September-October, pp. 473-479.

Miyahara, T., Kawakami, T., Maekawa, K., 1987, *Nonlinear behavior of cracked reinforced concrete plate element under uniaxial compression*, Proceedings of JSCE, N° 378, Aout, pp. 131-144.

Moreillon, L., 2013, *Shear and punching shear behavior of structure elements in high performance fibre reinforced concrete*, Thèse de doctorat, 480 pages.

Mörsch, E., 1908, *Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung*, Ed. Konrad Wittwer, Stuttgart.

Narayanan, R., Darwish, I.Y.S.1987, *Use of steel fibers as shear reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 84 (3), pp. 216-226.

Nelissen, L.J., 1972, *Biaxial testing of normal concrete*, Heron, Delft, v 18, n°1, 1972, pp. 603-611.

Nojiri, Y., Kotani, K., Abe, Y., 1984, *Failure envelope of concrete subjected to multiaxial compressive stresses*, Proceedings of international conference on concrete under multiaxial conditions, RILEM, pp. 141-148, Toulouse.

Ouzani, N., 2015, *Programme réalisant un calcul de structure pour des poutres en BFUP*, rapport de stage MSP, ENTPE, 53 pages.

Paulay, T., et Loeber, P.J., 1974, *Shear transfer by aggregate interlock*, ACI Special Publication 42, Shear in reinforced concrete 2, Detroit, Michigan, American Concrete Institute, pp. 17-42.

Paulay, T., Park, R., Phillips, M.H., 1974, *Horizontal construction joints in cast in place reinforced concrete*, ACI Special Publication 42, Shear in Reinforced Concrete 2. Detroit, Michigan, American Concrete Institute, pp. 17-42.

Pimienta, P. ; Mindeguia, J.C. ; Simon, A., Belhou, M. ; 2011, *Behaviour of 2 UHPFRC at high temperatures*, Designing and building with UHPFRC, ISTE-Wiley, pp. 579-597.

Redaelli, D., 2009, *Comportement et modélisation des éléments de structure en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives*, Thèse de Doctorat de l'EPFL, 288 pages.

Regan, P.E., et Placas, A., 1970, Limit state design for shear in rectangular and T-beams, Magazine of Concrete Research, Vol. 22, n° 73, décembre, pp.197-208.

Ren, X., Yang, W., Zhou, Y., Li, J., 2008, Behavior of High-Performance Concrete under Uniaxial and Biaxial Loading, Materials Journals, V. 105, 6, pp.548-558.

Resplendino, J., Bouteille, S., Delauzun, O., Maleco, E., Dumont, C., Cantrelle, P., Chanliaud, G., Clergue, C., Lingard, Y., Capra, A., Linger, L., Martin, J., Guilloud, M., 2007, *Construction d'un passage supérieur sur l'autoroute A51 en caisson précontraint en BFUP*, GC'2007, 21 et 22 Mars, Paris, 11 pages.

Resplendino, J., 2011, Structures en Bétons Fibrés à Ultra_Hautes Performances (BFUP). Etat de l'art et perspectives, Travaux n°877, pp. 11-21.

- RILEM TC 162-TDF, 2003, *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete; σ - ϵ design method*, Materials and Structures, Vol. 36, Octobre, pp. 560-567.
- Ritter, W., 1899, *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 33 (7), Zurich, pp. 59-61.
- Rossi, P., Arca A., Parant E., Fakhri P., 2005, *Bending and compressive behaviors of a new cement composite*, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 27-33.
- Sato, Y., Pansuk, W., Den Uijl, J.A., Walraven, J. C., 2008, *Shear Capacity of high performance fiber reinforced concrete I-beams*, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, pp. 369-376.
- Schickert, G., Winkler, H., 1977, *Results of test concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, heft 277, Berlin.
- Schiessl, A., *Die Druckfestigkeit von gerissenen Scheiben aus Hochleistungsbeton und selbstverdichtendem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Rissneigung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, No. 548, Beuth Verlag, Berlin, Germany, 2005, 187 pp.
- Schlaich, J., Schaefer, K., 1983, *Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons*, Beton und Stahlbetonbau, Ernest & Sohn, Berlin, Germany, V. 78, No. 3, Mars, pp.73-78.
- Shaikh, 1978, *Proposed Revisions to Shear Friction Provisions*, PCI Journal 23(2), pp. 12-21
- Sharma, A. K., 1986, *Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams*, ACI Journal, Vol. 83 (4), pp. 624-628.
- Simon, A., Corvez, D., Marchand, P., 2013, *Feedback of a ten years assessment of fibre distribution using K factor concept*, Proceedings UHPFRC 2013, RILEM pro 87, pp. 669-678.
- Sirijaroonchai, K., El-Tawil, S., Parra-Montesinos, G., 2010, *Behavior of high performance fiber reinforced cement composites under multi-axial compressive loading*, Cement & Concrete Composites, V. 32, pp. 62-72.
- Sorelli, L., Davila, R., Je Jesus, M., Ulm, F.-J., Toutlemonde, F., 2007, *Optimal design of UHPC highway bridges based on crack criteria*, CONSEC'07, pp. 1085-1092.
- Stegbauer, Linse, 1972, *Comparison of stress-strain behavior of concrete and other materials under biaxial loading*, colloque RILEM, tome 1, Cannes.
- Stiel, T., Karihaloo B., Fehling E., 2004, *Effects of Casting Direction on the Mechanical properties of CARDIFRC*, International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, pp. 481-493.
- Swamy, R. N., Bahia, H. M., 1985, *The effectiveness of steel fibers as shear reinforcement*, ACI Concrete International, Vol. 7 (3), pp. 35-40.

- Swamy, R. N., Jones, R, Chiam, T. P., 1993, *Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-beams*, ACI Structural Journal, Vol. 90 (1), pp.103-114.
- Swanepoel, W., 2011, *The behaviour of fibre reinforced concrete (SHCC) under biaxial compression and tension*, Master Thesis, Stellenbosch university, pp. 110, Stellenbosch, Afrique du Sud.
- Tan, K. H., et Mansur, M. A., 1990, *Shear transfer in reinforced fiber concrete*, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 2, No. 4, November, pp. 202-214.
- Tanaka, Y., Musha, H., Ohtake, A., Shimoyama, Y., Kaneko, O., 2002, *Design and Construction of Sakata-Mirai Footbridge Using Reactive Powder Concrete*, Proceedings of the 1st fib Congress, Vol.1, Session 1, pp.103-104.
- Tanaka, Y., Maekawa, K., Kameyama, Y., Ohtake, A., Musha, H., Watanabe, N., 2010, *The Innovation and Application of UHPFRC Bridges in Japan*, Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development, ISTE-Wiley, pp. 149-187.
- Taylor, M.A., Jain, A.K., 1972, *Path dependent biaxial compressive testing of an all lightweight aggregate concrete*, ACI Journal, n° 69-71, pp. 758-764.
- Tizatto, V., Shehata, L. C. D., 1990, *Longitudinal shear strength of wide compression flanges*, Materials and Structures, 23, 26-34, Rio de Janeiro, Brésil.
- Torrenti, J.M., 1987, *Comportement multiaxial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Torrenti, J.M., Djebri, B., 1995, *Behaviour of steel-fiber-reinforced concretes under biaxial compression loads*, Cement & Concrete Composites, V. 17, pp. 261-266.
- Toutlemonde, F., Le Maou, F., 1996, *Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation*, Bulletin des Laboratoire des Ponts et Chaussées, 203, pp. 105-119.
- Toutlemonde, F. ; Carcasses, M. ; Lion, M ; 2011 ; *Field Experience of UHPFRC Durability in an Air Cooling Tower*, Designing and Building with UHPFRC, State of the art and Development ; pp. 697-710.
- Toutlemonde, F., et Resplendino, J., 2011, *Designing and building with UHPFRC : State of the Art and Development*, ISTE-Wiley, 814 pages.
- Toutlemonde, F., et Resplendino, J., 2013, *UHPFRC 2013 Proceedings or the RILEM-fib-AFGC international symposium on ultra-high performance fibre-reinforced concrete*, RILEM Pro 87, 817 pages.
- Valle, M., et Büyüköztürk, O., 1993, *Behaviour of fiber reinforced high strength concrete under direct shear*, ACI materials Journal, Vol. 90, n° 2, March-April, pp. 122-123.
- Vecchio, F., Collins, M. P., 1986, *The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*, ACI Structural Journal, Vol. 83, pp. 219-231.

- Voo, Y. L., Foster, S. J., Gilbert, R. I., 2006, *Shear strength of fiber reinforced reactive powder concrete prestressed girders without stirrups*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4 (1), pp. 123-132.
- Voo, Y. L., Poon, W. K., Foster, S. J., 2010, *Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Ultrahigh-Performance Concrete Beams without Stirrups*, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 136 (11), pp.1393-1400.
- Voo, Yen Lei; Foster, Stephen James, 2016, *Design and Construction of the 100 metre Span UHPC Batu 6 Segmental Box Girder Bridge*, Proceeding Hiper Mat 2016, Kassel, 8 pages
- Walraven, J. C., 1981, *Fundamental Analysis of aggregate interlock*, Journal of the structural division, ASCE vol. 107 (11), pp 2245-2270.
- Walraven, J. C., Frenay, J., et al., 1987, *Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members*, PCI journal, Vol. 32 (1), pp. 66-84.
- Wille, K., Kim, D. J., Naaman, A. E., 2011, *Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents*, Materials and Structures, Vol, 44(3), pp. 583-598, 2011.
- Yin, W.S., Su, E. C. M., Mansur, M.A. & HSU, T. T. C., 1989, *Biaxial tests of plain and fiber concrete*, ACI Materials, V. 89, pp 236-243.
- Zhang, M., Ronning, T., Gjorv, O., 1993, *Mechanical Properties of High Strength Concrete*, High-Strength concrete 1993, Proceedings Lillehammer, pp. 1271-1279, Norway.

Annexe 1

Caractérisation des matériaux, campagne cisaillement

1. Principe de la campagne expérimentale de caractérisation des matériaux

Lors de la fabrication des éprouvettes de cisaillement (voir section 3.2.2.3) des éprouvettes de caractérisation ont été fabriquées. Afin de réaliser une caractérisation de chacun des matériaux conforme aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b), pour chaque matériau, il a été fabriqué dans la même gâchée :

- 6 prismes destinés à réaliser des essais de flexion 3 points sur prisme entaillé (7 x 7 x 28 cm pour les BFUP A et B, 10 x 10 x 40 cm pour le BFUP C).
- 6 prismes destinés à réaliser des essais de flexion 4 points (7 x 7 x 28 cm pour les BFUP A et B, 10 x 10 x 40 cm pour le BFUP C).
- 6 cylindres 11 x 22 destinés à réaliser 3 essais de détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson et 6 essais de compression.

Conformément aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b), les prismes de flexion trois points ont été entaillés sur 10% de leur hauteur et la sollicitation a été appliquée selon les représentations schématiques de la Figure 255.

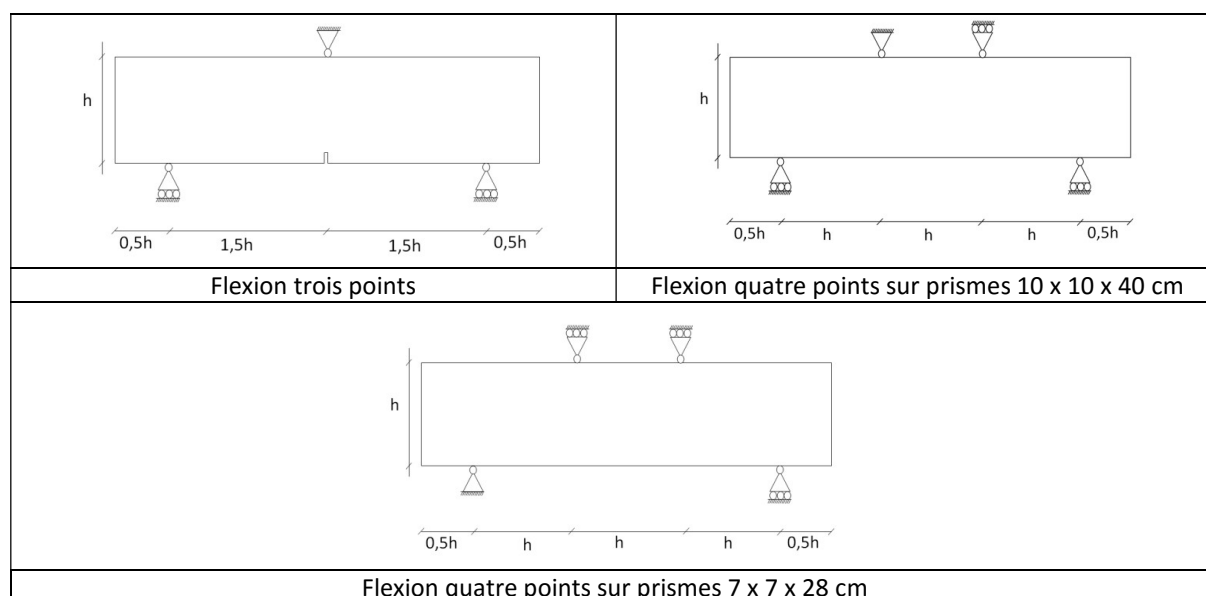


Figure 255: Représentations schématiques des montages d'essais de flexion 3 et 4 points

En plus des essais de caractérisation classiques, des essais de flexion trois points ont été réalisés sur des éprouvettes en BFUP A et C ayant la même géométrie que celle des corps d'épreuve utilisés pour la détermination du comportement en cisaillement afin de mieux prendre en compte l'effet de l'orientation des fibres dans les corps d'épreuve. Leur géométrie est présentée dans la Figure 256.

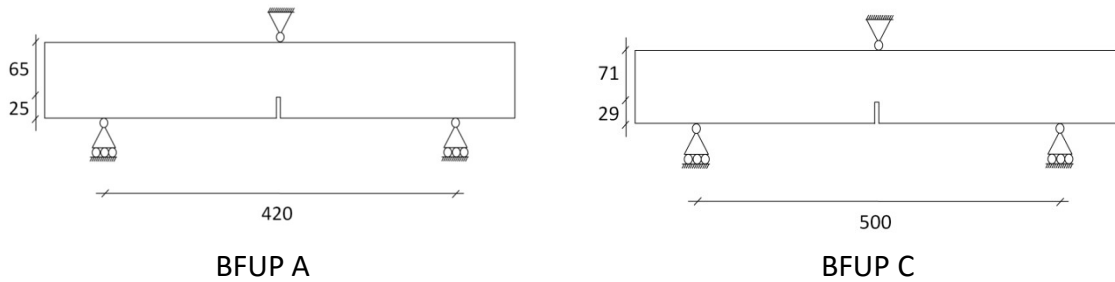


Figure 256: Représentation schématique des montages d'essais de flexion 3 points sur prismes de cisaillement (longueur en mm)

Lorsque plusieurs gâchées ont été réalisées le même jour, l'ensemble des éprouvettes de caractérisation ont été fabriquées avec le béton issu de l'une des gâchées, seuls 3 cylindres de compression ont été fabriqués pour chacune des autres gâchées. Ces cylindres sont destinés à réaliser trois essais de compression pour s'assurer de la similitude du comportement mécanique du BFUP sur l'ensemble des gâchées.

Les prismes de caractérisation ont été fabriqués au cours de la première gâchée pour les BFUP A et B, la fabrication des corps d'épreuve en BFUP C a été réalisée en une seule gâchée (voir section 3.2.2.3).

2. Moyens expérimentaux utilisés

2.1. Essais de compression

Les essais de compressions ont été réalisés sur la presse de capacité 5000 kN de l'IFSTTAR (voir Figure 257). Le chargement a été effectué avec régulation en force à une vitesse de 0,5 MPa/s.



Figure 257: Essais de compression

2.2. Détermination du Module d'Young et du coefficient de Poisson

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson a également été réalisée sur la presse de capacité 5000 kN de l'IFSTTAR (voir Figure 257). Trois cycles de chargement/déchargement entre 5% et 30% de la résistance en compression ont été réalisés. La mesure des déformations longitudinales (détermination du module d'Young) et des déformations transversales (détermination du coefficient de Poisson) a été réalisée grâce à un

extensomètre à pointeaux « J2P instrumentation » (voir Figure 257). La mesure de déformation longitudinale est réalisée à mi-hauteur de l'éprouvette, sur trois génératrices (écartées de 120°) et en utilisant une base de mesure égale au diamètre de l'éprouvette testée.

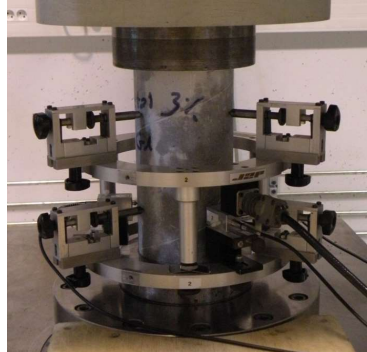


Figure 258: Détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson

2.3. Essais de flexion

Les essais de flexion ont été réalisés sur une presse de capacité 500 kN pour les prismes 7 x 7 x 28 cm et 10 x 10 x 40 cm et sur une presse de capacité 100kN pour les prismes de cisaillement testés en flexion (voir Figure 259). Le même bâti de flexion a été utilisé sur les deux presses.

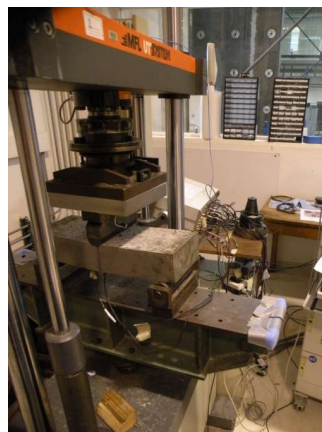


Figure 259: Vue des essais de flexion trois points sur prismes de cisaillement

Afin d'éviter au maximum les effets de frottement, les appuis du bâti sont constitués de:

- Pour les essais de flexion 3 point : deux rouleaux en fibre inférieure et une demi-lune en fibre supérieure (voir Figure 260).
- Pour les essais de flexion 4 points : deux rouleaux en fibres inférieure, un rouleau et une demi-lune en fibre supérieure (voir Figure 260).



Vue du bâti au cours des essais de flexion 3 points



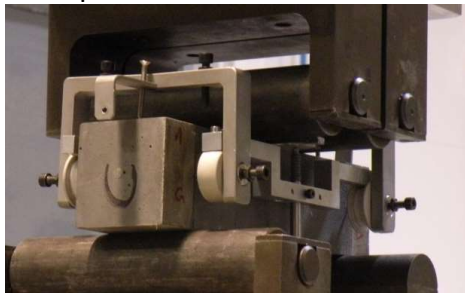
Vue du bâti au cours des essais de flexion 4 points

Figure 260: Bâti de flexion utilisé

Pour l'ensemble des essais réalisés sur des prismes de flexion 7 x 7 x 28 cm et 10 x 10 x 40 cm, le pilotage a été réalisé en déplacement vérin : l'approche est réalisée à une vitesse de 0,1 mm/s jusqu'à un effort de 0,5 kN puis l'essai est mené à une vitesse de 0,25 mm/min. Pour les essais de flexion 3 points sur les prismes de cisaillement entaillés et compte tenu d'une difficulté technique, le pilotage a été effectué en pilotage sur la moyenne des extensomètres mesurant l'ouverture de fissure (vitesse de 0,1 mm/mn) après avoir réalisé une approche en déplacement vérin jusqu'à un effort de 1,5 kN.

Les prismes de flexion 4 points ont été instrumentés par :

- deux capteurs LVDT de 10 mm de course pour mesurer la flèche du prisme (un fleximètre est utilisé – voir Figure 261)
- deux capteurs LVDT de 5 mm de course montés en extensomètre pour mesurer les déformations en fibre inférieure. La base des extensomètres est prise égale à la moitié de la longueur de la zone de moment constant et les extensomètres sont positionnés en quinconce de manière à couvrir toute la zone de moment constant (voir Figure 261).



Mesure de flèche



Mesure en fibre inférieure

Figure 261: Instrumentation des prismes testés en flexion 4 points

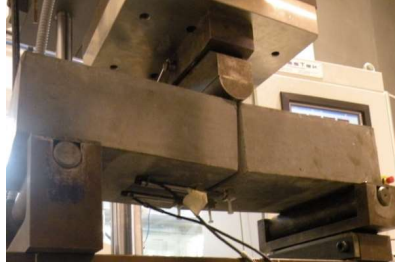
Les prismes testés en flexion trois points (prismes 7 x 7 x 28 cm, 10 x 10 x 40 cm ou prismes de cisaillement) ont été instrumentés par deux capteurs de déplacement LVDT de 5 ou 10 mm de course (en fonction de la taille de l'éprouvette utilisée et donc de l'espace disponible) montés en extensomètre (base de 40 mm) centrée sur l'entaille (voir Figure 262).



Prismes 10x10x40 cm



Prismes 7x7x28 cm



Prismes de cisaillement

Figure 262: Instrumentation des prismes testés en flexion 3 points

3. Résultats expérimentaux

Nous présentons, dans la suite, pour chacun des matériaux utilisés, les résultats des essais de caractérisation du matériau réalisés (voir section 3.2.2.1).

3.1. BFUP A

Les résultats des essais de compression et de détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson sont présentés dans le Tableau 49.

<u>Eprouvette</u>	<u>Résistance en compression (MPa)</u>	<u>Module d'Young (GPa)</u>	<u>Coefficient de Poisson</u>
G1-1	230	58,9	0,19
G1-2	231	-	-
G1-3	221	58,5	0,19
G1-4	231	58,6	0,19
G1-5	228	-	-
G1-6	229	-	-
Moyenne	228	58,7	0,19
Caractéristique	220,4	-	-
G2-1	231	-	-
G2-2	226	-	-
G2-3	234	-	-
Moyenne	230	-	-

Tableau 49: Caractéristique en compression du BFUP A

Pour ce matériau, la détermination du comportement en traction a été réalisée via :

- 6 essais de flexion trois points entaillée sur prismes 7 x 7 x 28 cm,
- 6 essais de flexion quatre points non entaillés sur prismes 7 x 7 x 28 cm,
- 6 essais de flexion trois points entaillée sur des prismes de cisaillement 9 x 18,5 x 49,5 cm.

Réponse en flexion

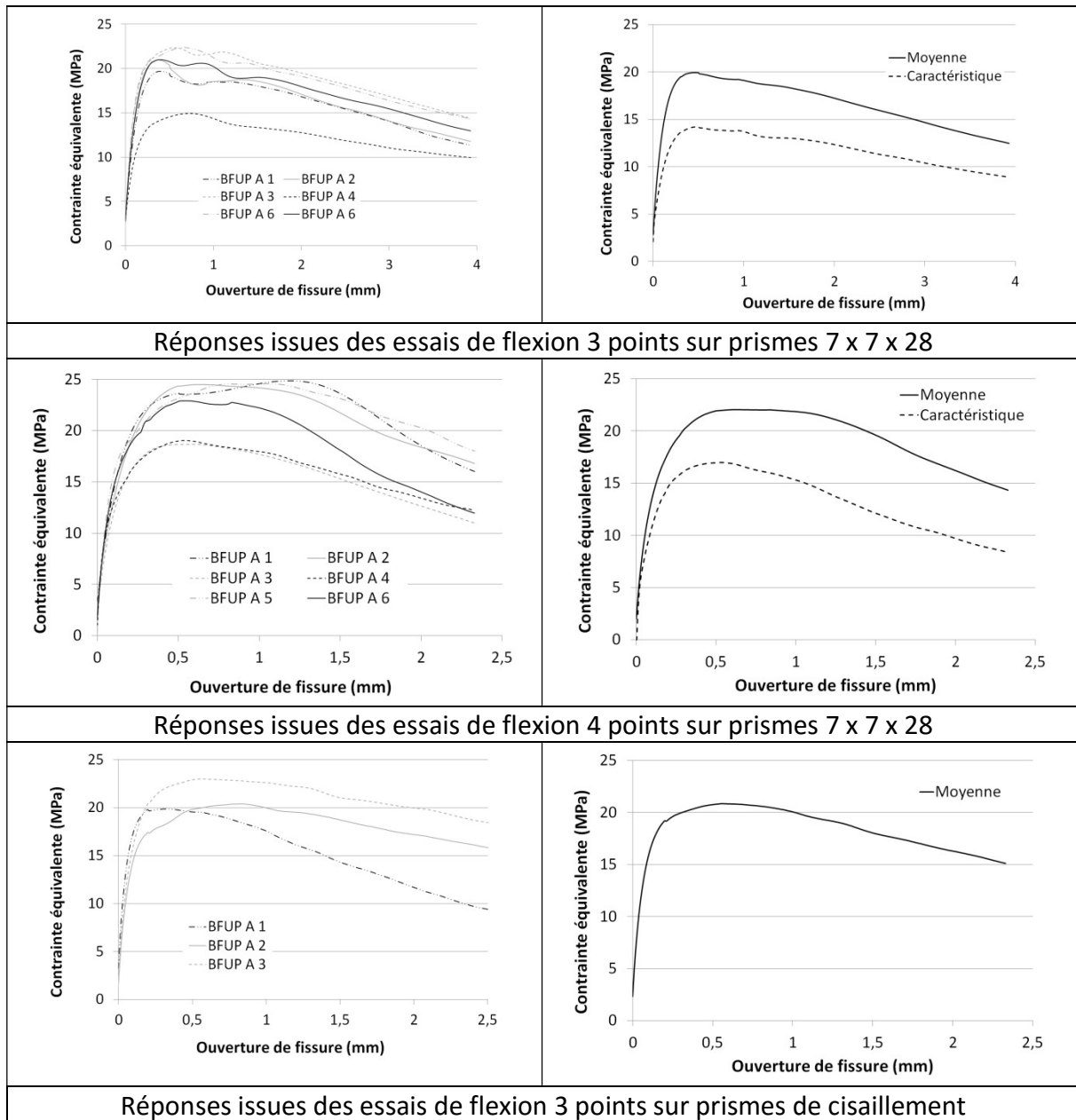


Figure 263: Réponse du BFUP A en flexion

Loi de comportement en traction

Une analyse inverse conforme aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) a été réalisée sur les résultats des essais de flexion. Compte tenu du comportement multimacrofissurant des éprouvettes testées en flexion 4 points (voir Figure 264) et conformément aux résultats de (Baby, 2012), une analyse inverse en « contrainte-ouverture de fissure » a été préférée à une analyse en « contrainte-déformation ». L'analyse inverse a été réalisée à partir des courbes « Moment – flèche au centre ».

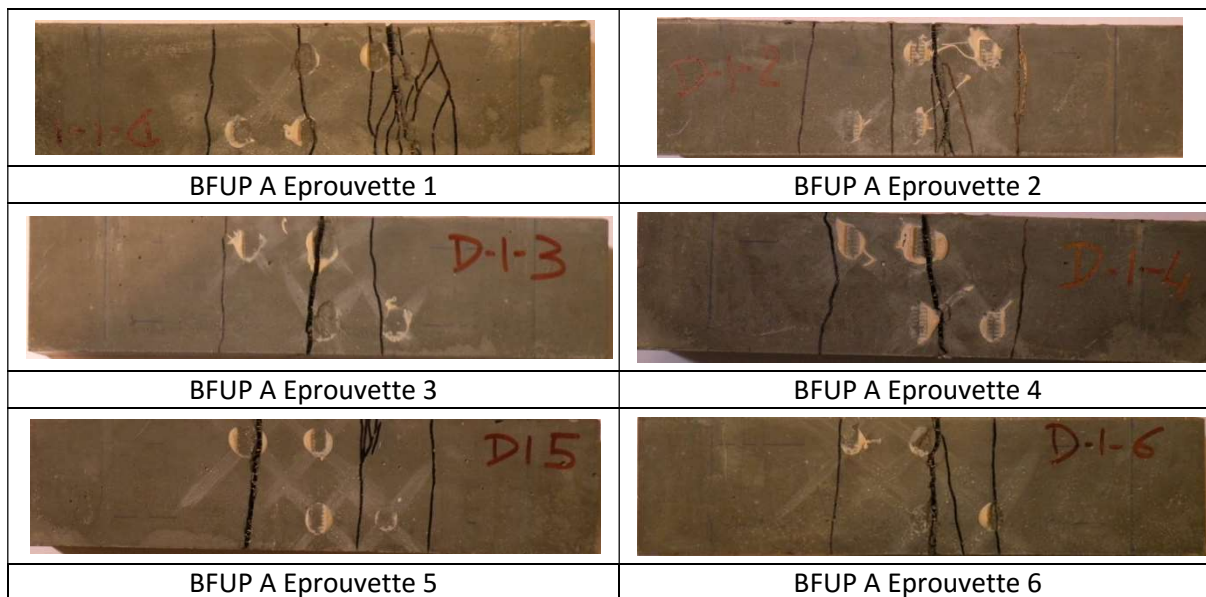


Figure 264: Relevé de fissure des éprouvettes en BFUP A testées en flexion quatre points

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sont présentées dans la Figure 265.

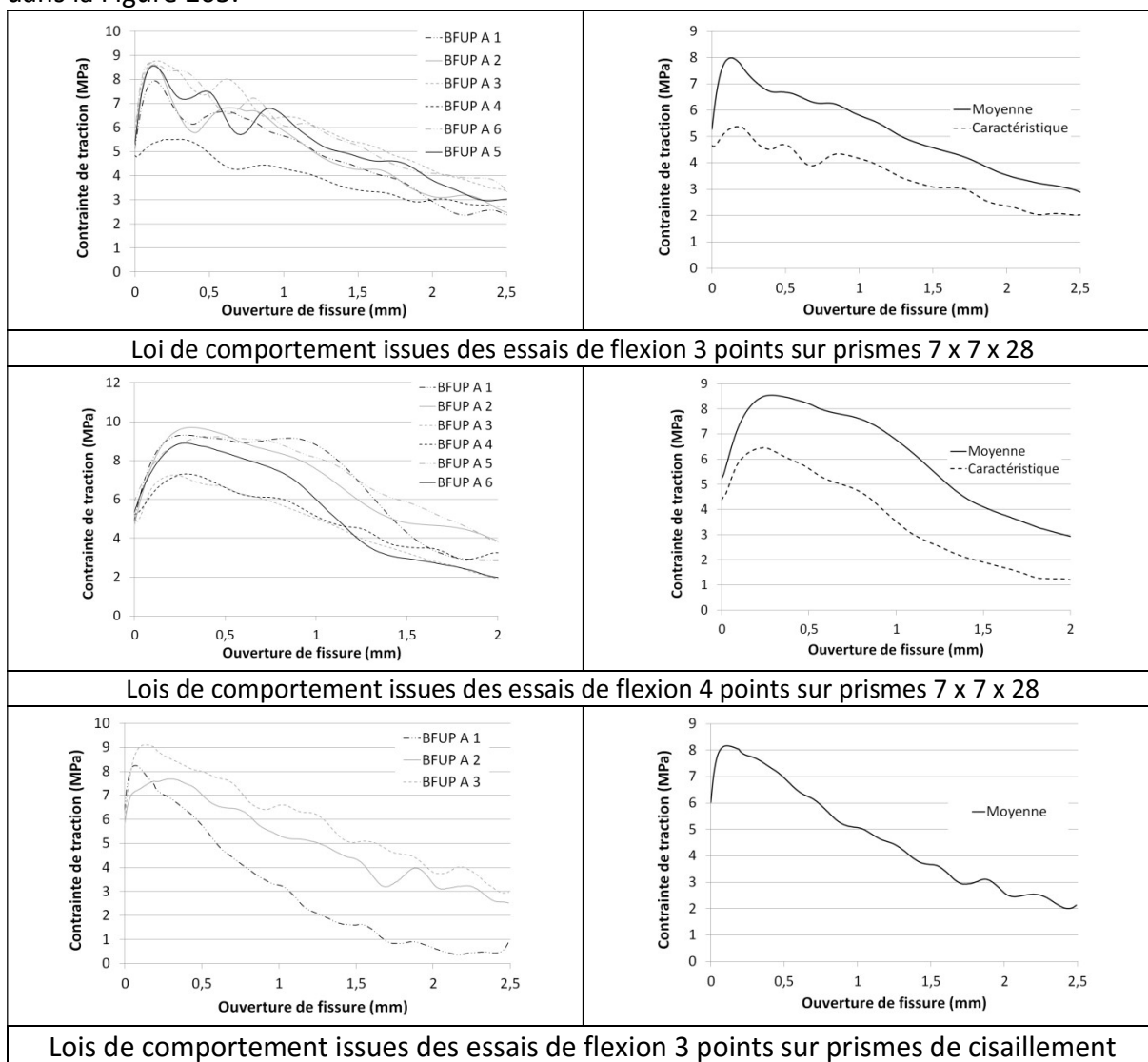


Figure 265: Lois de comportement en traction du BFUP A

Synthèse sur le comportement en traction

Les caractéristiques principales du comportement en traction du BFUP A sont regroupées dans le Tableau 50.

<u>Corps d'épreuve</u>		<u>Limite élastique en traction (MPa)</u>	<u>Resistance en traction (MPa)</u>	<u>Module en traction</u>
Flexion quatre points	1	15,5	9,3	69,7
	2	16,1	9,7	66,2
	3	15,1	7,3	67,0
	4	15,2	7,3	64,5
	5	14,5	9,2	64,5
	6	15	8,9	67,3
	Moyenne	15,2	8,6	66,5
	Caractéristique	14,2	6,5	62,9
Flexion trois points	1	-	7,9	-
	2	-	8,6	-
	3	-	8,8	-
	4	-	5,5	-
	5	-	8,7	-
	6	-	8,6	-
	Moyenne	-	8,0	-
	Caractéristique	-	5,7	-
Cisaillement	1	-	8,2	-
	2	-	7,7	-
	3	-	9,1	-
	Moyenne	-	8,33	-
	caractéristique	-	7,2	-

Tableau 50: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP A en traction

La limite élastique en traction du matériau est déterminée visuellement lorsqu'une inflexion apparaît sur la courbe de comportement « Contrainte-Déformation en fibre inférieure » obtenue sur lors des essais de flexion 4 points. L'effet d'échelle n'est pas pris en compte. Le module en traction est déterminé en linéarisant les données entre le tiers et les deux tiers de la limite élastique.

3.2. BFUP B

<u>Eprouvette</u>	<u>Résistance en compression (MPa)</u>	<u>Module d'Young (GPa)</u>	<u>Coefficient de Poisson</u>
G1-1	230,6	61,0	0,19
G1-2	232,3	60,9	0,19
G1-3	234,7	61,7	0,19
G1-4	223,1	-	-
G1-5	234,6	-	-
G1-6	234,1	-	-
Moyenne	231,6	61,2	0,19
Caractéristique	222,6	-	-
G2-1	236,7	-	-
G2-2	240,1	-	-
G2-3	238,5	-	-
Moyenne	238,5	-	-

Tableau 51: Caractéristique en compression du BFUP B

Pour ce matériau, la détermination du comportement en traction a été réalisée via :

- 6 essais de flexion trois points entaillée sur prismes 7 x 7 x 28 cm,
- 6 essais de flexion quatre points non entaillés sur prismes 7 x 7 x 28 cm.

Réponse en flexion

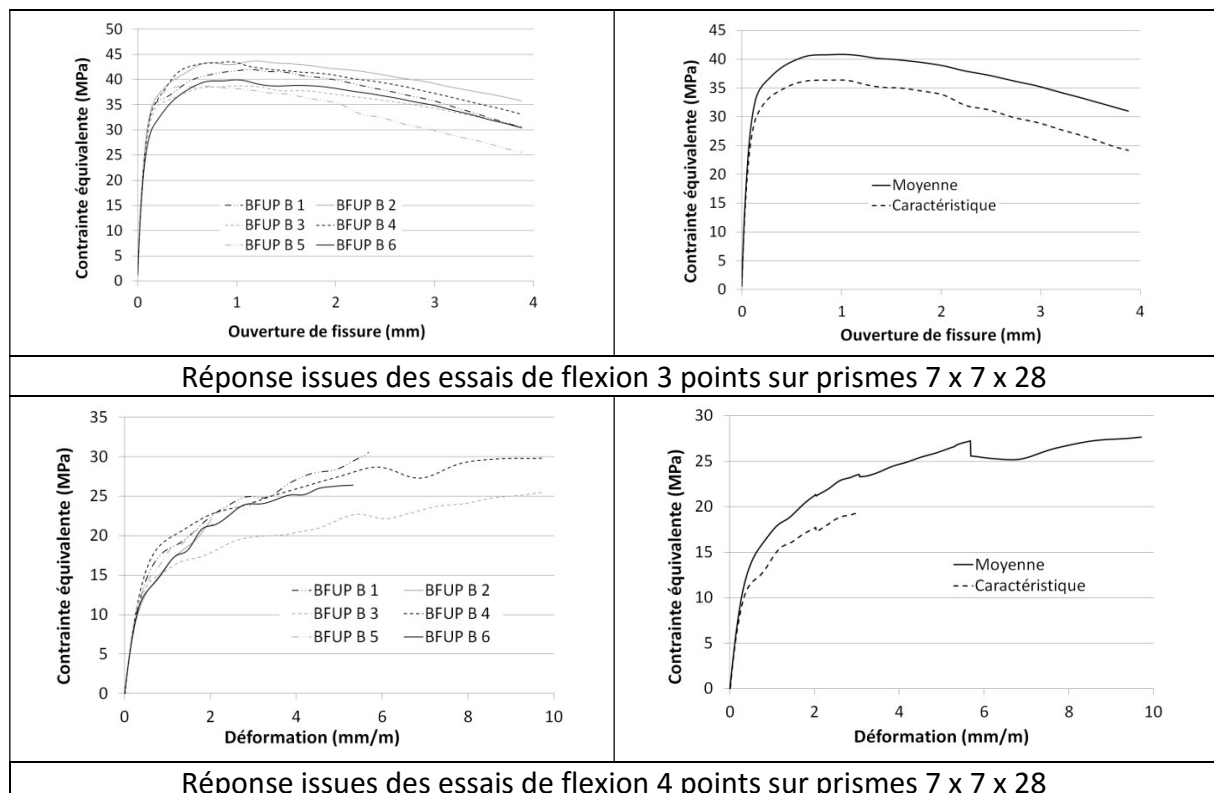


Figure 266: Réponse du BFUP B en flexion

Loi de comportement en traction

Une analyse inverse conforme aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) a été réalisée sur les résultats des essais de flexion. Compte tenu du comportement multimicrofissurant des éprouvettes testées en flexion 4 points (voir Figure 267) et conformément aux résultats de (Baby, 2012), une analyse inverse en « contrainte-déformation » a été préférée à une analyse en « contrainte-ouverture de fissure ».

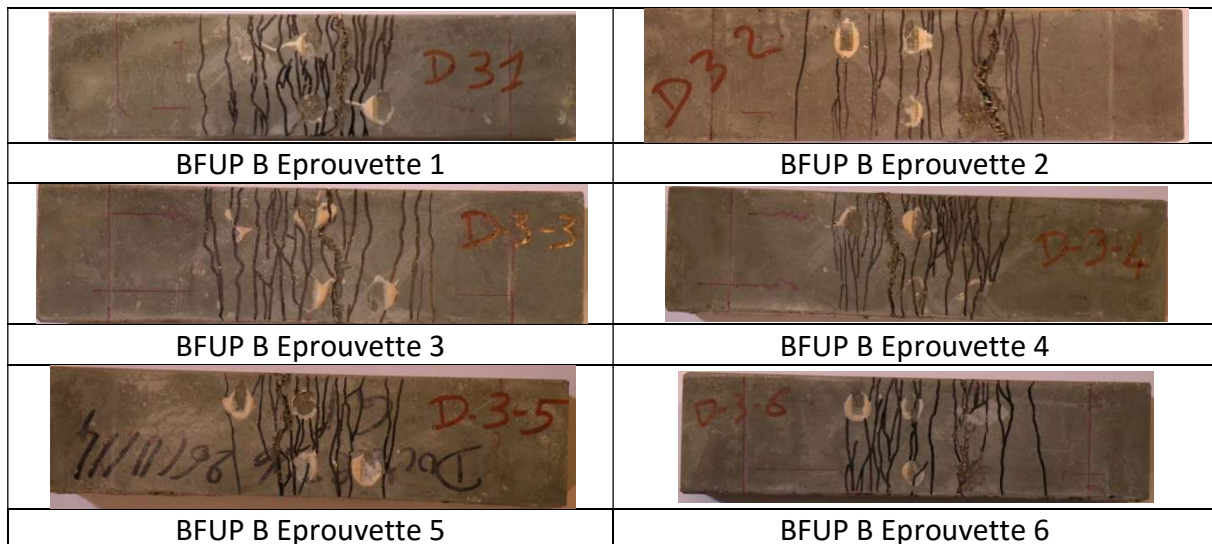


Figure 267: Relevé de fissure des éprouvettes en BFUP B testées en flexion quatre points

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sont présentées dans la Figure 268.

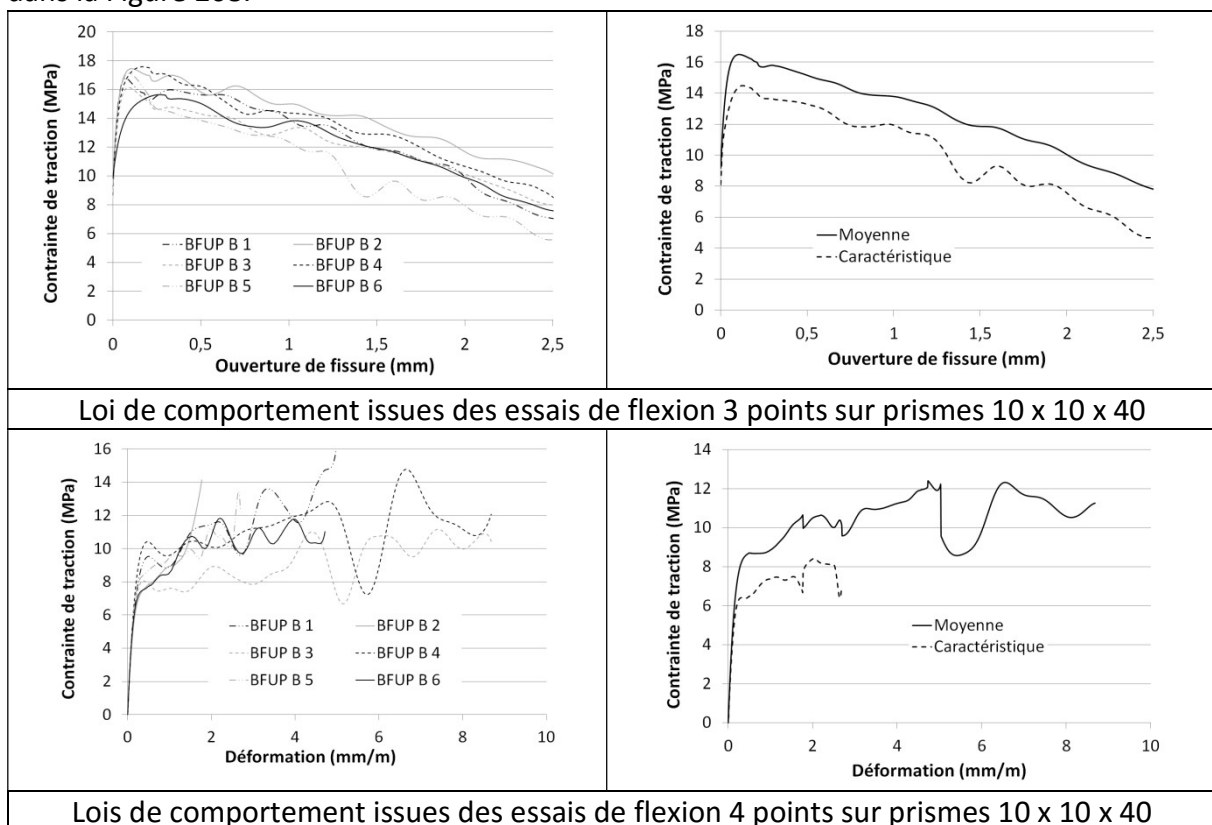


Figure 268: Lois de comportement en traction du BFUP B

Synthèse sur le comportement en traction

Les caractéristiques principales du comportement en traction du BFUP B sont regroupées dans le Tableau 52.

<u>Corps d'épreuve</u>		<u>Limite élastique en traction (MPa)</u>	<u>Résistance en traction (MPa)</u>	<u>Module en traction</u>
Flexion quatre points	1	15,3	17,4	65,5
	2	13,8	14,1	67,3
	3	17,0	11,2	68,3
	4	13,2	14,8	68,4
	5	16,3	13,5	68,7
	6	14,6	11,8	69,1
	Moyenne	15,0	13,8	67,9
	Caractéristique	12,4	9,3	65,5
Flexion trois points	1	-	16,8	-
	2	-	17,4	-
	3	-	16,1	-
	4	-	17,6	-
	5	-	17,1	-
	6	-	15,6	-
	Moyenne	-	16,8	-
	Caractéristique	-	15,3	-

Tableau 52: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP B en traction

La limite élastique en traction du matériau est déterminée visuellement lorsqu'une inflexion apparaît sur la courbe de comportement « Contrainte-Déformation en fibre inférieure » obtenue sur lors des essais de flexion 4 points. Le module en traction est déterminé en linéarisant les données entre le tiers et les deux tiers de la limite élastique.

3.3. BFUP C

<u>Eprouvette</u>	<u>Résistance en compression (MPa)</u>	<u>Module d'Young (GPa)</u>	<u>Coefficient de Poisson</u>
G1-1	203,8	-	-
G1-2	196,7	60,9	0,22
G1-3	193,0	61,3	0,23
G1-4	195,6	60,4	0,23
G1-5	203,0	-	-
G1-6	207,3	-	-
Moyenne	199,9	60,9	0,23
Caractéristique	188,6	-	-

Tableau 53: Caractéristique en compression du BFUP C

Pour ce matériau, la détermination du comportement en traction a été réalisée via :

- 6 essais de flexion trois points entaillée sur prismes 10 x 10 x 40 cm,
- 6 essais de flexion quatre points non entaillés sur prismes 10 x 10 x 40 cm,
- 3 essais de flexion trois points entaillée sur prismes de cisaillement 10 x 18,5 x 58,5 cm.

Réponse en flexion

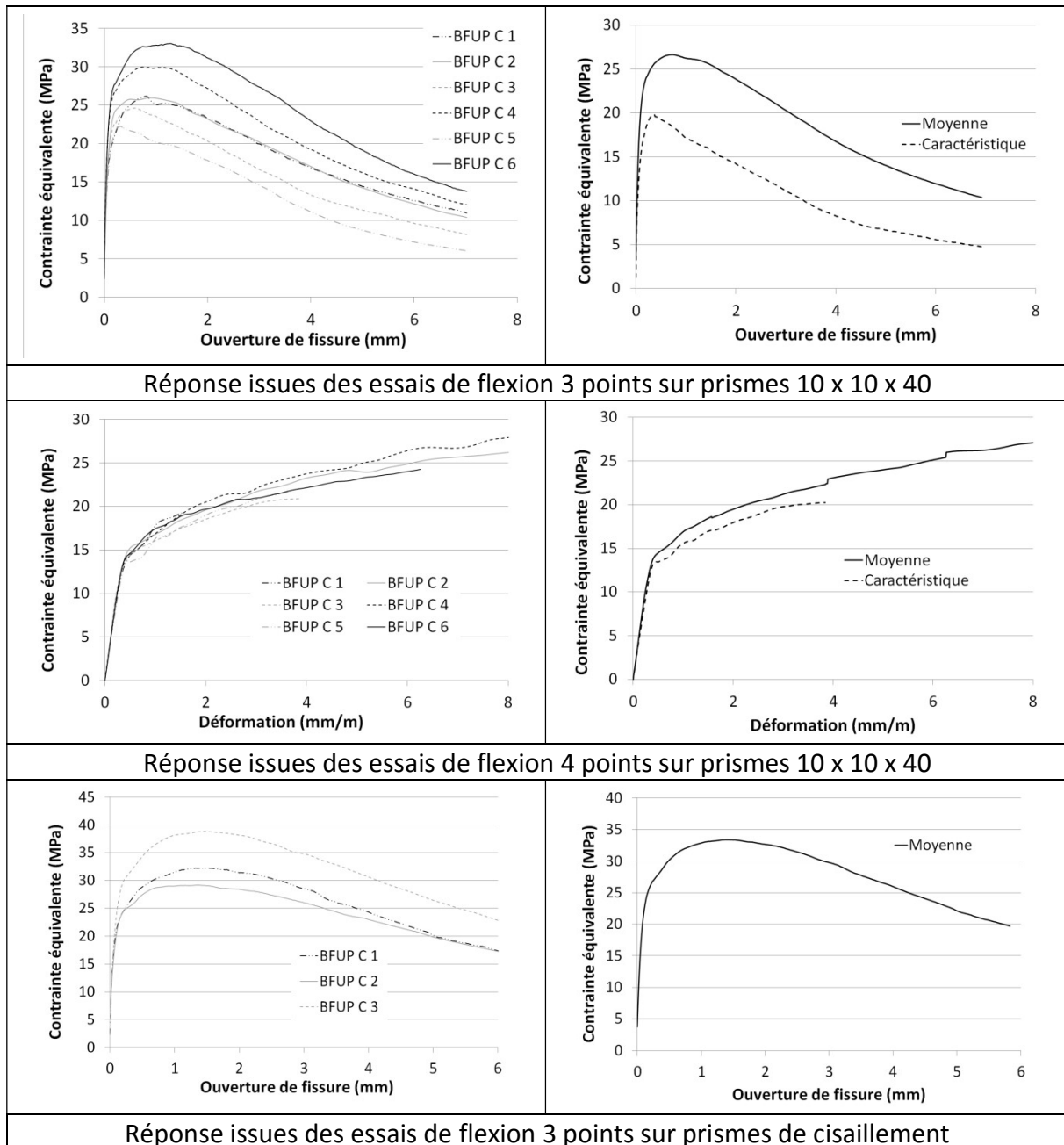


Figure 269: Réponse du BFUP C en flexion

Loi de comportement en traction

Une analyse inverse conforme aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) a été réalisée sur les résultats des essais de flexion. Compte tenu du comportement multimicrofissurant des éprouvettes testées en flexion 4 points (voir Figure 270) et conformément aux résultats de (Baby, 2012), une analyse inverse en « contrainte-déformation » a été préférée à une analyse en « contrainte-ouverture de fissure ».

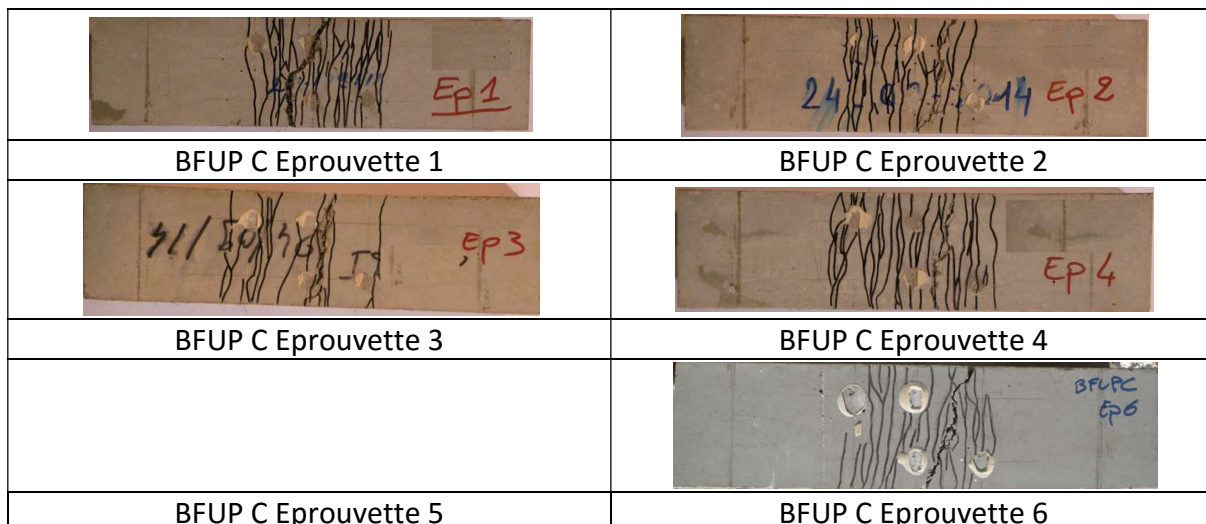


Figure 270: Relevé de fissure des éprouvettes en BFUP C testées en flexion quatre points

Les lois de comportement en traction issues des analyses inverses réalisées sont présentées dans la Figure 271.

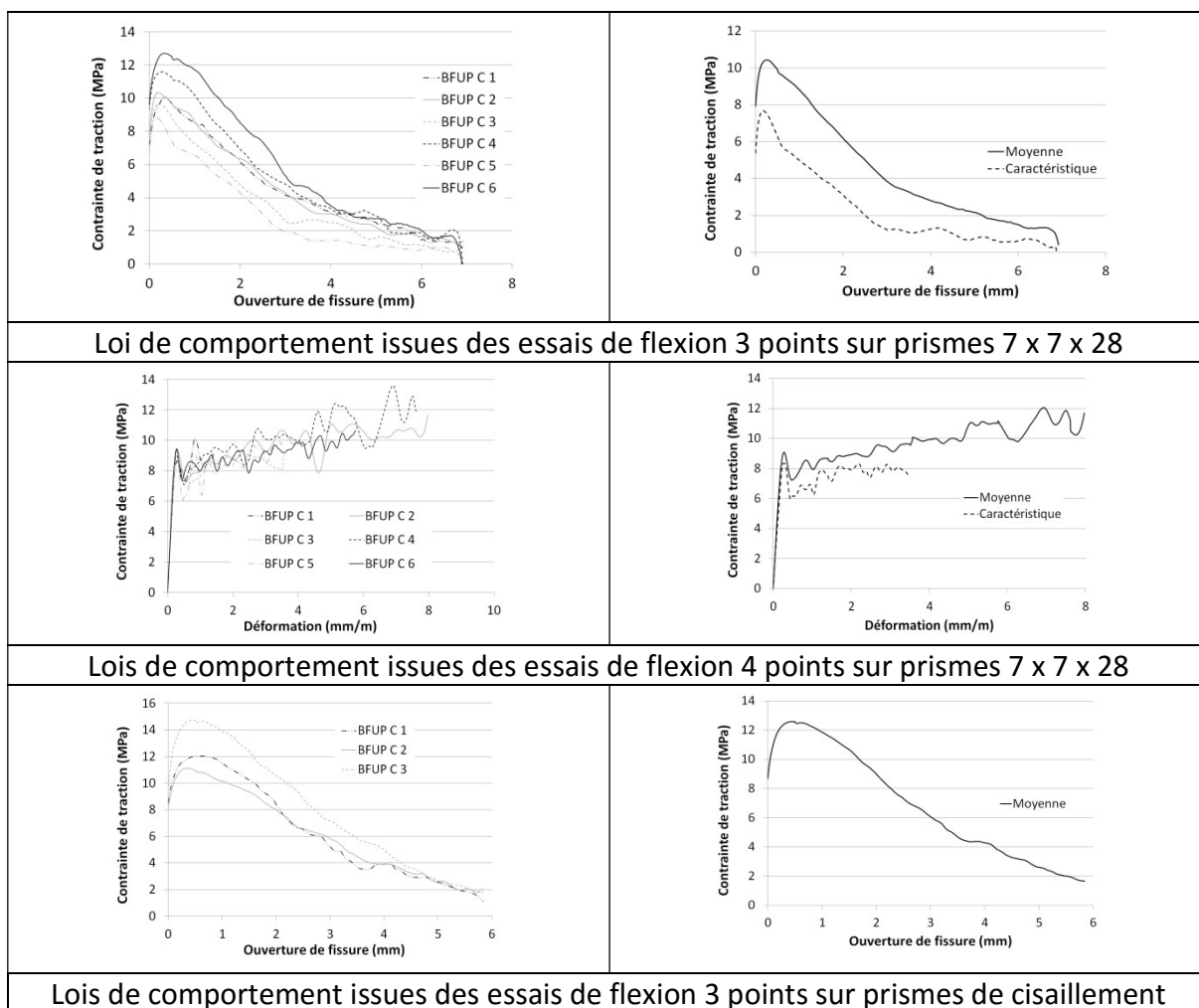


Figure 271: Lois de comportement en traction du BFUP C

Synthèse sur le comportement en traction

Les caractéristiques principales du comportement en traction du BFUP C sont regroupées dans le Tableau 54.

<u>Corps d'épreuve</u>		<u>Limite élastique en traction (MPa)</u>	<u>Résistance en traction (MPa)</u>	<u>Module en traction (GPa)</u>
Flexion quatre points	1	14,9	10,1	69,6
	2	16,3	11,7	72,8
	3	17,6	9,0	79,7
	4	17,8	13,6	69,6
	5	16,6	9,9	62,3
	6	16,6	10,7	70,7
	Moyenne	16,6	10,8	70,8
	Caractéristique	14,7	7,6	-
Flexion trois points	1	-	10,1	-
	2	-	10,3	-
	3	-	9,7	-
	4	-	11,6	-
	5	-	8,8	-
	6	-	12,7	-
	Moyenne		10,5	
	Caractéristique		8,0	
Cisaillement	1	-	12,0	-
	2	-	11,1	-
	3	-	14,7	-
	Moyenne		12,6	

Tableau 54: Principales caractéristiques mécaniques du BFUP C en traction

La limite élastique en traction du matériau est déterminée visuellement lorsqu'une inflexion apparaît sur la courbe de comportement « Contrainte-Déformation en fibre inférieure » obtenue sur lors des essais de flexion 4 points. Le module en traction est déterminé en linéarisant les données entre le tiers et les deux tiers de la limite élastique.

Annexe 2

Caractérisation des matériaux, campagne poutres en Té

1. BFUP

1.1. Caractéristiques des corps d'épreuve testés

Plusieurs campagnes de caractérisation des BFUP utilisés ont été réalisées :

- Une campagne sur éprouvettes moulées :
 - Essais sur cylindres 11 x 22 cm : module d'Young, coefficient de Poisson, résistance en compression
 - Essais sur prismes 7 x 7 x 28 cm (BFUP B) ou 10 x 10 x 40 cm (BFUP C) : flexion 3 points entaillée et flexion 4 points : détermination de la loi de comportement en traction.
- Une campagne d'essais sur prismes sciés :
 - Prismes 5 x 5 x 28 cm sciés dans la table : essais de flexion 3 points sur prismes entaillés (section de rupture au droit de la jonction). Détermination de la loi de comportement en traction dans le plan de rupture attendu en cisaillement glissement.
 - Prismes 7 x 9 x 28 cm sciés dans l'âme, perpendiculairement, aux bielles de compression : essais de flexion 4 points. Détermination de la loi de comportement en traction des BFUP.
 - Prismes 18,5 x 5 x 50 cm sciés dans la table : essais de cisaillement avec section de rupture au droit de la jonction. Détermination de la loi de comportement des BFUP au droit de la section de rupture.

Compte tenu d'une difficulté technique, nous avons été dans l'impossibilité de fabriquer des prismes de caractérisation moulés pour le BFUP A, la caractérisation de ce matériau a donc été uniquement réalisée sur prismes moulés.

Caractéristiques et fabrication des prismes moulés

Les prismes de caractérisation 7 x 7 x 28 cm (BFUP B) et 10 x 10 x 40 cm (BFUP C) ont été coulés dans des moules métalliques.

Le remplissage a été réalisé au seau, les prismes 7 x 7 x 28 cm ont été remplis à une extrémité en laissant le béton s'écouler dans l'ensemble du prisme. Les moules 10 x 10 x 40 cm ont été remplis par passes successives en réalisant des allers retours dans le sens de la longueur des moules (voir Figure 272).



Fabrication des éprouvettes 7 x 7 x 28 cm



Fabrication des éprouvettes 10 x 10 x 40 cm

Figure 272: Fabrication des prismes de caractérisation

Après fabrication, du produit de cure a été appliqué sur les moules et une bâche a été mise en place (procédure identique à celle réalisée sur les poutres).

Les cylindres 11 x 22 ont été fabriqués dans des moules en carton. Les moules ont été rempli au seau, du produit de cure a été appliqué et les moules ont été fermés (capuchon en plastique) – voir Figure 273.



Figure 273: Fabrication des cylindres 11 x 22

Caractéristiques et préparation des prismes sciés

Afin d'obtenir une caractérisation du comportement du matériau le plus proche possible de celui qui a participé aux principaux modes de rupture des poutres, nous avons réalisé une campagne d'essais sur prismes prélevés par sciage dans les poutres. Les prismes ont été prélevés dans des éléments témoins pour les BFUP A et C. Compte tenu de l'absence d'élément témoin pour le BFUP B, les prélèvements ont été réalisés dans deux bouts de poutres restés intacts après les essais sur poutres.

Deux types d'essais de flexion ont été réalisés sur des prismes sciés :

- Des essais de flexion 3 points entaillés sur des prismes (5 x 5 x 28 cm) sciés au droit de la jonction âme-table (entaille au droit de la jonction âme table).
- Des essais de flexion 4 points sur prismes (9 x 7 x 28 cm) prélevés dans l'âme avec une inclinaison perpendiculaire à la fissuration d'effort tranchant.

De plus, des prismes (18,5 x 5 x 50 cm) ont également été prélevés pour réaliser des essais de cisaillement (section de rupture au droit de la jonction)

Les prismes de l'âme ont tous été prélevés dans la même direction (perpendiculairement à la direction des fissures mesurées après essais), il est donc impossible de déterminer un

coefficient K (au sens des recommandations (AFGC, 2013) et de la norme française (AFNOR, 2016b)), mais seulement un coefficient K associé à la direction du prélèvement.

Le choix de la réalisation d'essais de flexion trois points dans la table et d'essais de flexion 4 points dans l'âme permet d'obtenir une information sur le comportement du matériau le plus proche possible des modes de rupture qui interviennent dans ces zones à l'échelle de la structure.

Pour toutes les éprouvettes, le mode de prélèvement a été similaire (voir Figure 274) :

- Pour le BFUP B : séparation de l'about de poutre par une entreprise spécialisée.
- Pour tous les BFUP : séparation de l'âme, de la table et du talon de la poutre par une entreprise spécialisée.
- Sciage final des prismes grâce aux équipements de l'IFSTTAR.



Séparation de l'about de la poutre



Séparation du talon



Séparation de la table



Prélèvement des prismes

Figure 274: Prélèvement des prismes de caractérisation

Ainsi, pour chaque matériau, il a été prélevé :

- Dans la table :
 - 6 prismes de flexion 3 points de dimensions 5 x 5 x 28 cm entaillés au droit de la jonction âme-table (ligne de rupture attendue sur les poutres) dans le but de laisser une section résiduelle de 45 mm de haut (épaisseur de l'entaille de 3 mm).
 - 2 prismes de cisaillement de dimensions 18,5 x 5 x 50 cm entaillés au droit de la jonction âme table (section résiduelle de 15,5 x 3,5 cm).
- Dans l'âme :
 - 6 prismes de flexion quatre points de dimensions 9 x 7 x 28 cm et sciés perpendiculairement aux fissures de tranchant vertical.

Pour tous les sciages, et pour éviter de parasiter les résultats obtenus lors des essais (notamment à cause des effets de bord) l'ensemble des prélèvements a été réalisé en conservant une distance minimale de $2,5L_f$ par rapport au bord de coffrage le plus proche.

BFUP A

Les prélèvements ont été réalisés par sciage dans un élément témoin (section identique aux poutres testées sur la dalle d'essais mais longueur réduite à 2,5 m).

Nous présentons dans la Figure 275 l'emplacement exact des prélèvements réalisés dans l'élément témoin.

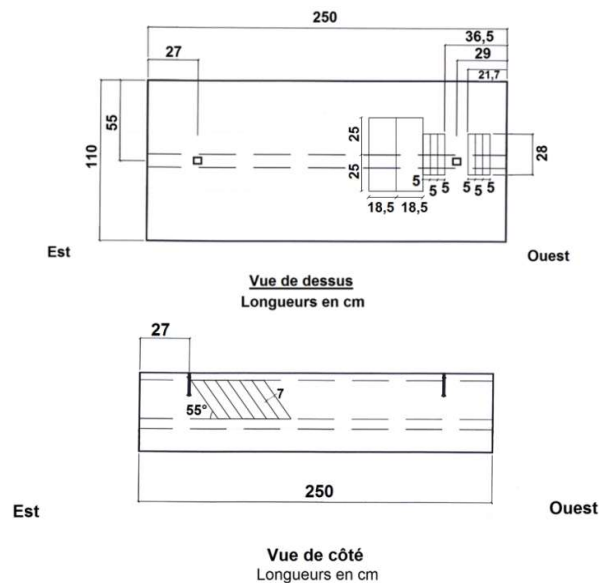


Figure 275: prélèvement des prismes de flexion (BFUP A)

BFUP B

Compte tenu de l'absence d'éléments témoins pour ce matériau, les prismes ont été prélevés dans les abouts de la poutre BFUP B-B. Le plan de prélèvement est présenté sur la Figure 276.

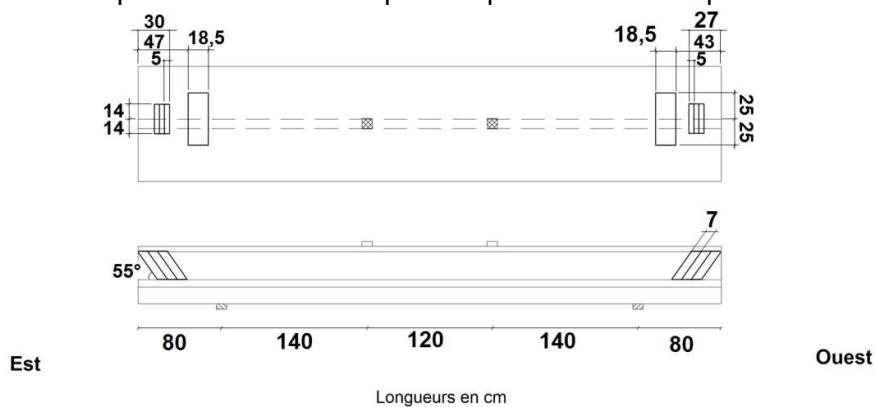


Figure 276: Prélèvement des prismes de flexion pour le BFUP B

BFUP C

Pour le BFUP C, un élément témoin étant disponible, les sciages ont été réalisés dans celui-ci (voir Figure 277).

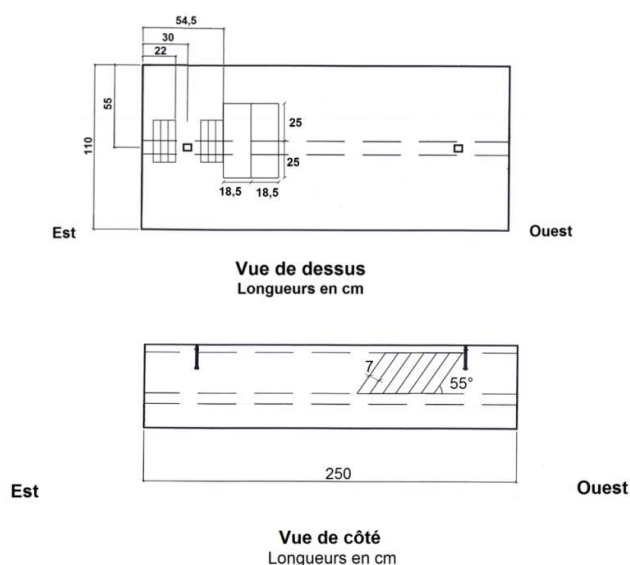


Figure 277: Prélèvement prismes de flexion (BFUP C)

Les essais de caractérisation étant identiques à ceux réalisés lors de la campagne expérimentale destinée à déterminer le comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement, les moyens expérimentaux utilisés sont identiques à ceux présentés dans l'annexe 1.

1.2. Résultats expérimentaux

1.2.1. Caractérisation sur prismes moulés

La caractérisation des BFUP B et C a été réalisée conformément aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b). Ainsi, pour ces deux matériaux, les essais suivants ont été réalisés :

- 3 essais de module d'Young et de coefficient de Poisson (sur éprouvettes 11x22),
- 6 essais de compression (sur éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm),
- 6 essais de flexion trois points (sur éprouvettes entaillées 7x7x28 pour le BFUP B, 10x10x40 pour le BFUP C),
- 6 essais de flexion 4 points (sur éprouvettes 7x7x28 pour le BFUP B, 10x10x40 pour le BFUP C).

Compte tenu de difficultés rencontrées lors de la phase de fabrication, nous avons été dans l'impossibilité de fabriquer l'ensemble des éprouvettes en BFUP A. Seuls trois cylindres 11x22 ont été fabriqués, deux essais de module d'Young et de coefficient de Poisson et trois essais de compression ont été réalisés. Pour appréhender le comportement en flexion/traction de ce matériau, il faudra se reporter à la campagne de caractérisation sur prismes sciés.

L'ensemble des essais a été réalisé en même temps que le début de la campagne d'essais sur poutres pour avoir une information la plus proche possible du comportement du BFUP présent dans les poutres en Té.

BFUP A

Les résultats des essais de module d'Young, de coefficient de Poisson et de résistance en compression sont regroupés dans le Tableau 55. Seules trois éprouvettes étaient disponible, l'une des éprouvettes a été testé seulement quelques jours après la fabrication pour vérifier la qualité du matériau, seuls les résultats des essais 2 et 3 sont représentatifs de la résistance au moment des essais.

	<u>E (GPa)</u>	<u>ν</u>	<u>f_c (MPa)</u>
Essai 1	-	-	179
Essai 2	56,1	0,18	201
Essai 3	57,1	0,18	198
Moyenne (essais 2 et 3)	56,6	0,18	199,5

Tableau 55: Caractérisation du BFUP A sur prismes moulés

Aucun prisme n'a été fabriqué durant la campagne de fabrication. Nous avons donc été dans l'impossibilité de réaliser la caractérisation en traction par flexion pour ce matériau.

BFUP B

Les réponses en flexion « contrainte équivalente – ouverture de fissure » obtenues en flexion 3 points sont présentées sur la Figure 190. Afin d'appréhender le comportement en traction du BFUP, une analyse inverse correspondant aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) a été réalisée (algorithme de (Baby, 2012)). Les résultats sont présentés sur la Figure 278.

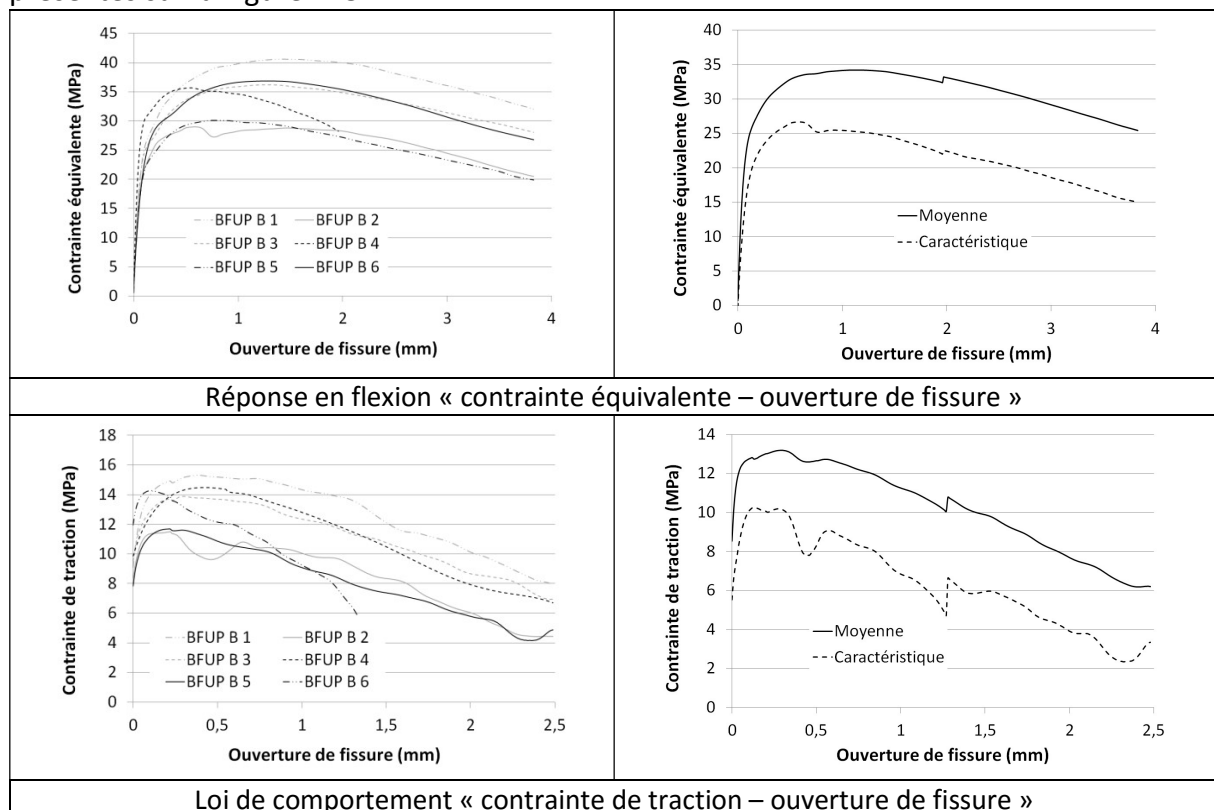


Figure 278: Lois de comportement obtenues pour le BFUP B lors des essais de flexion 3 points

L'étude du profil de fissuration des prismes de flexion quatre points a montré que le comportement du BFUP B est multimicrofissurant en flexion (voir Figure 279) et donc écrouissant en traction directe (Baby, 2012). Il est donc cohérent de traiter les résultats de ces essais avec une analyse inverse en « contrainte – déformations ». Les lois de comportement en contrainte équivalente et en contrainte de traction (après analyse inverse) issues des essais de flexion 4 points sont présentées dans la Figure 280.

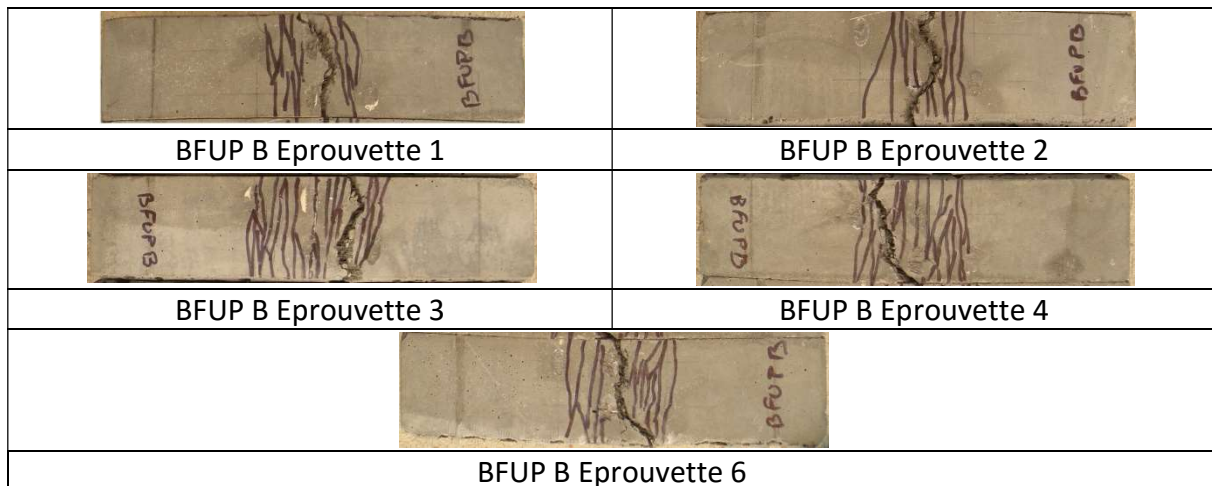


Figure 279: Profil de fissuration des éprouvettes de flexion 4 points en BFUP B

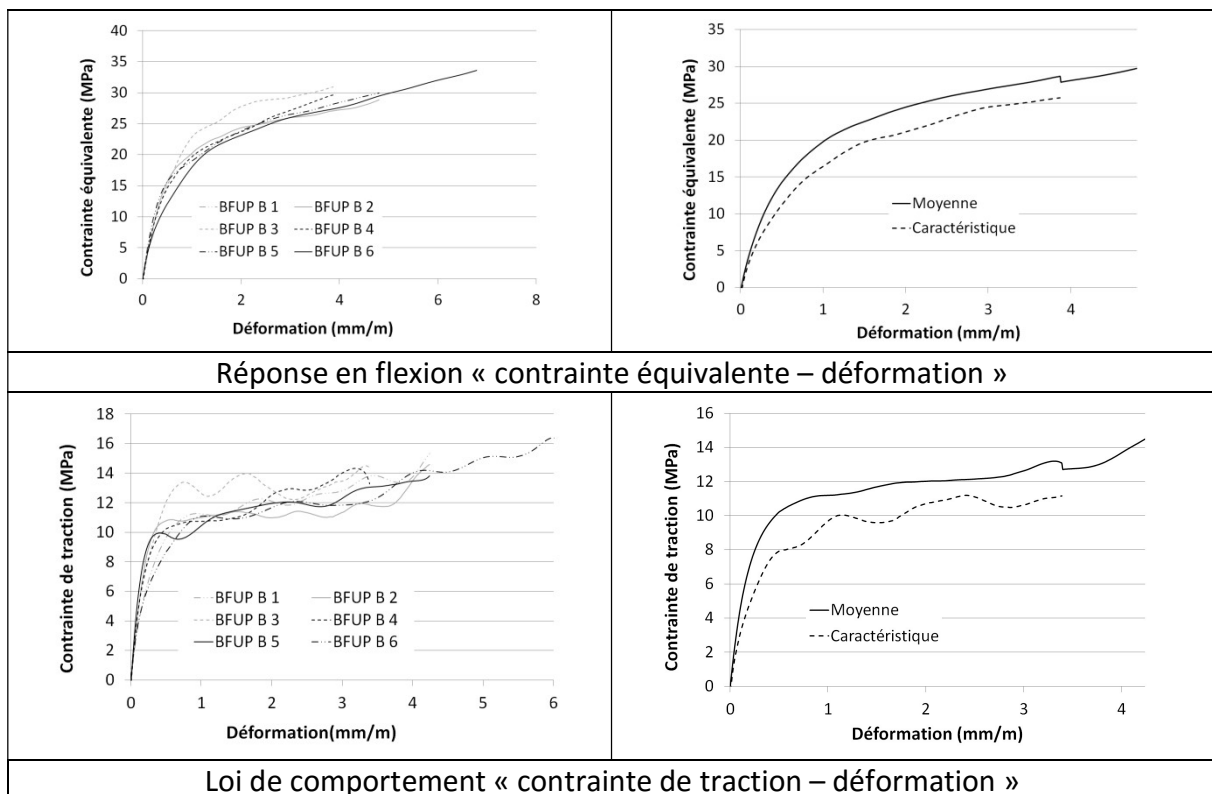


Figure 280: Lois de comportement "contrainte équivalente - déformation" obtenues pour le BFUP B lors des essais de flexion 4 points

Les résultats des essais de module d'Young, de coefficient de Poisson et de compression sont présentés dans le Tableau 56.

	E (GPa)	ν	f_c (MPa)
Essai 1	-	-	188,1
Essai 2	56,5	0,16	193,4
Essai 3	56,7	0,14	186,4
Essai 4	56,5	0,17	191,4
Essai 5	-	-	191,8
Essai 6	-	-	188,1
Moyenne	56,6	0,16	189,9
Caractéristique	-	-	184,4

Tableau 56: Caractérisation du BFUP B

BFUP C

Les réponses en flexion « contrainte équivalente – ouverture de fissure » obtenues en flexion 3 points sont présentées sur la Figure 275. Afin d’appréhender le comportement en traction du BFUP, une analyse inverse correspondant aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) a été réalisée. Les résultats sont présentés sur la Figure 281.

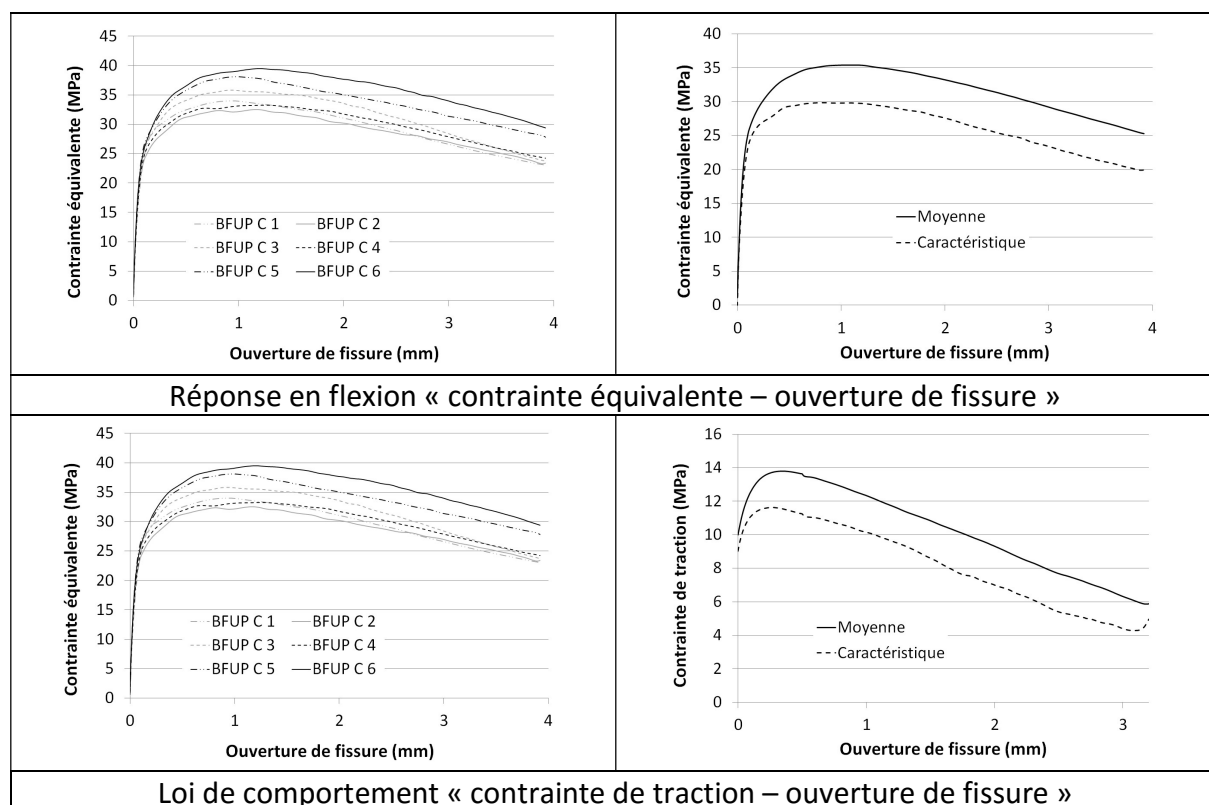


Figure 281: Lois de comportement obtenues pour le BFUP C lors des essais de flexion 3 points

L’étude du profil de fissuration des prismes de flexion quatre points a montré que le comportement du BFUP C est parfois multimicrofissurant en flexion, parfois multimacrofissurant (voir Figure 282). Ainsi, les éprouvettes 1 et 3 ont été traitées avec une

analyse inverse en « Contrainte - déformation » et les éprouvettes 2, 4, 5, 6 ont été traitées avec une analyse inverse en « contrainte – ouverture de fissure », les résultats sont présentés dans la Figure 283.

Sur l'éprouvette 1, la fissure de ruine étant pontée par les deux extensomètres, il est difficile de déterminer le début de la localisation de la fissure, nous considérons qu'il intervient au même moment que sur l'éprouvette 3 (aux alentours de 4mm/m).

	
BFUP C Epreuve 1	BFUP C Epreuve 2
	
BFUP C Epreuve 3	BFUP C Epreuve 4
	
BFUP C Epreuve 5	BFUP C Epreuve 6

Figure 282: profil de fissuration des éprouvettes en BFUP C testées en flexion 4 points

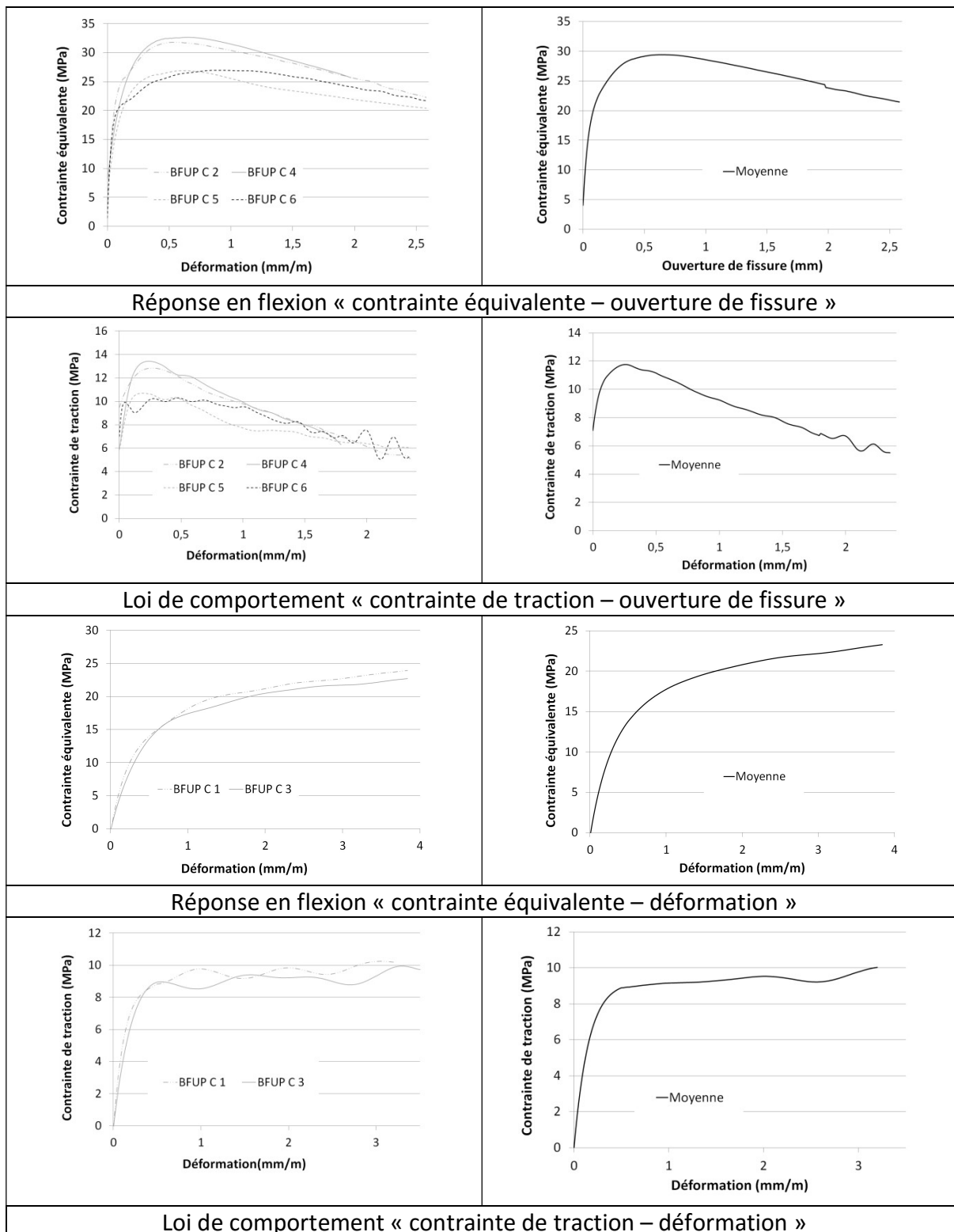


Figure 283: Lois de comportement "contrainte équivalente – ouverture de fissure" et "contrainte équivalente - déformation" obtenues pour le BFUP C lors des essais de flexion 4 points

Les résultats des essais de module d'Young, de coefficient de Poisson et de compression sont présentés dans le Tableau 57.

	<u>Gachéer</u>	<u>E (GPa)</u>	<u>v</u>	<u>f_c (MPa)</u>
Essai 1	1	-	-	188,1
Essai 2	1	59,7	0,20	194,3
Essai 3	1	57,3	0,21	186,4
Essai 4	1	59,7	0,19	191,4
Essai 5	1	-	-	191,8
Essai 6	1	-	-	186,6
Moyenne	1	58,9	0,20	189,8
Caractéristique	1	-	-	183,3
Essai 7	2	-	-	205,0
Essai 8	2	-	-	207,2

Tableau 57: résultats des caractérisations en compression BFUP C

Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prisme moulés

Les principales caractéristiques mécaniques déduites des essais de caractérisation sur prismes moulés sont regroupées dans le Tableau 58.

		<u>Limite élastique flexion 4 points (MPa)</u>	<u>Résistance en traction - flexion 4 points (MPa)</u>	<u>Résistance en traction - flexion 3 points (MPa)</u>	<u>Module en compression (GPa)</u>	<u>Coefficient de Poisson</u>	<u>Résistance moyenne en compression (MPa)</u>
BFUP A	1	-	-	-	-	-	179
	2	-	-	-	56,1	0,18	201
	3	-	-	-	57,1	0,18	198
	Moyenne	-	-	-	56,6	0,18	199,5
BFUP B	1	9,5	15,3	14,5	-	-	188,1
	2	8,9	14,6	11,4	56,5	0,16	193,4
	3	10,5	14,5	13,7	56,7	0,14	186,4
	4	12,4	14,3	15,4	56,5	0,17	191,4
	5	9,44	13,8	11,7	-	-	191,8
	6	9,3	14,2	14,1	-	-	188,1
	Moyenne	10,0	14,5	13,6	56,6	0,16	189,9
	Caractéristique	7,4	13,4	10,1	-	-	184,4
BFUP C	1	10	10,5	13,3	-	-	188,1
	2	10	12,84	12,5	59,7	0,20	194,3
	3	8	9,9	14,0	57,3	0,21	186,4
	4	9,2	13,4	12,9	59,7	0,19	191,4
	5	8,3	10,7	14,9	-	-	191,8
	6	8,3	10,3	15,3	-	-	186,6
	Moyenne	9,0	11,3	13,8	58,9	0,20	189,8
	Caractéristiques	7,2	8,3	11,6	-	-	183,3

Tableau 58: Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prismes moulés

1.2.2. Caractérisation sur prisme sciés

Caractérisation en flexion

Comportement des matériaux dans l'âme des poutres

Nous présentons sur la Figure 284 les réponses en flexion « Contrainte équivalente – ouverture de fissure » obtenues pour chacun des matériaux lors des essais de prismes sciés dans l'âme des poutres et testés en flexion quatre points.

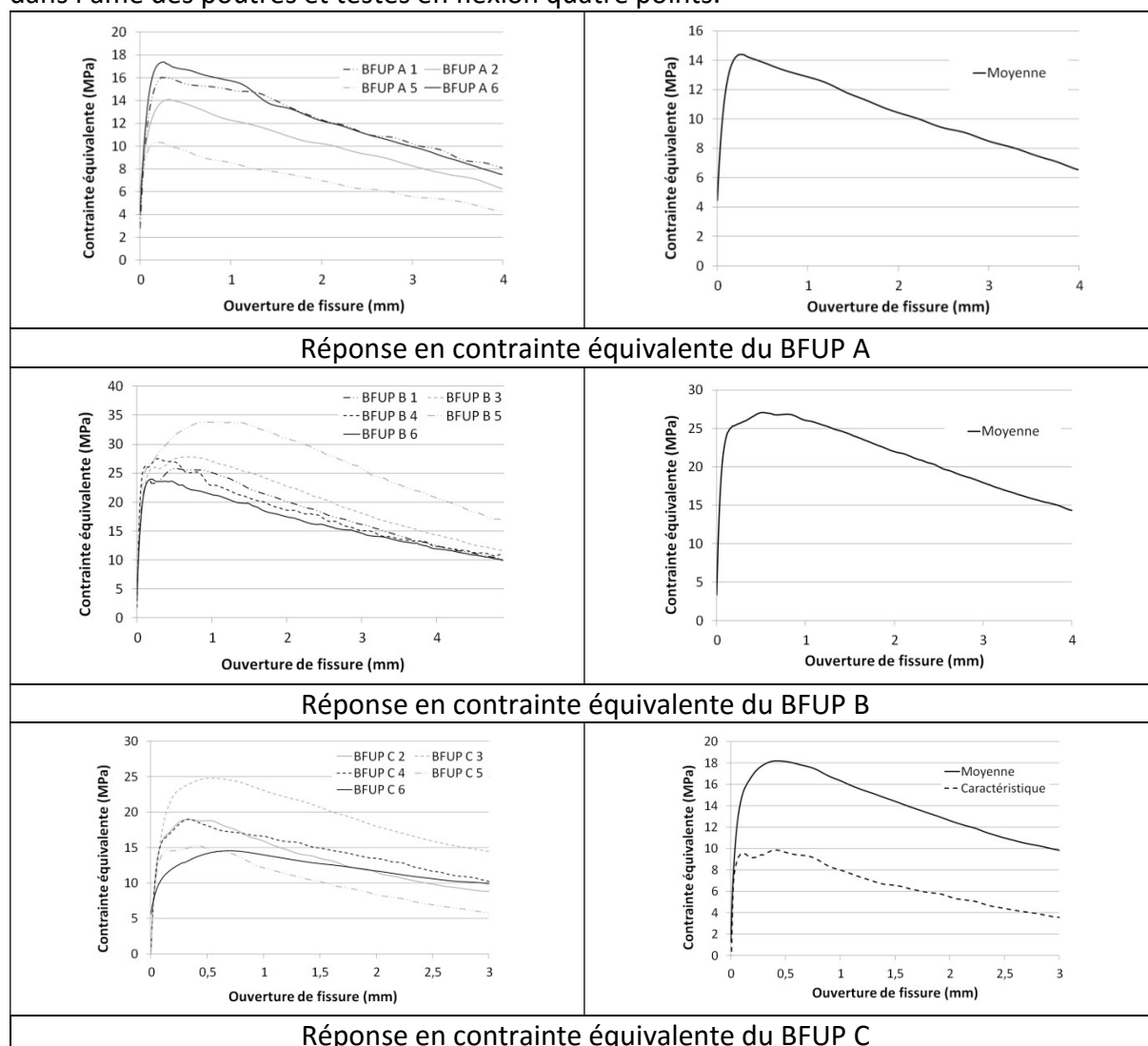


Figure 284: Lois de comportement "contrainte équivalente - ouverture de fissure" sur les prismes de flexion 4 points

Il est courant de rencontrer dans le cas de prismes sciés une plus grande dispersion des résultats que dans le cas de prismes moulés. Cela a été le cas des prismes testés lors de ces essais, cela peut notamment être expliqué par la variation de l'orientation des fibres en fonction de la zone de prélèvement des prismes. Cette disparité se concrétise par une courbe caractéristique particulièrement éloignée de la courbe moyenne (voir Figure 284).

La fissuration de ruine est parfois intervenue au droit des plots des extensomètres de mesure de la déformation en fibre inférieure, dans ce cas, la mesure de déformation en fibre inférieure est faussée. Ainsi, une analyse inverse est réalisée sur la mesure des extensomètres lorsque

c'est possible, sinon, elle est réalisée sur la mesure de la flèche (le Tableau 59 regroupe, pour chacun des prismes, le type d'analyse inverse réalisée).

Compte tenu des profils de fissuration multimacrofissurants pour l'ensemble des éprouvettes (voir Figure 285), les analyses inverses ont été menées en « Contrainte-Ouverture de fissures ». Les analyses inverses ont été réalisées conformément aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b) sur le résultat de chacune des éprouvettes, les courbes moyennes et caractéristiques ont été déterminées sur les résultats des analyses inverses.

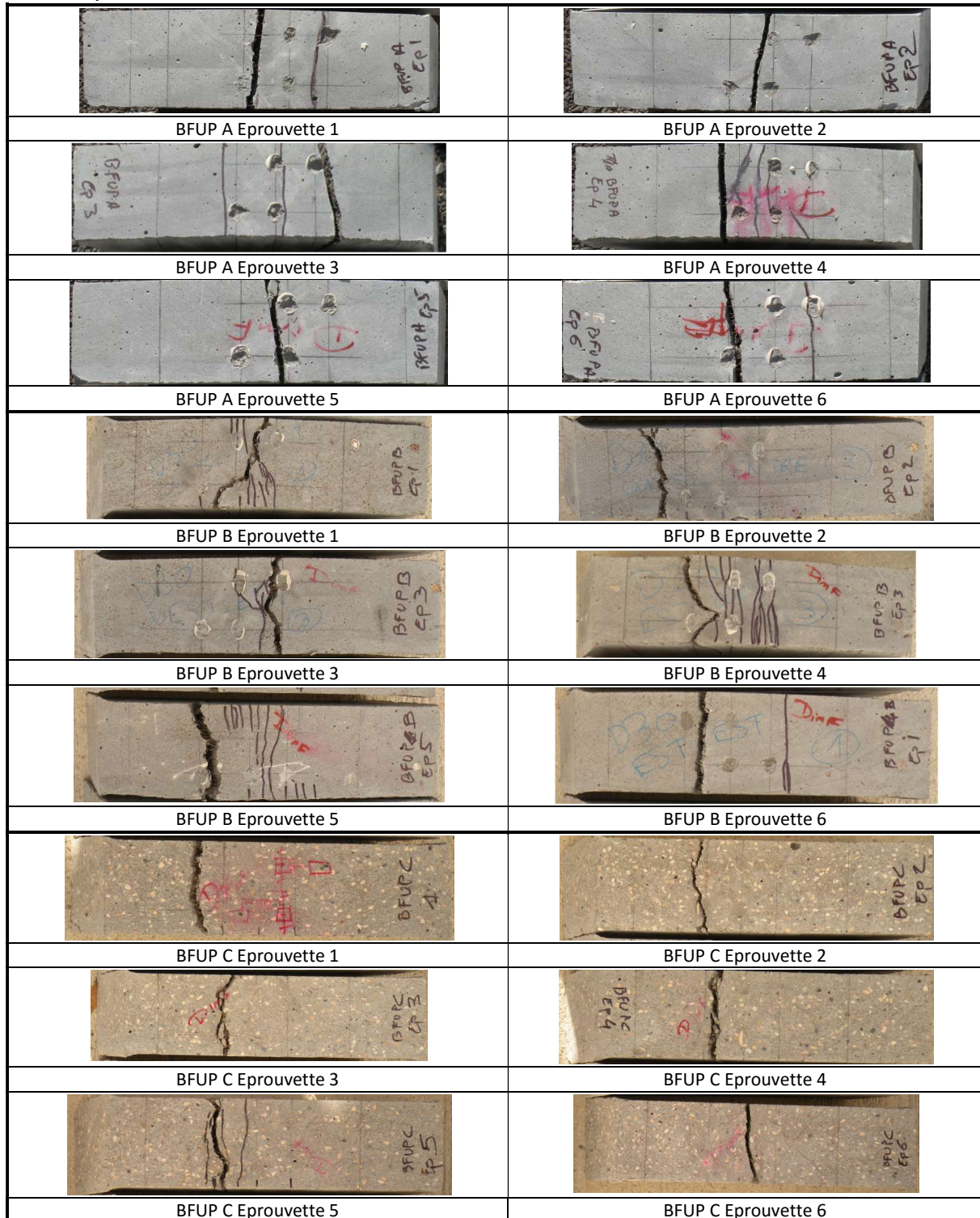


Figure 285: Profil de fissuration des éprouvettes sciées testées en flexion quatre points

L'ensemble des lois de comportement « Contrainte de traction – ouverture de fissure » ainsi que les lois moyennes et caractéristiques sont présentées sur la Figure 286.

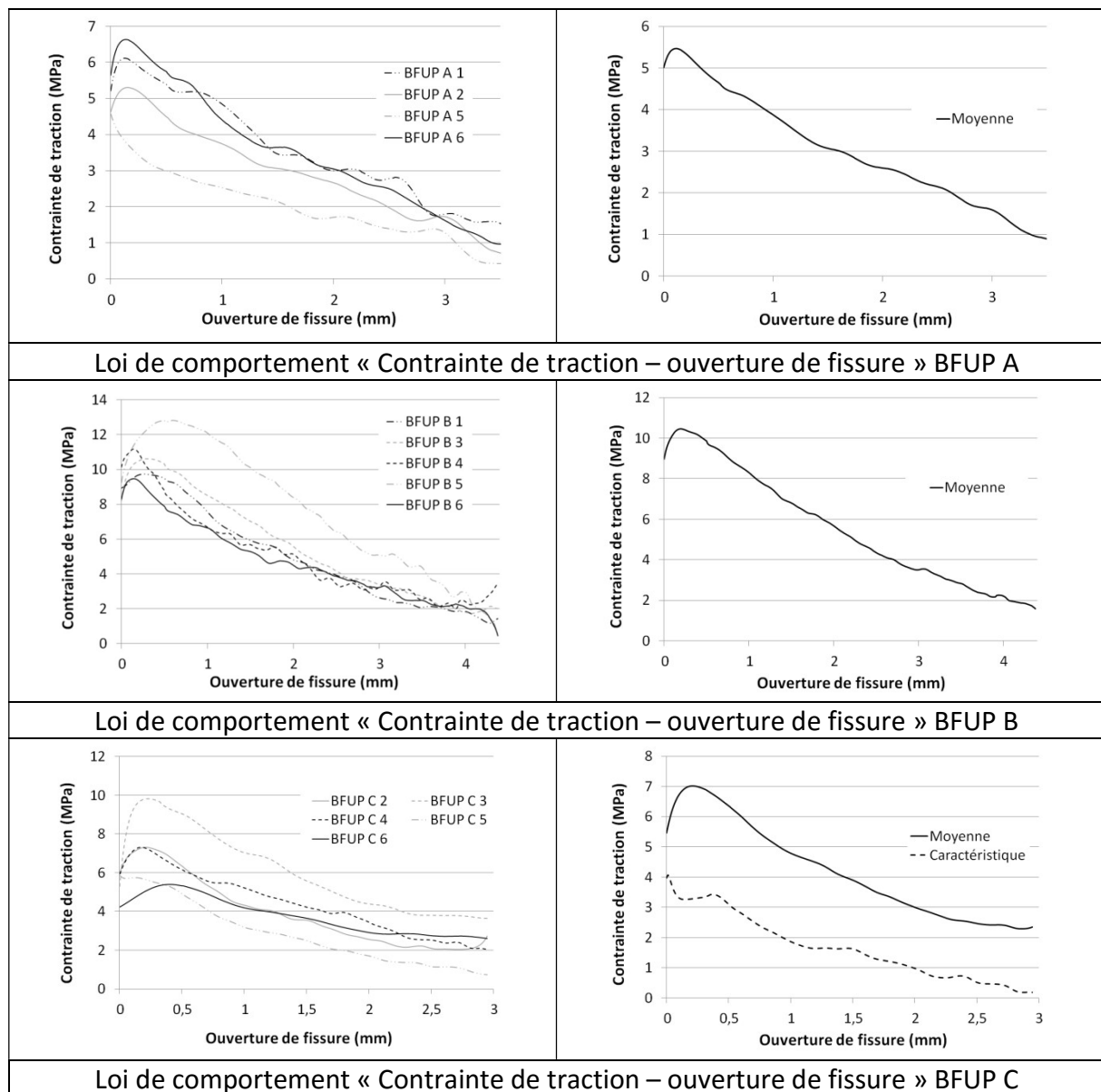


Figure 286: Lois de comportement "contrainte équivalente-ouverture de fissure" sur les prismes de flexion 4 points

	1	2	3	4	5	6
BFUP A	Extensomètre	Extensomètre	Flèche	Flèche	Extensomètre	Extensomètre
BFUP B	Extensomètre	Flèche	Extensomètre	Extensomètre	Extensomètre	Extensomètre
BFUP C	Flèche	Flèche	Flèche	Flèche	Extensomètres	Extensomètre

Tableau 59: Type d'analyse inverse réalisé

Comportement des matériaux au droit de la jonction âme-membrure

Pour chacun des matériaux, 6 prismes 5x5x28 cm ont été testés après avoir été entaillés (profondeur de 10% de la hauteur, épaisseur de 3 mm). La forte orientation préférentielle des

fibres dans cette zone a conduit à de nombreuses ruptures en dehors de l'entaille (voir Figure 287). Il n'a pas été possible d'exploiter les résultats de tous les corps d'épreuve. Le Tableau 60 regroupe pour chaque matériau les éprouvettes pour lesquelles l'exploitation a été possible.










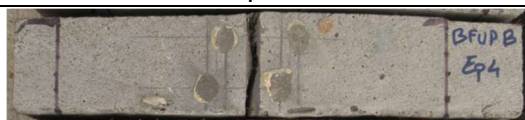




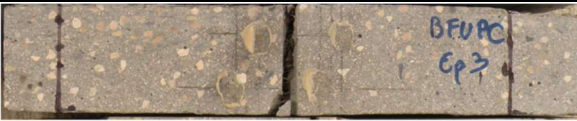

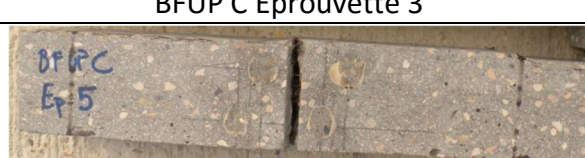

	
BFUP A Eprouvette 1	BFUP A Eprouvette 2
	
BFUP A Eprouvette 3	BFUP A Eprouvette 4
	
BFUP A Eprouvette 5	BFUP A Eprouvette 6
	
BFUP B Eprouvette 1	BFUP B Eprouvette 2
	
BFUP B Eprouvette 3	BFUP B Eprouvette 4
	
BFUP B Eprouvette 5	BFUP B Eprouvette 6
	
BFUP C Eprouvette 1	BFUP C Eprouvette 2
	
BFUP C Eprouvette 3	BFUP C Eprouvette 4
	
BFUP C Eprouvette 5	BFUP C Eprouvette 6

Figure 287: profil de fissuration des éprouvettes de flexion trois points

	BFUP A	BFUP B	BFUP C
Eprouvettes utilisées	4,5,6	2,4	1, 2, 3, 5

Tableau 60 : Eprouvettes testées en flexion 3 points exploitables

Nous présentons sur la Figure 288 les courbes « contrainte équivalente – ouverture de fissure » pour chacun des corps d'épreuve dont les résultats sont exploités.

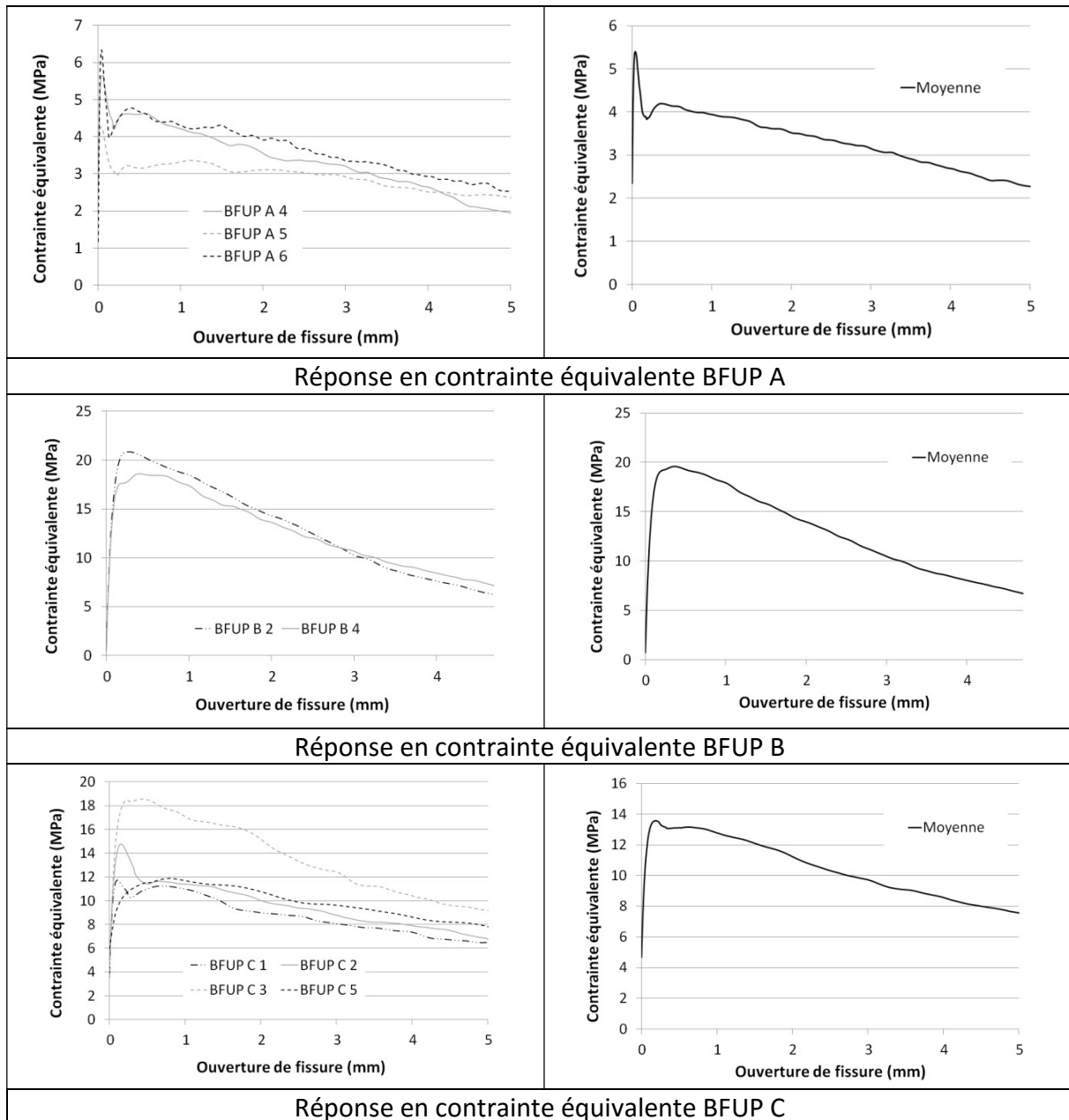


Figure 288: Réponse "contraintes équivalentes - ouverture de fissure" obtenues lors des essais de flexion trois points

Une analyse inverse a été réalisée conformément aux recommandations (AFGC, 2013) et à la norme française (AFNOR, 2016b), les lois « contrainte de traction-ouverture de fissure » sont présentées dans la Figure 289.

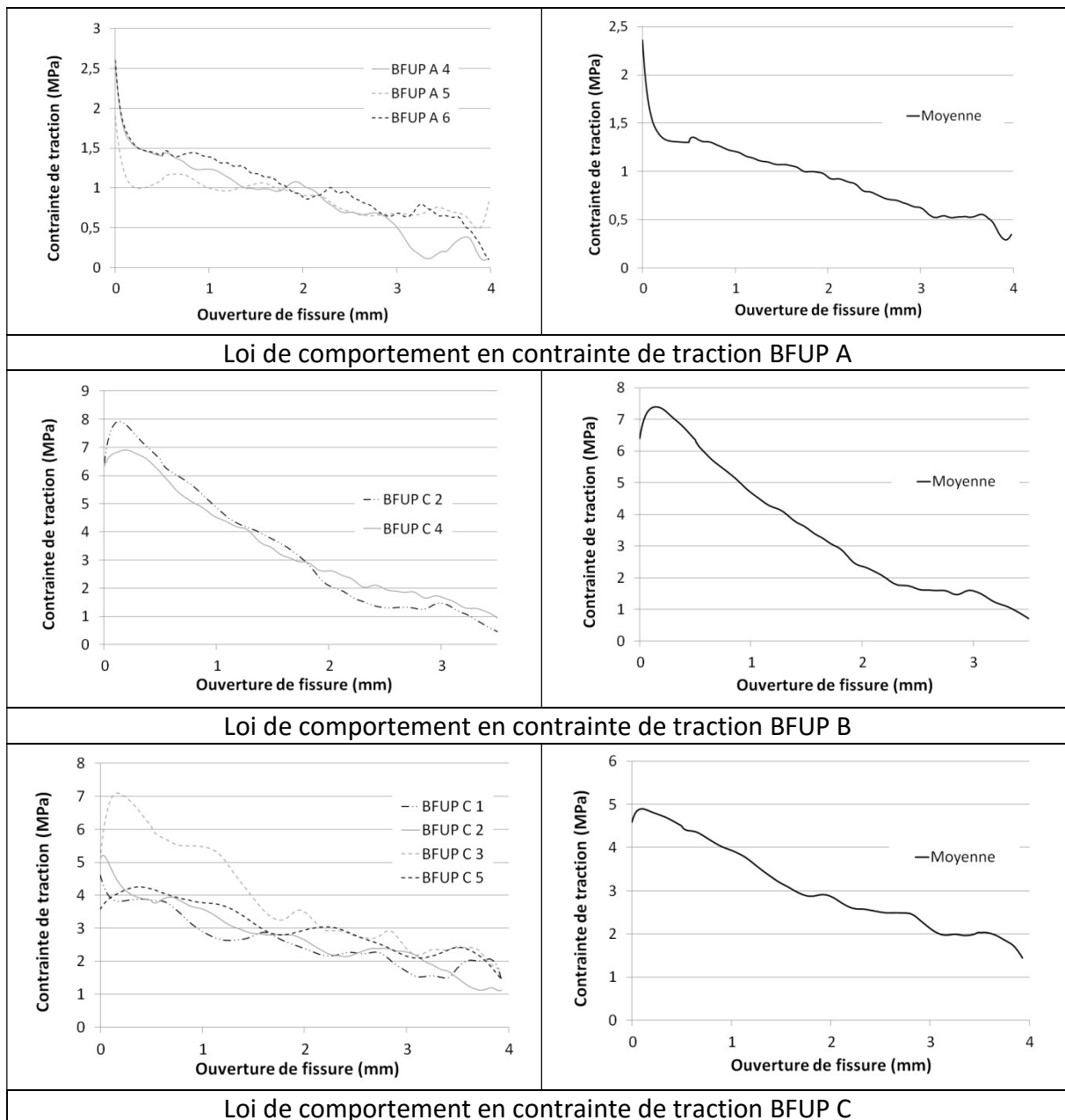


Figure 289: Loi de comportement "contrainte de traction - ouverture de fissure" obtenues par analyse inverse des résultats d'essais de flexion trois points

Synthèse des résultats de caractérisation en flexion sur prismes sciés

Les grandeurs caractéristiques issues de l'analyse des essais sur prismes sciés sont regroupées dans le Tableau 61.

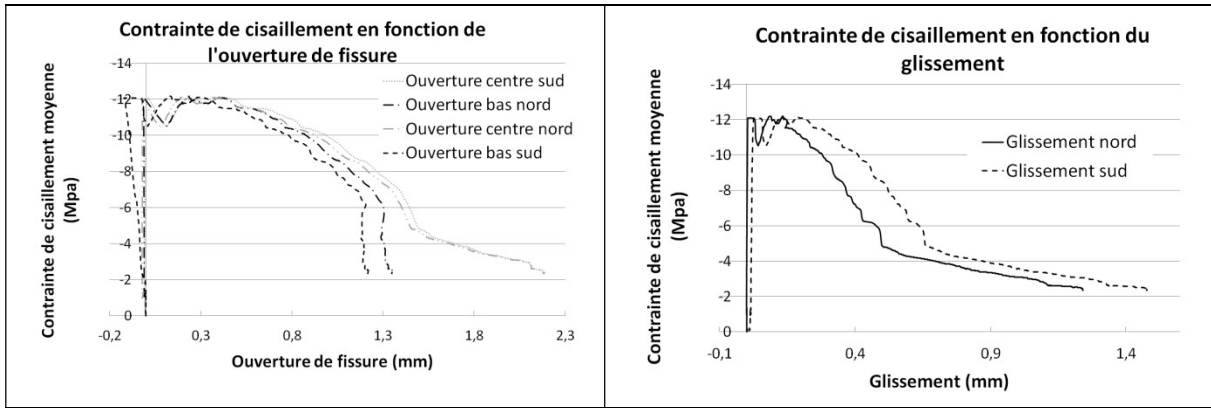
		<u>Limite élastique en flexion 4 points (MPa)</u>	<u>Résistance en traction (MPa)</u>		<u>Module en traction (flexion 4 point) (GPa)</u>
			<u>Flexion 4 points</u>	<u>Flexion 3 points</u>	
BFUP A	1	11,3	6,1	-	67,9
	2	13,9	5,3	-	79,7
	3	-	-	-	
	4	-	-	2,6	
	5	14,9	4,6	1,9	75,9
	6	13,8	6,6	2,6	76,3
	Moyenne	13,5	5,7	2,4	75,0
BFUP B	1		9,7	-	
	2		-	7,9	
	3	13,9	10,6	-	72,4
	4	13,0	11,2	6,9	80,0
	5	14,0	12,8	-	77,2
	6	13,2	9,5	-	81,9
	Moyenne	13,5	11,0	7,4	77,9
BFUP C	1		-	4,6	
	2	10,7	7,3	5,2	68,1
	3	13,4	9,8	7,1	74,1
	4	12,0	7,3	-	78,2
	5	14,7	5,9	4,3	72,5
	6	11,8	5,4	-	74,9
	Moyenne	12,5	7,14	5,3	73,6
	Caractéristiques	9,21	3,5	-	65,7

Tableau 61: Synthèse de la caractérisation des matériaux sur prismes sciés

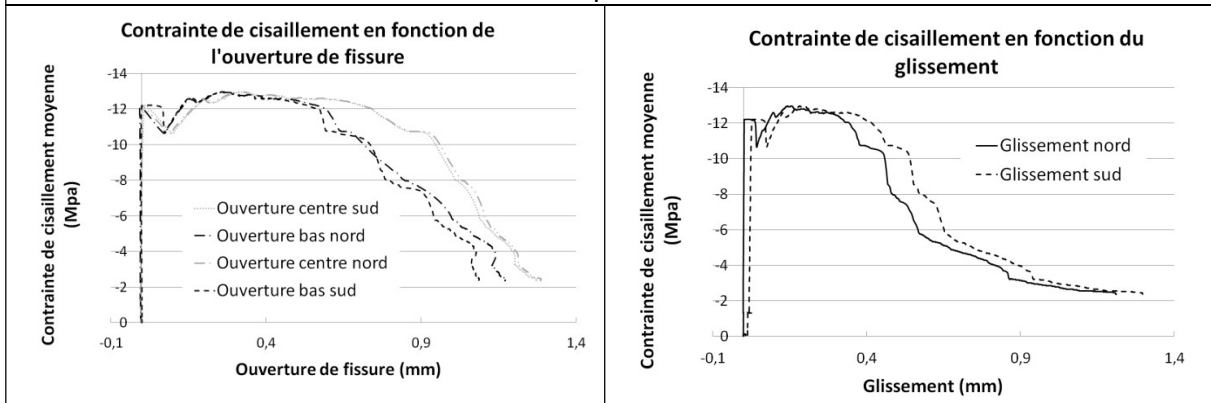
Caractérisation en cisaillement

Pour chaque matériau, deux prismes destinés à réaliser des essais de cisaillement ont été prélevés dans la table (about de poutres ou élément témoins).

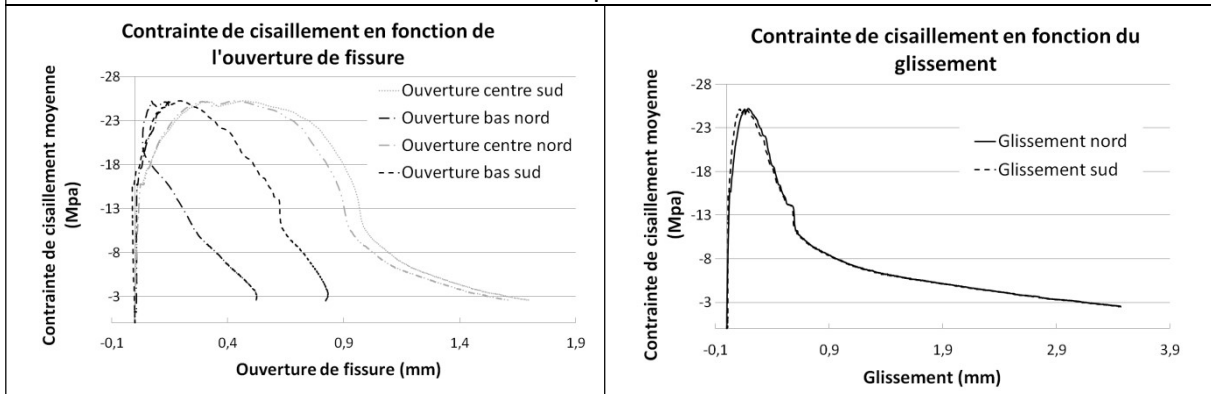
Les réponses obtenues pour chacun des prismes sont présentées dans la Figure 290.



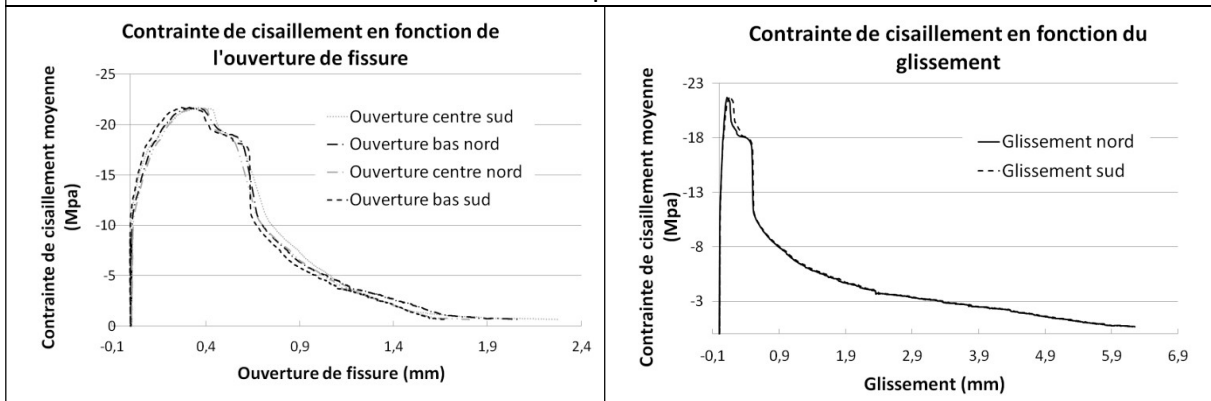
BFUP A éprouvette 1



BFUP A éprouvette 2



BFUP B éprouvette 1



BFUP B éprouvette 2

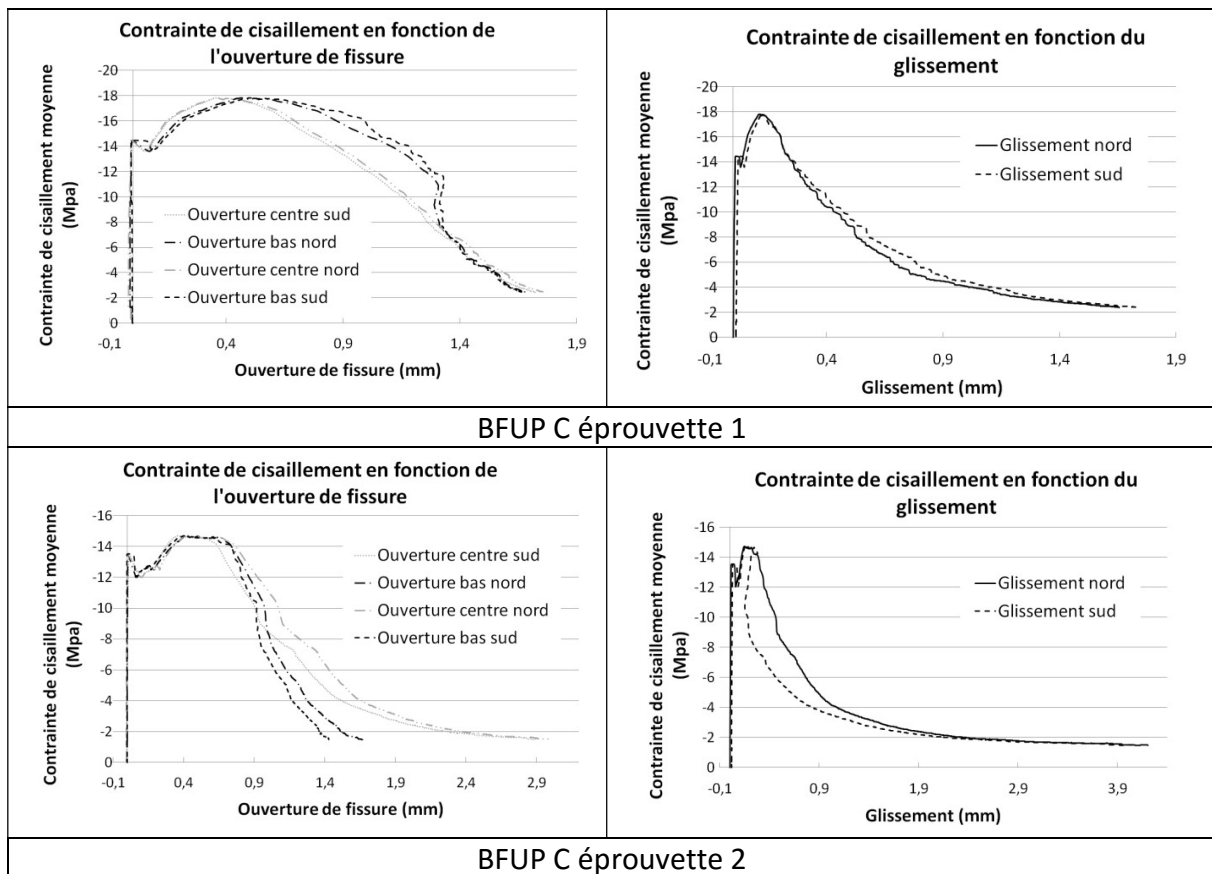


Figure 290: Résultats de la caractérisation du comportement sous sollicitation de cisaillement sur prismes sciés

Nous présentons dans la Figure 291 et dans le Tableau 62 une vision synthétique des résultats obtenus lors de la campagne de caractérisation du comportement des BFUP sous sollicitation de cisaillement pur.

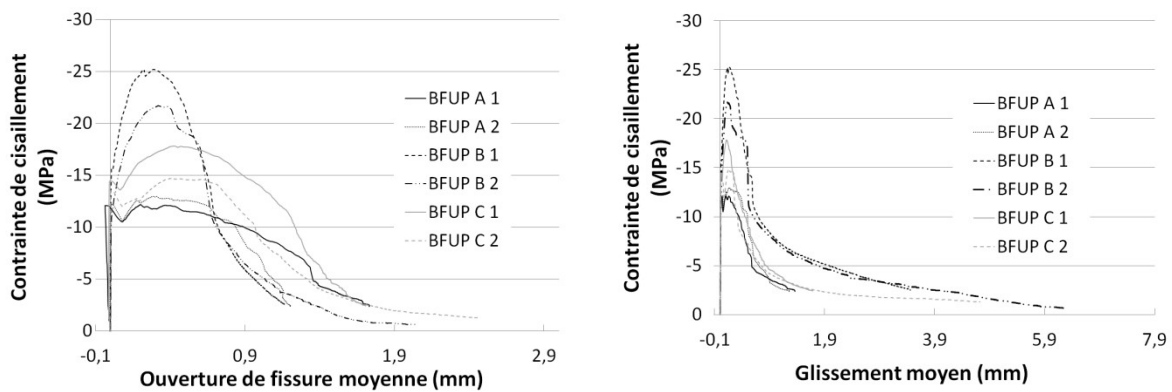


Figure 291: Synthèse des résultats sur les prismes de cisaillement sciés

	BFUP A		BFUP B		BFUP C	
	1	2	1	2	1	2
Limite élastique (MPa)	11,9	12,1	15,5	10,9	14,3	13,3
Résistance (MPa)	12,2	12,9	25,2	21,7	17,8	14,7
Ouverture de fissure moyenne au pic (mm)	0,20	0,28	0,28	0,32	0,41	0,40

Tableau 62: Synthèse des résultats des essais de cisaillement pur sur prismes sciés

Une différence de comportement notable par rapport aux éprouvettes moulées a été constatée (voir chapitre 3) :

- La résistance au cisaillement est beaucoup plus faible sur les prismes sciés
- La rupture est moins fragile que dans le cas des prismes moulés.

Ces différences peuvent notamment s'expliquer par une orientation de fibres défavorable par rapport au mode de sollicitation et par une interaction fibres-matrice moins performante que dans le cas des prismes moulés qui implique un changement de mode de rupture (arrachement des fissures plutôt que rupture).

2. Armatures

2.1. Méthodes d'essais

La réalisation des essais mécaniques sur armatures et torons a été confiée au laboratoire SMC de l'IFSTTAR.

6 armatures passives (armature d'effort tranchant de l'âme des poutres) et 6 torons de précontrainte ont été testés.



Figure 292: Presse utilisé pour la réalisation des essais de traction directe sur armatures

2.1.1. Armatures passives (*épingles verticales*)

Six armatures passives ont été testées au laboratoire SMC de l'IFSTTAR. Le comportement des armatures a été suivi grâce à la mise en place d'un extensomètre de 20 cm de base. L'effort appliqué est suivi par le peson de la presse. Nous présentons sur la Figure 293 la loi moyenne obtenue.

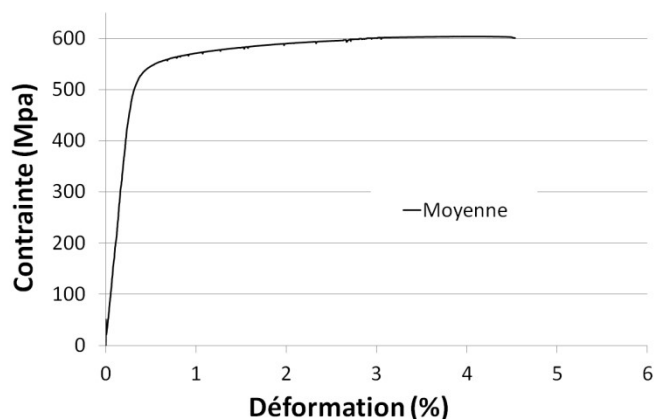


Figure 293: Loi de comportement des armatures passives utilisées

Le module d'Young est obtenu en réalisant une régression linéaire entre les points correspondant à 5 et 60 % de la résistance maximale. La loi de comportement présentée à la Figure 293 correspond à des aciers laminés à froid, nous avons donc déterminé la contrainte $R_{p0,2}$ correspondant à 0,2% d'allongement rémanent (normativement considérée égale à la limite élastique apparente). Nous avons également déterminé la limite élastique R_e correspondant à un éloignement visuel de la loi de comportement avec la courbe linéaire de coefficient directeur E_s .

Les résultats de la campagne de caractérisation sont regroupés dans le Tableau 63.

	Module d'Young E_s (GPa)	R_e (MPa)	$R_{p0,2}$ (MPa)	R_m (MPa)	Allongement sous charge max (%)
Essai 1	215	467	532	597,4	4,8
Essai 2	160	410	543	604,4	4,2
Essai 3	176	486	548	604,2	3,6
Essai 4	173	481	547	608,1	4,3
Essai 5	185	435	544	608,0	3,8
Essai 6	211	482	554	606,4	3,6
Moyenne des données	187	460	544	606,4	3,6
Ecart type	21,9	30,9	7,3	4,0	0,47
Courbe moyenne	180	443	544	605	4,07

Tableau 63: Caractéristiques mécaniques des armatures

Ainsi, les armatures utilisées sont des armatures de type 500B au sens de l'annexe C de l'Eurocode 2 (AFNOR, 2005a). Cette conclusion est cohérente avec l'analyse des empreintes et leur comparaison à l'annexe A de la norme NF A35-080-1 (AFNOR, 2013).

2.1.2. Torons de précontrainte

Afin de caractériser le comportement des torons de précontrainte utilisés, 5 essais de traction ont été réalisés à l'IFSTTAR (centre de Nantes) sur des corps d'épreuve de 50 cm de longueur.

Nous présentons dans la Figure 294 les lois de comportement obtenues et dans le Tableau 64 les principales caractéristiques des armatures. Le module d'élasticité des armatures est évalué conformément à la norme NF EN ISO 15630-1 en réalisant une régression linéaire entre 20% et 70% de la résistance en traction. La limite élastique est déterminée en considérant la droite de coefficient directeur E_p et en évaluant l'éloignement de la courbe par rapport à celle-ci. $R_{p0,1}$ est également déterminé, il s'agit de la contrainte correspondant à 0,1% d'allongement rémanent.

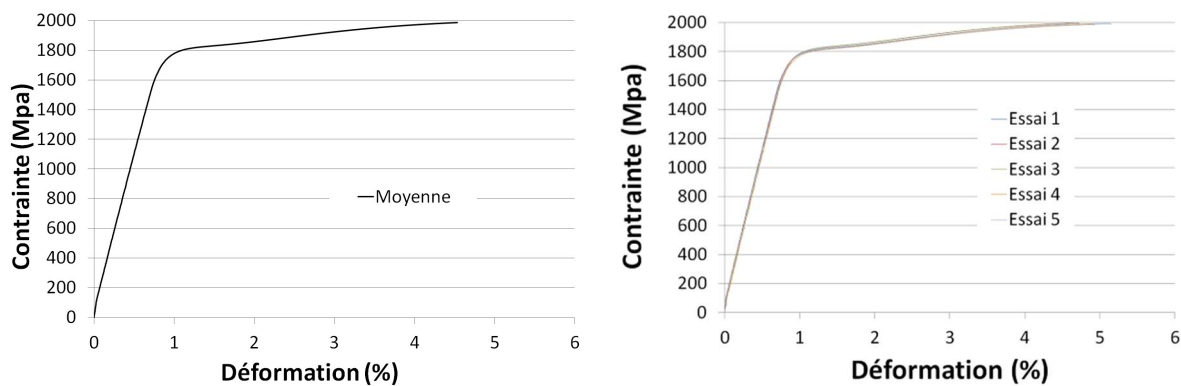


Figure 294: Lois de comportement des torons de précontrainte

	Module d'Young E_s (GPa)	R_e (MPa)	$R_{p0,1}$ (MPa)	R_m (MPa)	Allongement sous charge max (%)
Essai 1	210	1639	1734	1993	5,1
Essai 2	207	1653	1749	1998	4,7
Essai 3	207	1621	1748	2010	4,0
Essai 4	205	1653	1734	1987	4,1
Essai 5	206	1655	1747	1987	4,6
Moyenne des données	207	1644	1742	1995	4,5
Ecart type	1,67	12,9	6,3	8,6	0,4

Tableau 64: Caractéristiques mécaniques des torons

Annexe 3

Evaluation des pertes de précontrainte

L'analyse des résultats obtenus sur les poutres en Té, et notamment leur confrontation aux résultats de modélisations, nécessite d'estimer l'effort de précontrainte réellement présent dans les poutres au moment des essais afin d'utiliser des données d'entrée réalistes. Il est ainsi nécessaire de déterminer les pertes qui apparaissent entre la mise en tension des torons et les essais de poutres. Ces pertes sont dues à plusieurs phénomènes et apparaissent à différents instants au cours de la fabrication, de la prise ou du vieillissement des poutres :

- Avant la mise en précontrainte :
 - recul d'ancrage (nul dans notre cas puisque l'effort est mesuré après que celui-ci a eu lieu),
 - retrait thermique, endogène et de dessiccation (dès que le BFUP atteint un degré d'hydratation suffisant pour créer des frottements importants à l'interface avec les torons, il les entraîne et induit ainsi un raccourcissement de ceux-ci),
 - relaxation des câbles.
- Au moment de la mise en précontrainte :
 - l'effet de la précontrainte induit un raccourcissement élastique de la poutre ce qui conduit à un raccourcissement des torons et donc à une perte d'effort dans ceux-ci.
- Après la mise en précontrainte :
 - l'effet de la précontrainte conduit au fluage du BFUP et donc à la réduction de l'allongement des torons,
 - la relaxation des torons induit une perte d'efforts même si la déformation de ceux-ci ne varie pas,
 - les retraits endogène et de dessiccation du BFUP se poursuivent et conduisent ici encore à un raccourcissement de la poutre.

Nous présentons dans la suite la méthode adoptée pour déterminer les pertes qui ont eu lieu dans chacune des poutres et pour chacun des torons. Une seule poutre par matériau ayant été instrumentée lors de la phase de fabrication, nous considérons que l'effort de précontrainte est identique dans chacune des deux poutres du même matériau. La présentation est faite de manière chronologique : nous présentons les pertes à chaque étape de la fabrication et/ou du vieillissement.

1. Pertes estimées avant la mise en précontrainte

Afin d'estimer les pertes avant la mise en précontrainte, nous utilisons les données fournies par les jauges de déformation collées sur les torons (voir section 4.2.2.2). Cette mesure donne une information regroupant les effets des retraits thermique, endogène et de dessiccation. Nous corrigeons par la suite cette donnée en ajoutant les effets de retrait thermique dus à la différence de température entre l'instant initial de mesure de la déformation et l'instant final

qui ne sont pas pris en compte par la mesure des jauges de déformation. La valeur de perte est également corrigée d'une estimation de la perte par relaxation des câbles.

1.1. Estimation de la perte grâce à la mesure des jauges de déformation

Les jauges mises en place sur les torons permettent de déterminer l'effet du retrait du béton sur l'allongement des câbles de précontrainte. La déformation des torons et la température au centre de la poutre sont relevées avant le remplissage des coffrages (ε_0 et T_0) et juste avant la mise en précontrainte (ε_p et T_p).

Grâce aux données relevées, on détermine :

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_p - \varepsilon_0$$

$$\Delta T = T_p - T_0$$

On en déduit la perte de précontrainte due au retrait du béton :

$$\Delta\sigma_{retraits} = E_p \Delta\varepsilon$$

Avec :

E_p le module d'Young des torons de précontrainte (pris ici égal à 207 GPa conformément aux essais de caractérisation des armatures de précontrainte (voir section 4.2.3.2.2)).

1.2. Estimation de la perte due au changement de température

Pour prendre en compte la différence de température entre le moment de la fabrication et de la mise en précontrainte, on ajoute à $\Delta\sigma_{retraits}$ les effets dus à la dilatation thermique entre les deux instants de mesure :

$$\Delta\sigma_{retraits+temp} = C_s \Delta T + \Delta\sigma_{retraits}$$

Avec :

C_s le coefficient de dilatation thermique des torons de précontrainte (pris égal à 10^{-5} m/m/°C conformément à l'Eurocode 2).

1.3. Estimation de la perte due à la relaxation des torons

Enfin, la perte de précontrainte $\Delta\sigma_{retraits+temp}$ est également corrigée en prenant en compte les effets de la relaxation des torons d'après la formule 3.29 de l'Eurocode 2 (torons de classe 2) :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}$$

Avec :

- σ_{pr} la valeur absolue des pertes de précontrainte par relaxation,
- σ_{pi} la la contrainte dans les torons (on considère la valeur moyenne entre la valeur initiale et la valeur après retrait du béton),
- t le temps après la mise en tension,
- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$,
- f_{pk} la valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier de précontrainte (on considère ici la valeur moyenne : 1995 MPa),
- ρ_{1000} la valeur de la perte par relaxation en % 1000h après la mise en tension, à une température moyenne de 20°C. On considère ici que $\rho_{1000} = 4\%$ conformément à l'Eurocode 2.

De plus, lors de la phase de prise, la température n'est pas constante, nous avons donc considéré le temps équivalent suivant, plutôt que le temps réel (formule 10.2 de l'Eurocode 2) :

$$t_{eq} = \frac{1,14(T_{max} - 20)}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{\Delta t_i} - 20) \Delta t_i$$

Avec :

- t_{eq} le temps équivalent (en heures),
- $T_{(\Delta t_i)}$ la température (en °C) pendant l'intervalle de temps Δt_i ,
- T_{max} la température maximale.

Le calcul de perte est réalisé pour chaque toron de chacune des poutres instrumentées, on considère que le résultat est identique pour la poutre du même matériau qui n'a pas été instrumentée. La contrainte finalement présente dans les torons au moment de la précontrainte est obtenue par :

$$\Delta\sigma_{avant\ prec} = \Delta\sigma_{retraits+temp} + \Delta\sigma_{pr}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau 65. On considère la numérotation des torons présentée sur la Figure 295 pour toutes les poutres (lorsque l'on regarde la section ouest de la poutre).

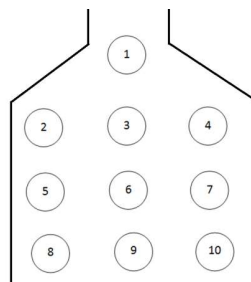


Figure 295: Numérotation des torons de précontraint (lorsque l'on regarde la section ouest)

BFUP	Toron	Effort initial (kN)	Effort avant mise en prec. (kN)	Pertes (%)
BFUP A	1	112,4	105,8	5,8
	2	113,4	106,9	5,7
	3	112,6	116,1	5,3
	4	112,5	106,0	5,8
	5	114,8	108,3	5,7
	6	113,2	106,6	5,8
	7	112,1	105,5	5,8
	8	11,4	104,9	5,8
	9	114,4	107,8	5,8
	10	112,7	106,1	5,8
BFUP B	1	218,2	209,8	3,9
	2	221,7	213,1	3,9
	3	220,0	211,4	3,9
	4	219,9	211,4	3,9
	5	218,4	210,0	3,9
	6	218,4	210,0	3,9
	7	217,9	209,5	3,9
	8	227,5	218,4	4,0
	9	221,2	212,6	3,9
	10	223,4	214,6	3,9
BFUP C	1	215,7	202,7	6,0
	2	219,8	206,5	6,0
	3	218,4	205,2	6,0
	4	219,3	206,0	6,0
	5	219,8	206,6	6,0
	6	220,4	207,1	6,0
	7	220,4	206,2	6,0
	8	219,4	206,2	6,0
	9	220,8	207,5	6,0
	10	219,7	206,4	6,0

Tableau 65: Perte de précontrainte avant la mise en tension

2. Pertes estimées à la mise en précontrainte

Il s'agit ici d'estimer la déformation élastique de la poutre et donc la perte de précontrainte qui en découle. Pour ce faire, nous utilisons les données recueillies par les jauges situées au centre de la poutre au moment de la mise en précontrainte (afin d'éviter les artefacts de mesure dus au glissement des torons à l'about de poutre, la donnée fournie par les jauges positionnées aux abouts n'est pas utilisée).

Le toron instrumenté étant le toron numéro 3 (voir Figure 295), il est nécessaire de corriger la donnée recueillie. En effet, le profil de déformation étant supposé linéaire les torons situés plus bas dans la poutre seront plus comprimés que le toron 3, et le toron 1 (voir Figure 295) le sera moins. Le calcul est effectué après avoir déterminé, via un calcul élastique, la position de l'axe neutre dans la poutre.

La perte de précontrainte est estimée de la façon suivante :

$$\Delta\sigma_{mise\ préc} = E_p \varepsilon_s$$

Avec :

E_p le module d'Young de l'acier de précontrainte,
 ε_s la déformation élastique du toron considéré.

Compte tenu d'un problème technique, il n'a pas été possible de réaliser l'enregistrement des mesures des jauges lors de la mise en précontrainte du BFUP A. La matrice étant similaire à celle du BFUP B et l'âge de mise en précontrainte proche de celui des poutres en BFUP B, il est considéré que la déformation des deux BFUP est identique au moment de la mise en précontrainte et que l'on peut donc extrapoler les résultats obtenus pour le BFUP B au BFUP A. Compte tenu de la variation de l'effort de précontrainte initial dans les torons entre le BFUP A et le BFUP B, la valeur de la déformation a été corrigée linéairement.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau 66.

<u>BFUP</u>	<u>Toron</u>	<u>Effort initial (kN)</u>	<u>Effort après mise en prec. (kN)</u>	<u>Pertes (%)</u>
BFUP A	1	112,4	97,5	13,2
	2	113,4	97,3	14,2
	3	112,6	106,5	13,1
	4	112,5	96,4	14,3
	5	114,8	97,5	15,1
	6	113,2	95,9	15,3
	7	112,1	94,7	15,4
	8	11,4	92,9	16,6
	9	114,4	95,8	16,2
	10	112,7	94,1	16,5
BFUP B	1	218,2	193,4	11,3
	2	221,7	194,2	12,4
	3	220,0	192,6	12,5
	4	219,9	192,5	12,5
	5	218,4	188,7	13,6
	6	218,4	188,7	13,6
	7	217,9	188,2	13,6
	8	227,5	194,7	14,4
	9	221,2	188,8	14,6
	10	223,4	190,9	14,6
BFUP C	1	215,7	181,3	15,9
	2	219,8	182,0	17,2
	3	218,4	180,7	17,3
	4	219,3	181,7	17,2
	5	219,8	178,9	18,6
	6	220,4	179,4	18,6
	7	220,4	178,5	18,6
	8	219,4	175,3	20,1
	9	220,8	176,6	20,0
	10	219,7	175,6	20,0

Tableau 66: Perte de précontrainte à la mise en tension

3. Pertes estimées après la mise en précontrainte

Enfin, d'importantes pertes de précontraintes ont lieu entre le moment de la mise en précontrainte et le jour de l'essai sous l'effet du fluage du béton, de la relaxation des torons de précontrainte, des retraits endogène et de dessiccation...

Il a été décidé d'utiliser les résultats fournis par la formule 5.46 de l'Eurocode 2. (Baby, 2012) a réalisé une étude comparative des résultats fournis par cette formule et ceux fournis par des mesures expérimentales et a montré que la formule proposée par l'Eurocode 2 est adaptée au cas des BFUP. Cette formule prend en compte les pertes induites par l'ensemble des phénomènes qui interviennent :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t, t_0)\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1 + 0,8\varphi(t, t_0)]}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{p, c+r+s}$ la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures due au fluage, au retrait et à la relaxation

ε_{cs} la valeur estimée du retrait (700 μ m/m en accord avec les recommandations (AFGC, 2013)). On prendra garde dans la suite à retirer de la valeur totale la valeur déjà prise en compte dans le calcul réalisé à la section 1.

E_p le module des aciers de précontrainte

E_{cm} le module du BFUP

$\Delta\sigma_{pr}$ la valeur absolue de la variation de contrainte dans les armatures du fait de la relaxation. Elle est obtenue par la formule 3.29 de l'Eurocode 2, (voir section 1).

$\varphi(t, t_0)$ le coefficient de fluage à l'instant t pour une charge appliquée au temps t_0 , pris égal à 0,8 conformément aux recommandations (AFGC, 2013).

$\sigma_{c, QP}$ contrainte dans le béton au voisinage de l'armature. Elle est déterminée grâce à un calcul élastique juste après la mise en tension.

A_c l'aire de la section droite de béton. Nous considérons l'aire de la section nette.

I_c le moment d'inertie de la section de béton. Nous considérons le moment d'inertie de la section nette

z_{cp} la distance entre le centre de gravité de la section de béton et les armatures de précontrainte

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 67. Les valeurs finales d'effort de précontrainte présentées dans ce tableau seront utilisées pour l'ensemble des calculs qui seront réalisés dans la suite. Les poutres n'ayant pas été testées au même moment, il est nécessaire de séparer les analyses entre les deux poutres de chaque matériau.

BFUP	Toron	Effort initial (kN)	Poutre A		Poutre B	
			Effort au moment des essais (kN)	Pertes (%)	Effort au moment des essais (kN)	Pertes (%)
BFUP A	1	112,4	77,7	30,9	77,7	30,9
	2	113,4	77,5	31,6	77,5	31,7
	3	112,6	86,7	29,3	86,7	29,3
	4	112,5	76,6	31,9	76,6	31,9
	5	114,8	77,7	32,3	77,7	32,4
	6	113,2	76,0	32,8	76,0	32,8
	7	112,1	74,9	33,2	74,9	33,2
	8	11,4	73,0	34,5	73,0	34,5
	9	114,4	75,9	33,6	76,0	33,6
	10	112,7	74,3	34,1	74,3	34,1
BFUP B	1	218,2	167,1	23,4	167,1	23,4
	2	221,7	168,0	24,3	167,9	24,2
	3	220,0	166,3	24,4	166,3	24,4
	4	219,9	166,2	24,4	166,2	24,4
	5	218,4	162,4	25,6	162,4	25,6
	6	218,4	162,4	25,6	162,4	25,6
	7	217,9	162,0	25,7	161,9	25,7
	8	227,5	168,4	26,0	168,4	26,0
	9	221,2	162,6	26,5	162,6	26,5
	10	223,4	164,7	26,3	164,6	26,3
BFUP C	1	215,7	158,6	26,4	158,7	26,4
	2	219,8	159,3	27,5	159,4	27,5
	3	218,4	158,0	27,6	158,1	27,6
	4	219,3	158,8	27,6	158,9	27,6
	5	219,8	156,2	28,9	156,2	28,9
	6	220,4	156,7	28,9	156,8	28,9
	7	220,4	155,8	29,0	155,8	29,0
	8	219,4	152,6	30,4	152,7	30,4
	9	220,8	154,0	30,3	154,6	30,3
	10	219,7	152,9	30,4	152,9	30,4

Tableau 67: Perte de précontrainte après la mise en précontrainte

Annexe 4

Exploitation des rosettes de capteurs

Le comportement des poutres en T a notamment été suivi à l'aide de rosettes de capteurs afin de pouvoir définir l'état de déformation à la surface de la poutre. Leur exploitation nécessite la prise en compte de l'état de déformation initial dû à l'effort de précontrainte. Nous présentons ici la démarche adoptée pour l'exploitation des données des rosettes de capteurs. Comme dans l'ensemble du manuscrit de thèse, l'axe x est pris selon l'axe longitudinal de la poutre, l'axe y perpendiculaire à l'âme et l'axe z est pris vertical vers le haut.

Lors des essais, des capteurs LVDT montés en extensomètres ont été positionnés de sorte à former des rosettes dites à 120°. En fonction des poutres étudiées, les rosettes n'ont pas été positionnées de la même façon sur la poutre (voir section 4.2.3.2.4.).



Vue des rosettes sur la surface



Vue des rosettes en sous face

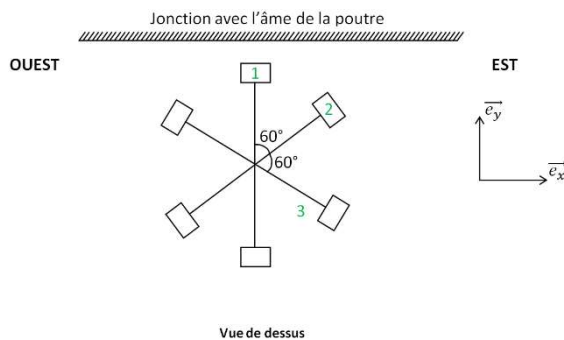


Schéma de principe et notation pour les rosettes positionnées sur la surface de la table

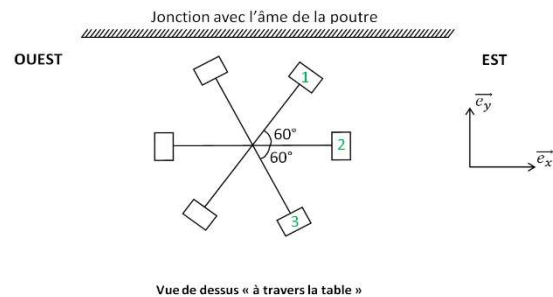


Schéma de principe et notation pour les rosettes positionnées en sous face de la table

Figure 296: Positionnement des jauges sur la poutre

Dans la suite, les vecteurs directeurs normés des capteurs 1, 2 et 3 seront notés respectivement \vec{a} , \vec{b} et \vec{c} . Leur coordonnées dans le repère (x, y) sont :

- Pour le cas des rosettes disposées sur la fibre supérieure de la table :

$$\vec{a}_{sup} \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \vec{b}_{sup} \begin{pmatrix} -\cos(30^\circ) \\ -\sin(30^\circ) \\ 0 \end{pmatrix} \quad \vec{c}_{sup} \begin{pmatrix} \cos(30^\circ) \\ -\sin(30^\circ) \\ 0 \end{pmatrix}$$

- Pour le cas des rosettes disposés sur la fibre inférieure de la table :

$$\vec{a}_{inf} \begin{pmatrix} \cos(60^\circ) \\ \sin(60^\circ) \\ 0 \end{pmatrix} \quad \vec{b}_{inf} \begin{pmatrix} -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \vec{c}_{inf} \begin{pmatrix} \cos(60^\circ) \\ -\sin(60^\circ) \\ 0 \end{pmatrix}$$

L'objectif de l'étude est de déterminer l'état de déformation dans le repère (x, y) ainsi que les directions et contraintes principales.

Prise en compte de la déformation initiale

Les poutres étant précontraintes, une déformation initiale est présente dans les poutres avant les essais. Afin d'obtenir une interprétation des données recueillies la plus exacte possible, cette déformation est estimée grâce à un calcul élastique et ajoutée à la déformation mesurée par les capteurs.

On considère que l'état de contrainte dû à la présence de la précontrainte est de la forme :

$$\sigma_{init} = \begin{pmatrix} \sigma_x & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

En appliquant la loi de Hooke, on obtient un état de déformation dans le repère (x, y) de la forme :

$$\epsilon_{init} = \begin{pmatrix} \sigma_x/E & 0 \\ 0 & -\nu\sigma_x/E \end{pmatrix}$$

La valeur de σ_x est obtenue en réalisant un calcul élastique sur la section nette de BFUP (l'action de la précontrainte est considérée équivalente à une action extérieure).

La déformation initiale dans la direction de chacun des capteurs est déterminée :

$$\begin{aligned} \epsilon_{a\ init} &= \vec{t}_a \cdot \epsilon_{init} \cdot \vec{a} \\ \epsilon_{b\ init} &= \vec{t}_b \cdot \epsilon_{init} \cdot \vec{b} \\ \epsilon_{c\ init} &= \vec{t}_c \cdot \epsilon_{init} \cdot \vec{c} \end{aligned}$$

L'état de déformation pris en compte dans la suite est donc l'état de déformation suivant :

$$\begin{aligned} \epsilon_a &= \epsilon_{a\ init} + \frac{\Delta l_a}{l_a} \\ \epsilon_b &= \epsilon_{b\ init} + \frac{\Delta l_b}{l_b} \\ \epsilon_c &= \epsilon_{c\ init} + \frac{\Delta l_c}{l_c} \end{aligned}$$

Avec :

$\epsilon_a, \epsilon_b, \epsilon_c$ les déformations dans les directions \vec{a}, \vec{b} et \vec{c} ,
 $\Delta l_a, \Delta l_b, \Delta l_c$ la variation de longueur mesurée par les extensomètres dans les directions \vec{a}, \vec{b} et \vec{c} ,
 l_a, l_b et l_c les longueurs de base des extensomètres.

Détermination de l'état de contrainte dans le repère (x, y)

En notant l'état de contrainte dans le repère (x, y) de la manière suivante :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{(x,y)} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_y \end{pmatrix}$$

On peut exprimer les déformations dans les directions des capteurs :

- Pour les rosettes disposées sur la fibre supérieure de la table :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_x \cos^2(30^\circ) + 2\varepsilon_{xy} \cos(30^\circ) \sin(30^\circ) + \varepsilon_y \sin^2(30^\circ)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_x \cos^2(30^\circ) - 2\varepsilon_{xy} \cos(30^\circ) \sin(30^\circ) + \varepsilon_y \sin^2(30^\circ)$$

- Pour les rosettes disposées sur la fibre inférieure de la table :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_x \cos^2(60^\circ) + 2\varepsilon_{xy} \cos(60^\circ) \sin(60^\circ) + \varepsilon_y \sin^2(60^\circ)$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_x$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_x \cos^2(60^\circ) - 2 \sin(60^\circ) \cos(60^\circ) \varepsilon_{xy} + \varepsilon_y \sin^2(60^\circ)$$

En inversant les deux systèmes d'équations, il est possible de déterminer l'état de déformation dans le repère (x, y) en fonction des mesures réalisées :

- Pour les rosettes disposées sur la fibre supérieure de la table :

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_c}{2\cos^2(30^\circ)} - \varepsilon_a \tan^2(30^\circ)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_a$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_c}{4\cos(30^\circ)\sin(30^\circ)}$$

- Pour les rosettes disposées sur la fibre inférieure de la table

$$\varepsilon_x = \varepsilon_b$$

$$\varepsilon_y = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c}{2\sin^2(60^\circ)} - \frac{\varepsilon_b}{\tan^2(60^\circ)}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_c}{4\cos(60^\circ)\sin(60^\circ)}$$

Détermination des grandeurs principales

L'étude du cercle de Mohr (voir Figure 297) nous permet de déduire les grandeurs principales (contraintes et directions) de l'état de déformation dans le repère (x, y).

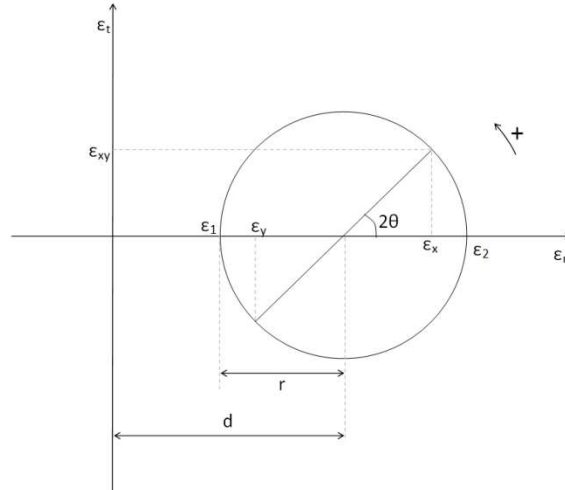


Figure 297: Représentation du cercle de Mohr

$$d = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2}$$

$$r = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \varepsilon_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \varepsilon_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \varepsilon_{xy}^2}$$

Afin de déterminer l'angle θ du repère principal, et compte tenu du fait que la fonction arctangente n'est pas définie sur l'ensemble de l'intervalle $]-\pi; \pi]$, il est nécessaire de différencier plusieurs cas :

- $\varepsilon_x > d$

Dans ce cas, l'angle 2θ est situé dans l'intervalle $]-\pi/2; \pi/2[$ (voir Figure 297). La fonction Arctan étant définie et continue sur celui-ci, on obtient l'angle θ de la façon suivante :

$$2\theta = \arctan\left(\frac{2\varepsilon_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}\right)$$

- $\varepsilon_x < d$ et $\varepsilon_{xy} > 0$

Dans ce cas, l'angle 2θ appartient à l'intervalle $]\pi/2 ; \pi[$ (voir Figure 298) on détermine alors l'angle $\pi - 2\theta$ et on obtient :

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{\varepsilon_{xy}}{d - \varepsilon_x}\right)$$

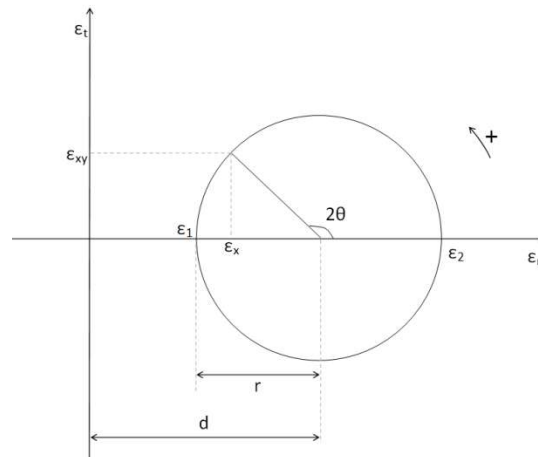


Figure 298: Représentation du cercle de Mohr dans le cas $\varepsilon_x < d$ et $\varepsilon_{xy} > 0$

- $\varepsilon_x < d$ et $\varepsilon_{xy} < 0$

Dans ce cas, l'angle 2θ appartient à l'intervalle $]-\pi ; -\pi/2[$ (voir Figure 299), on raisonne alors sur l'angle $2\theta + \pi$ et on obtient :

$$\theta = \frac{1}{2} \left(\arctan\left(\frac{-\varepsilon_{xy}}{d - \varepsilon_x}\right) - \pi \right)$$

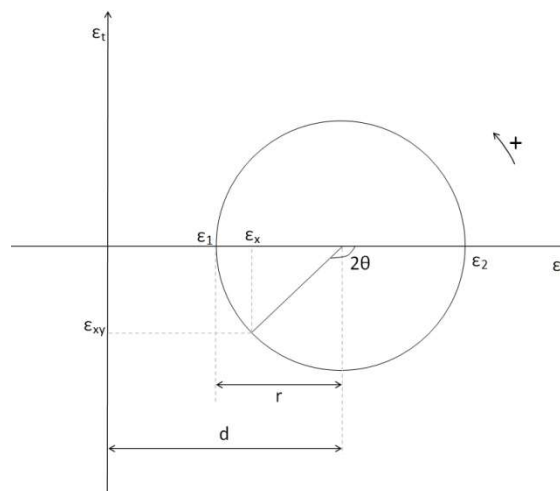


Figure 299: représentation du cercle de Mohr dans le cas $\varepsilon_x < d$ et $\varepsilon_{xy} < 0$

Convention de signe et positionnement du repère principal dans le repère (x, y)

Compte tenu de la convention de signe adoptée dans la représentation du cercle de Mohr, l'angle θ représente l'opposé de l'angle entre la contrainte principale de compression et l'axe \vec{e}_x (une rotation du repère propre dans la réalité correspondant, dans le cercle de Mohr, à une rotation d'un angle double et opposé). Ainsi, l'angle θ représente la rotation entre l'axe \vec{e}_x et la direction principale de compression.

Annexe 5

Détails de la comparaison des résultats expérimentaux et de la modélisation analytique

Dans cette annexe, les résultats détaillés de la modélisation des poutres sont comparés aux résultats expérimentaux. Cette comparaison détaillée complète l'analyse donnée à la section 4.4.1.2.2. Pour chacune des poutres, les résultats expérimentaux sont comparés à ceux des différents calculs réalisés. Les jeux d'hypothèses correspondant à chaque calcul présentés au chapitre 2 et dans la section 4.4.1.2.2 sont rappelés :

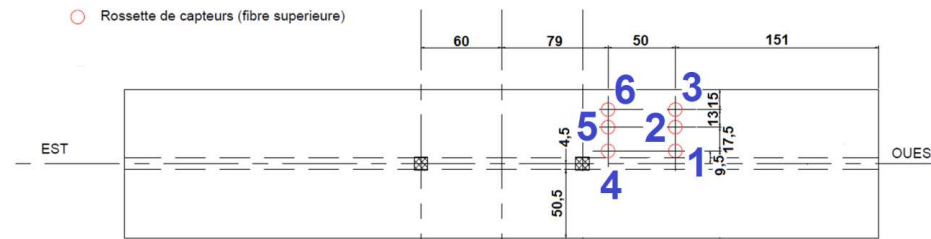
- Calcul I : application du modèle qui prend en compte un état de contrainte en trois dimensions dans la table tel qu'il est présenté au chapitre 2.
- Calcul II : application du même modèle que celui du calcul 1 en modifiant le principe de détermination de la contrainte de cisaillement (voir section 4.4.1.2).
- Calcul III : application du modèle qui prend en compte un état de contrainte 2D dans la table tel qu'il est présenté dans le chapitre 2.
- Calcul IV : application du même algorithme de calcul que pour le calcul 3 mais en modifiant la méthode de détermination de la contrainte de cisaillement présente dans la table.

Les lois de comportement (numérotées de 1 à 4) sont identifiées conformément à ce qui a été présenté à la section 4.4.1.1 et dans la Figure 247

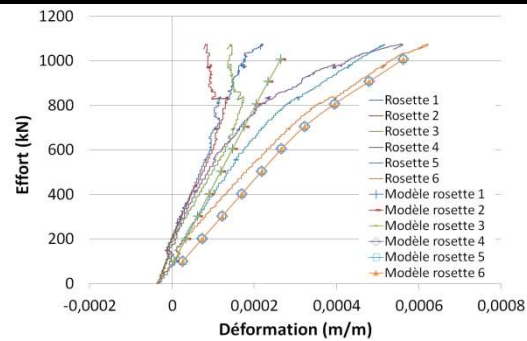
Les graphiques sont présentés de façon systématique :

- pour chaque poutre,
- en regroupant les calculs correspondant au même jeu d'hypothèses, en faisant varier la loi de comportement.

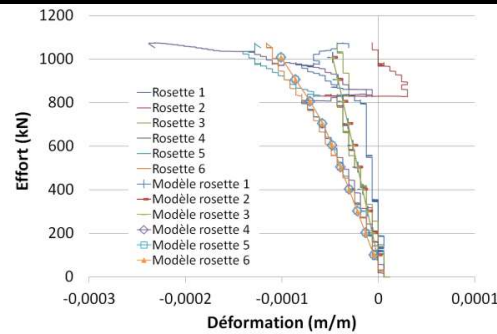
Les données expérimentales permettant la confrontation sont représentées de façon systématique pour chaque rosette : « Effort – ϵ_x », « Effort – ϵ_y » et « Effort – ϵ_{xy} ».



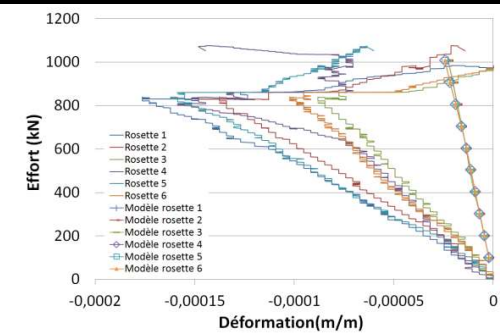
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A A



Effort - ϵ_x

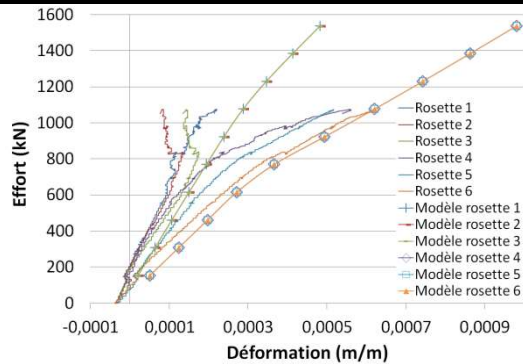


Effort - ϵ_y

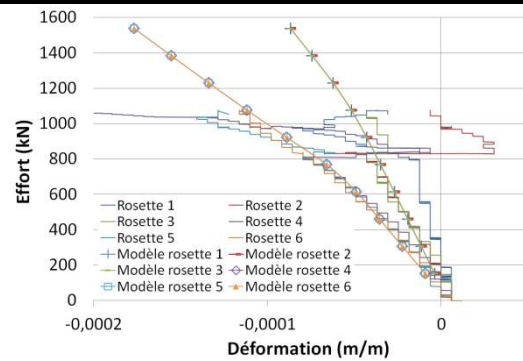


Effort - ϵ_{xy}

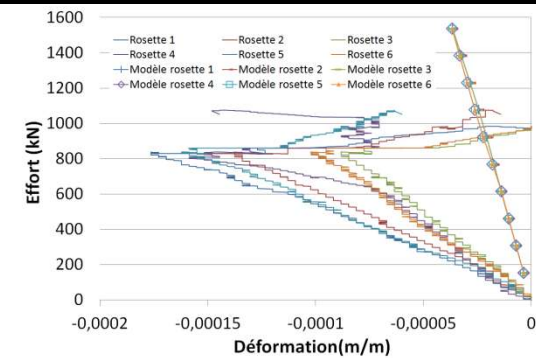
BFUP A A, Calcul I, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x

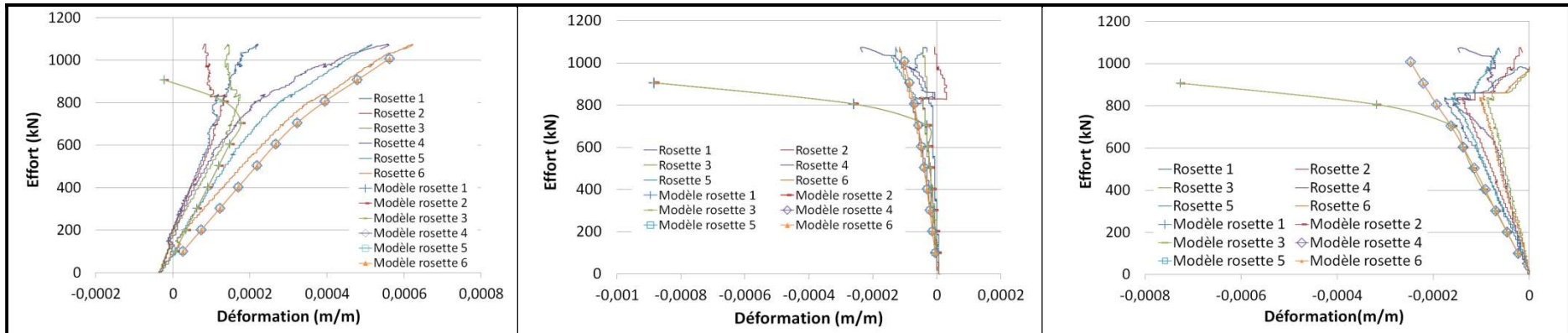


Effort - ϵ_y



Effort - ϵ_{xy}

BFUP A A, Calcul I, loi de comportement 2

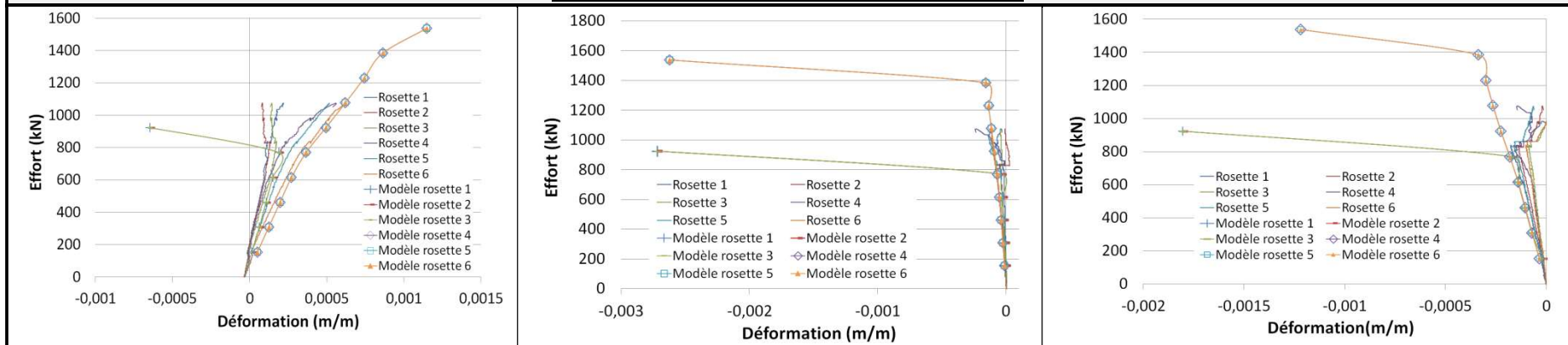


Effort - ϵ_x

Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

BFUP A A, Calcul II, loi de comportement 1

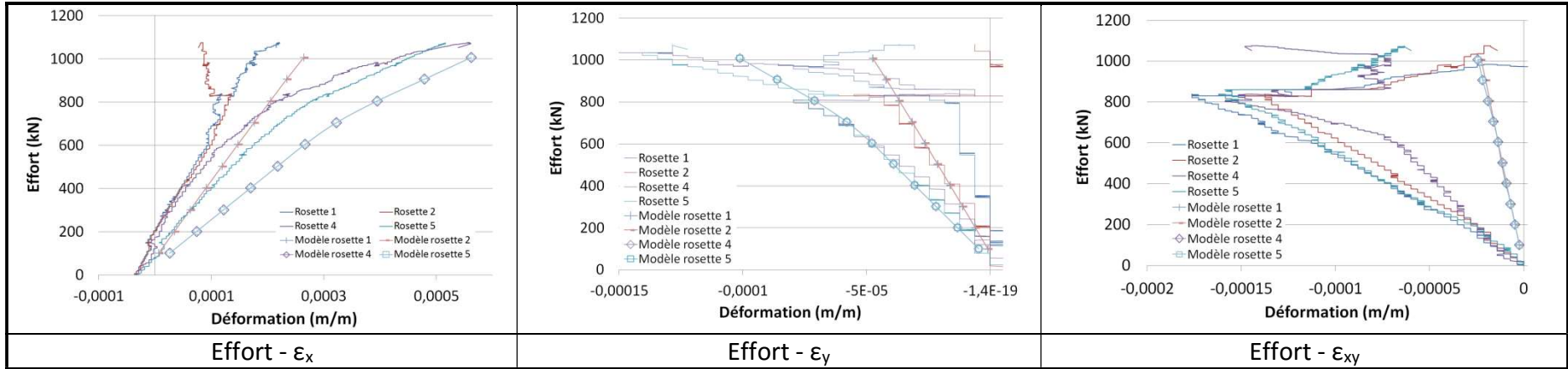


Effort - ϵ_x

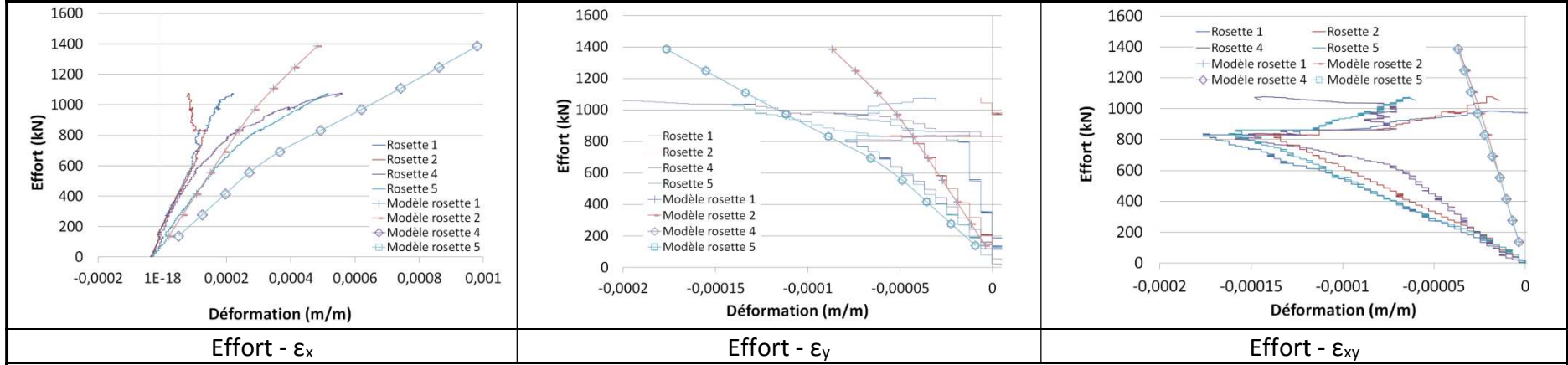
Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

BFUP A A, Calcul II, loi de comportement 2



BFUP A A, Calcul III, loi de comportement 1



BFUP A A, Calcul III, loi de comportement 2

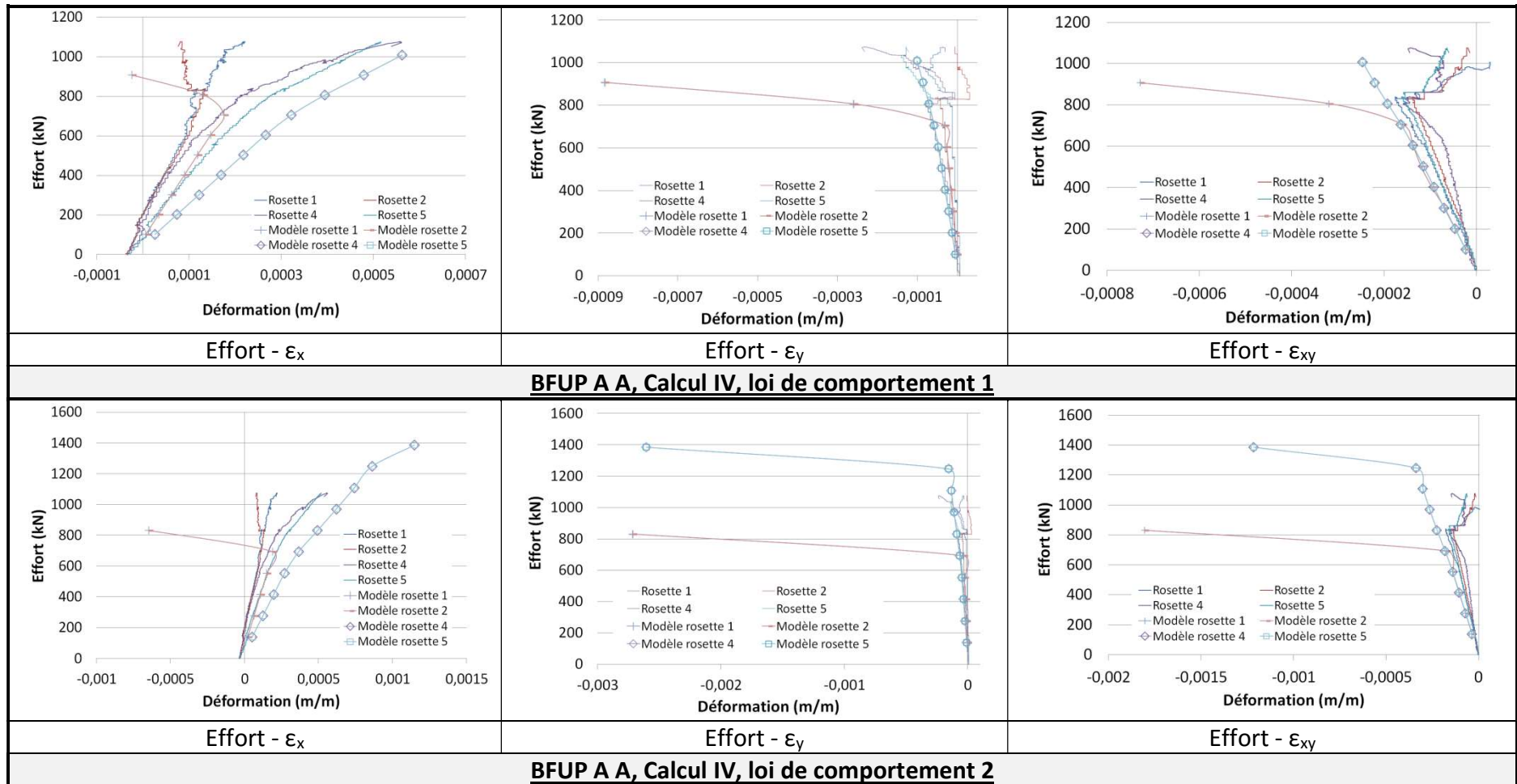
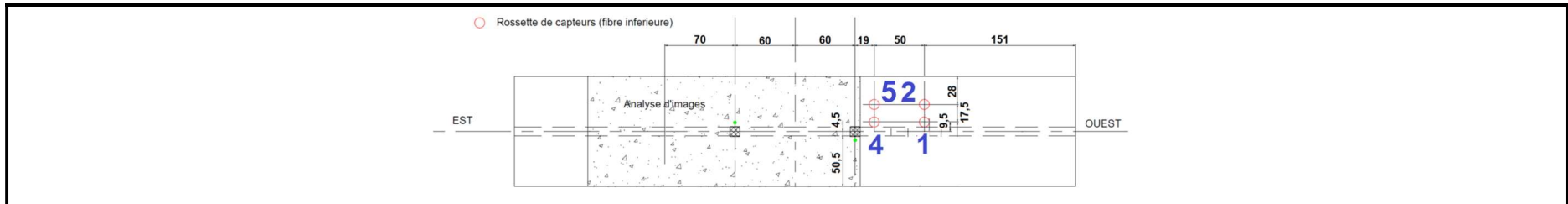
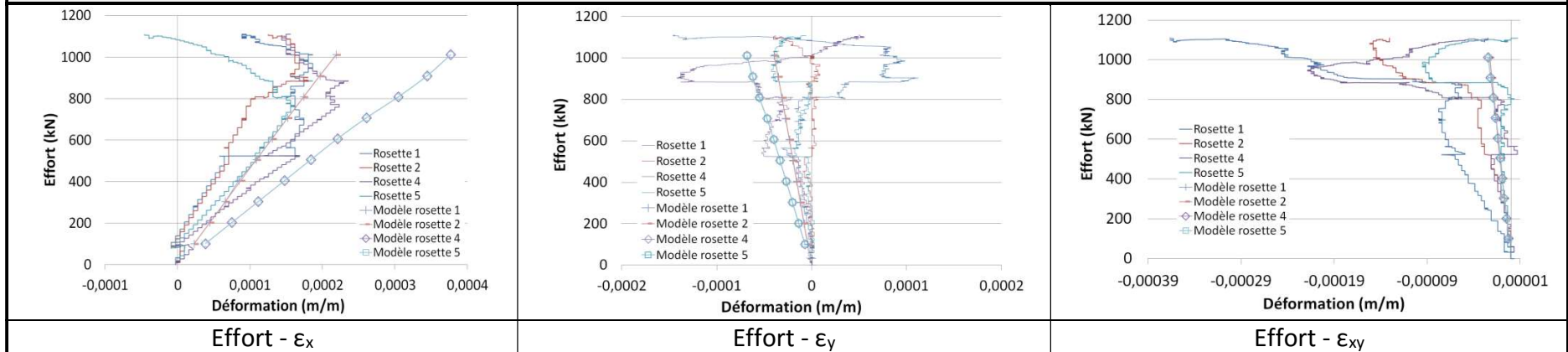


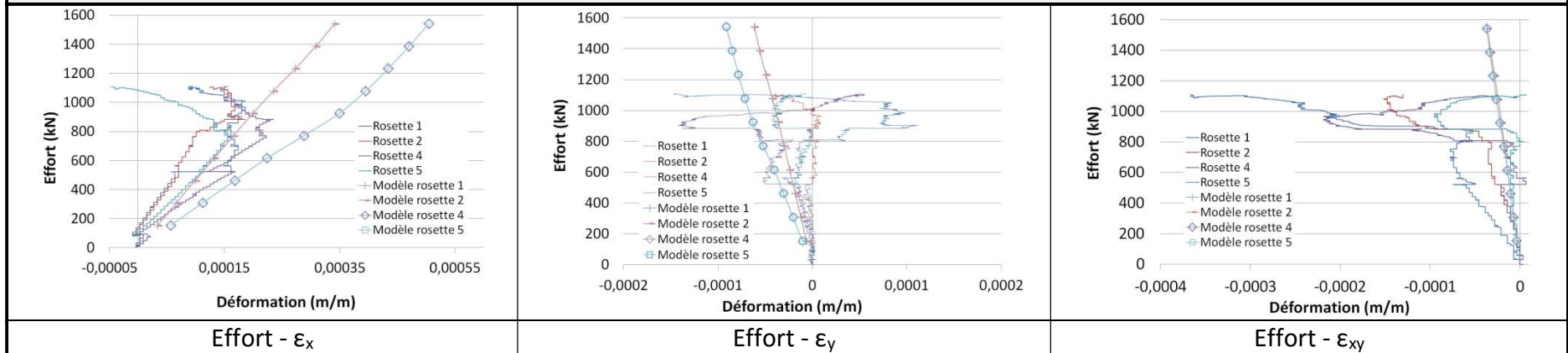
Figure 300: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP A A



Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP A B



BFUP A B, Calcul I, loi de comportement 1



BFUP A B, Calcul I, loi de comportement 2

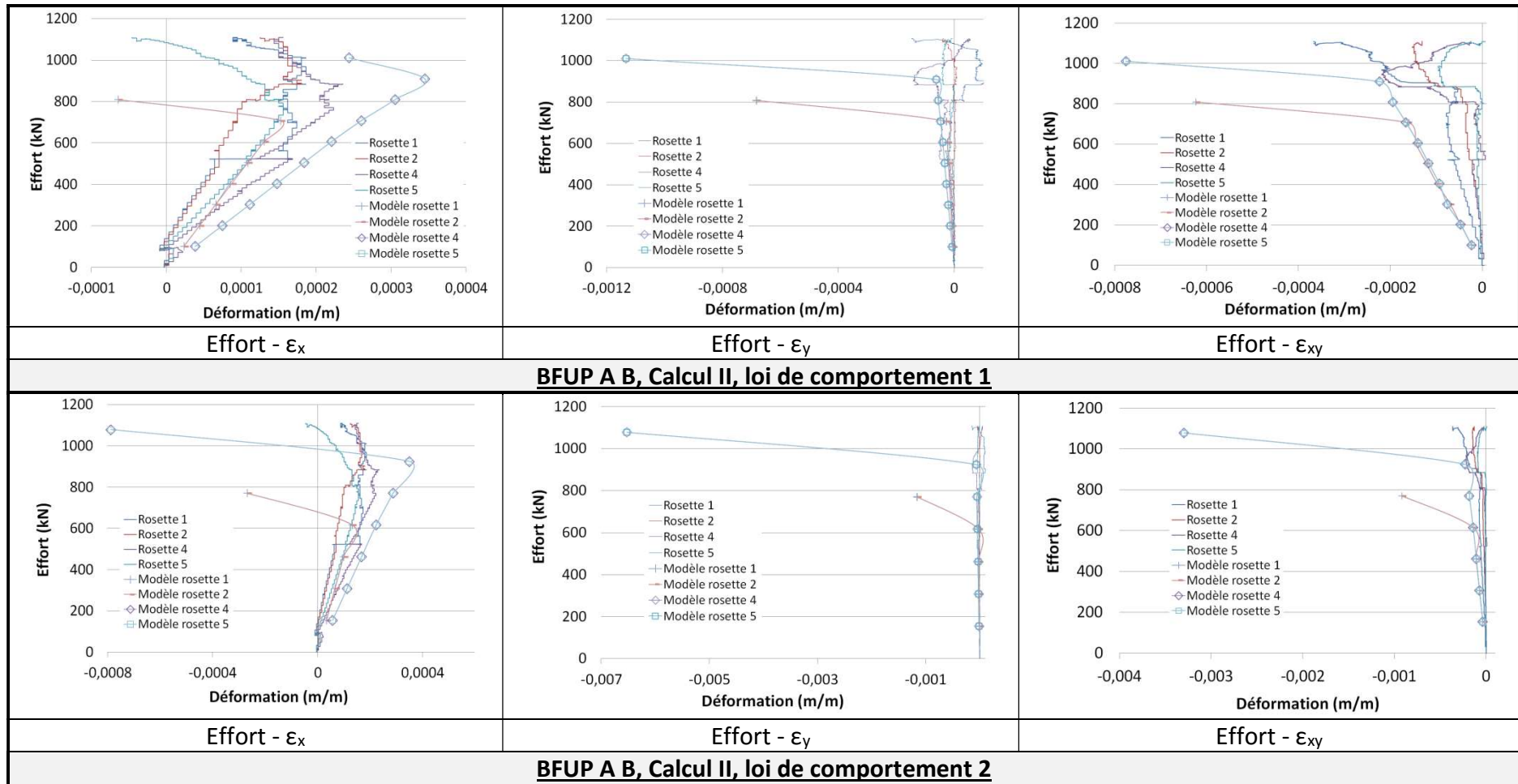
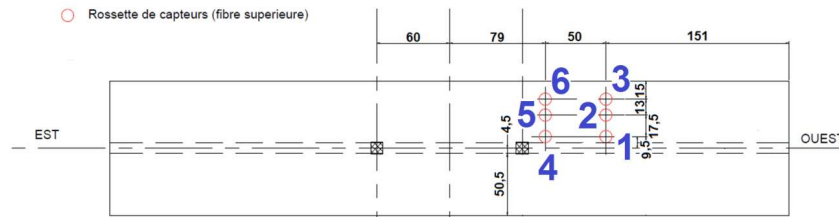
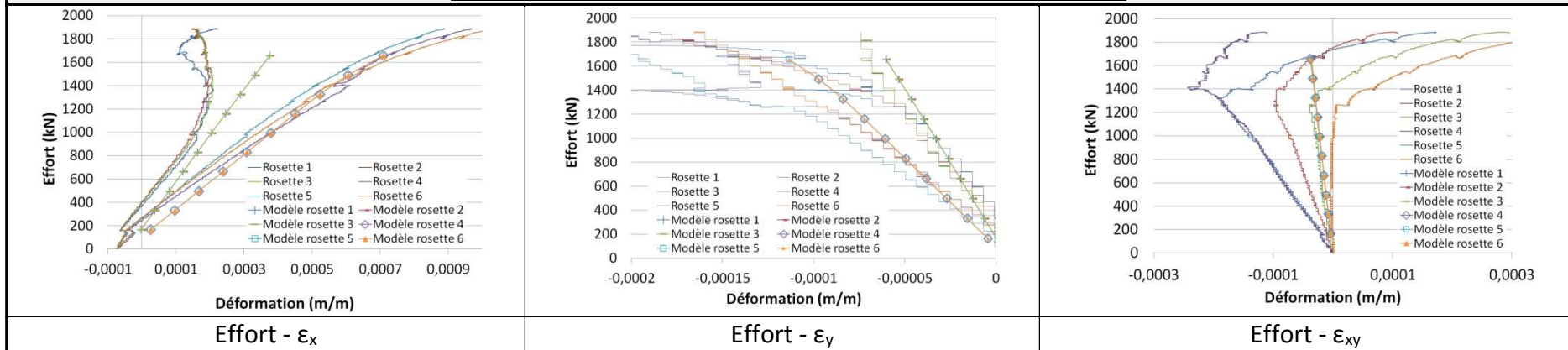


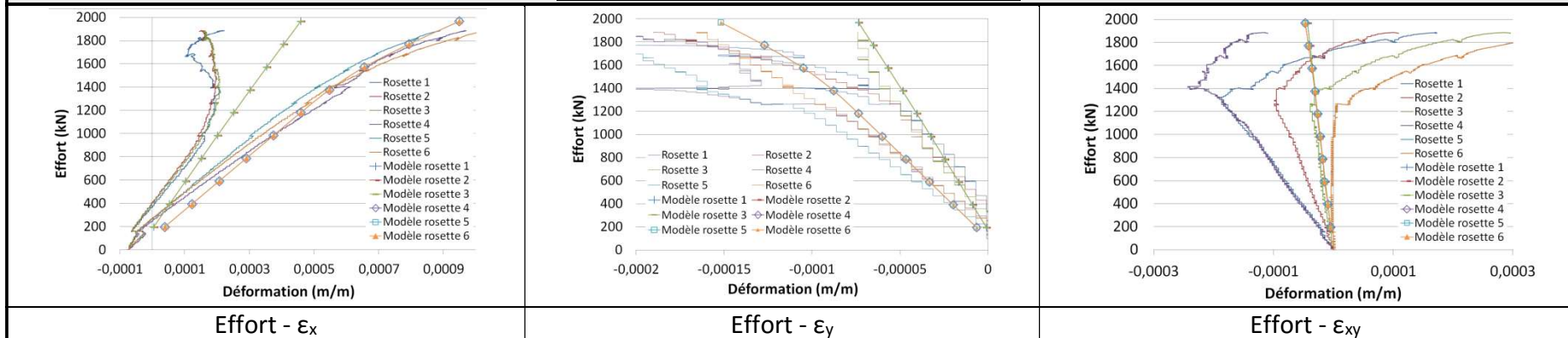
Figure 301: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP A B



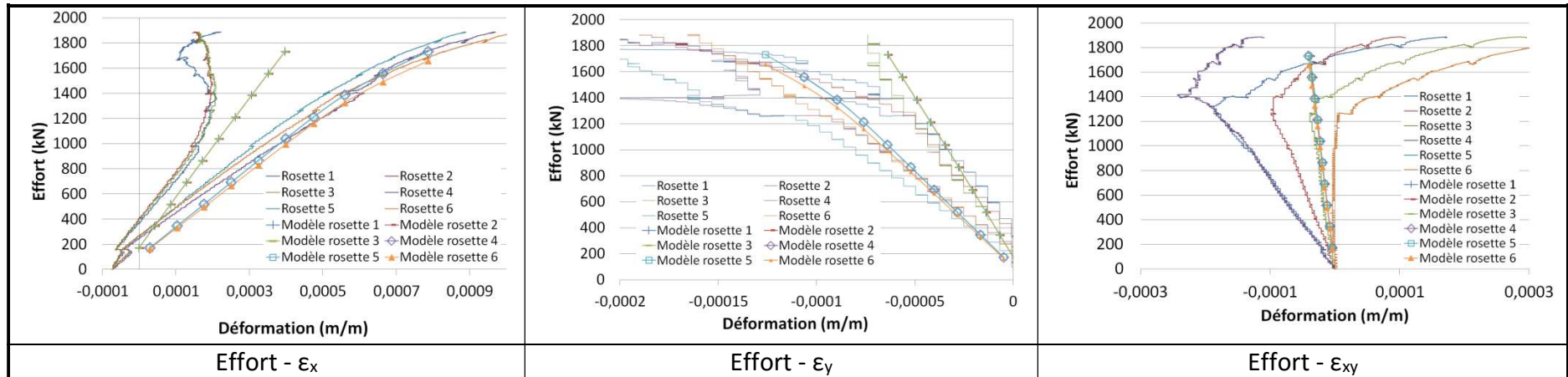
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP B A



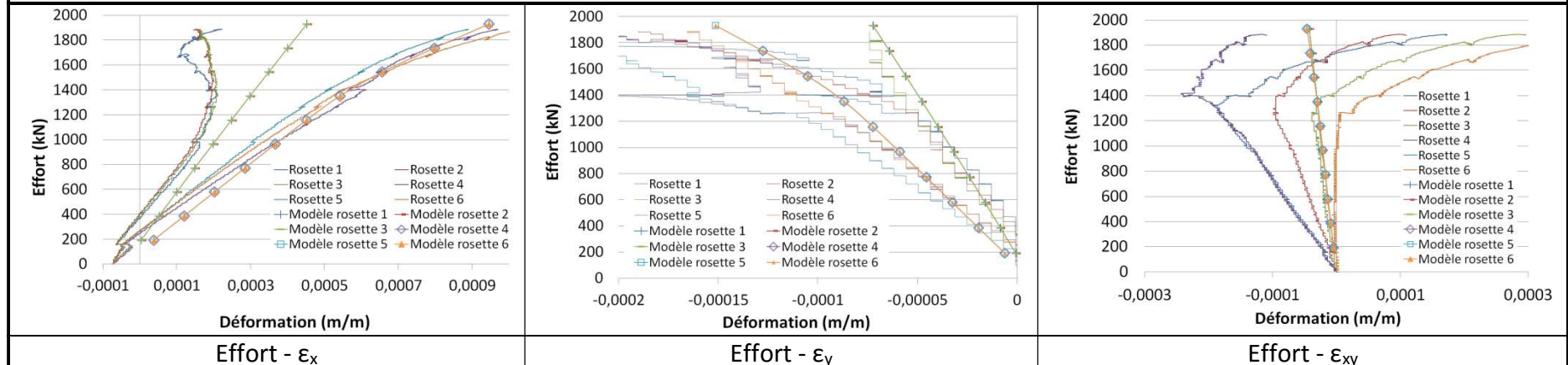
BFUP B A, Calcul I, loi de comportement 1



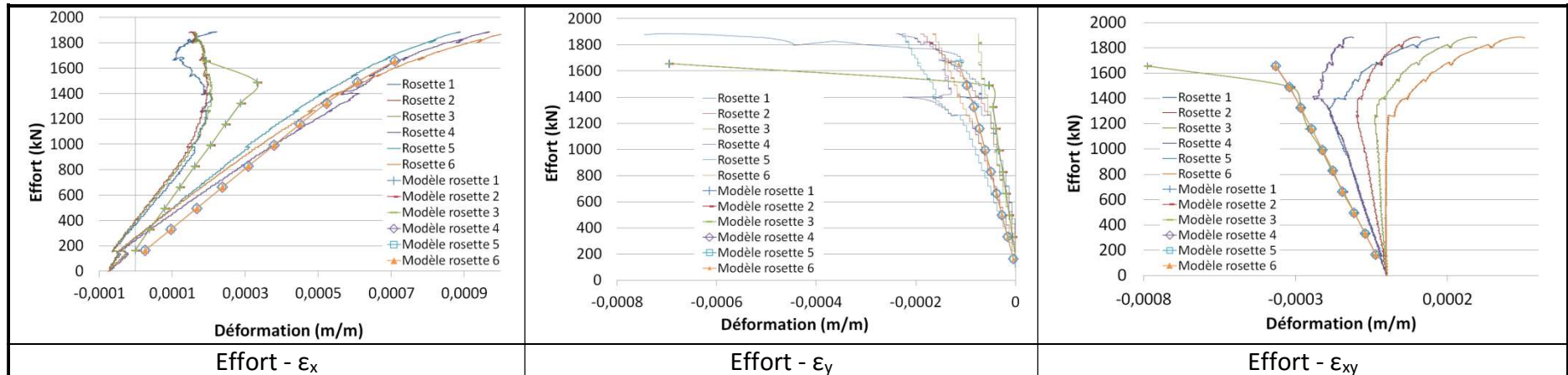
BFUP B A, Calcul I, loi de comportement 2



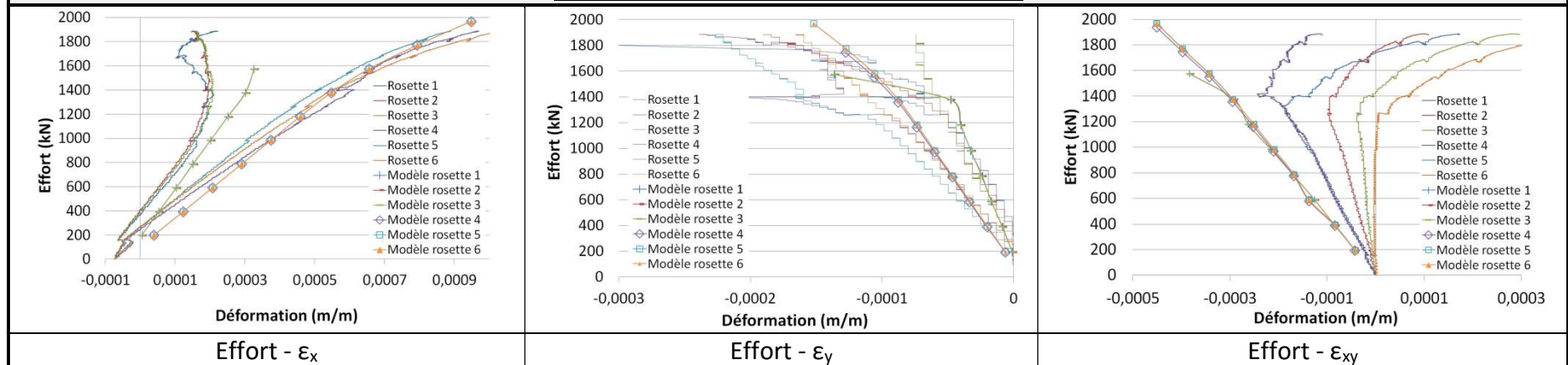
BFUP B A, Calcul I, loi de comportement 3



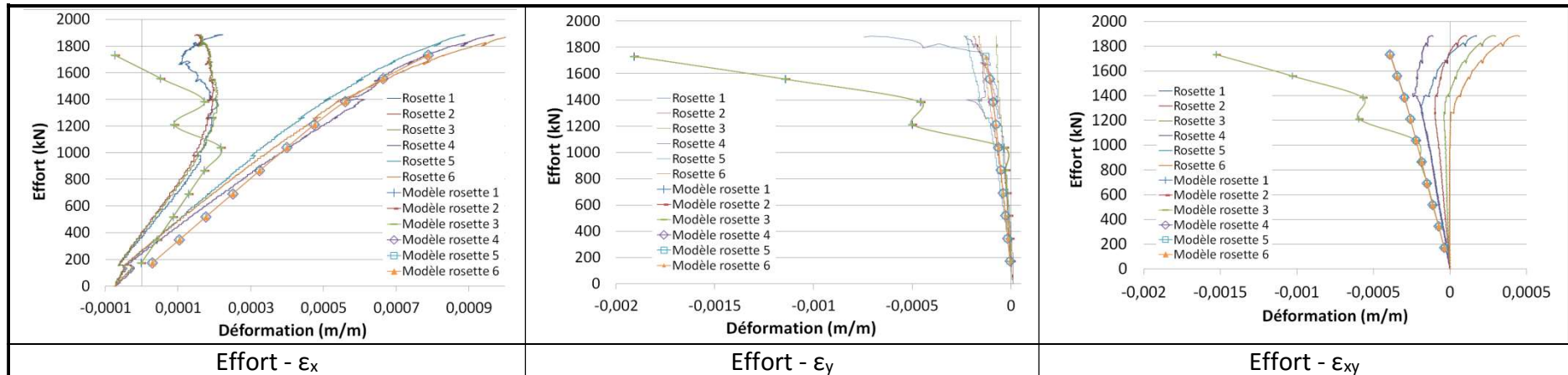
BFUP B A, Calcul I, loi de comportement 4



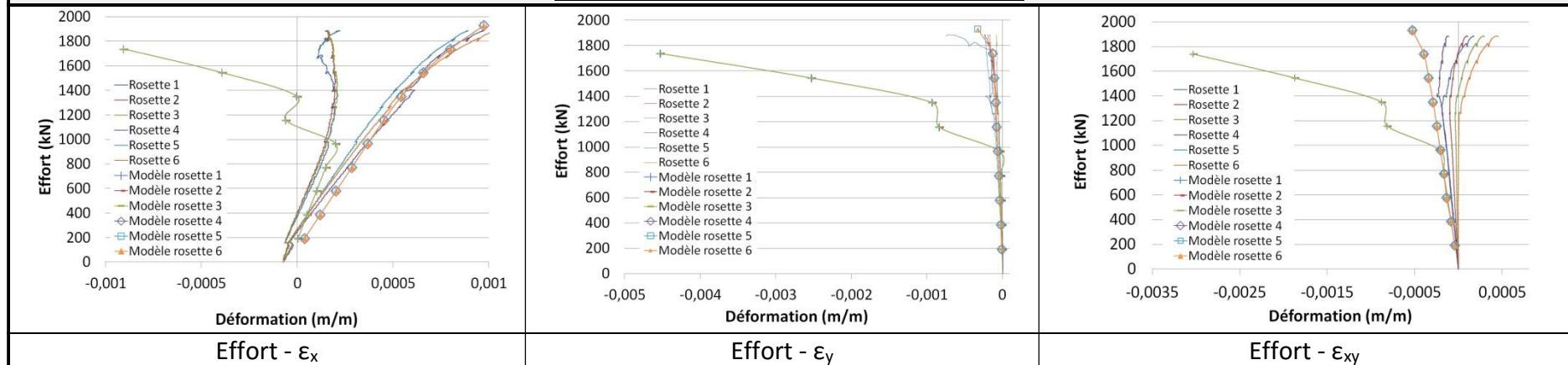
BFUP B A, Calcul II, loi de comportement 1



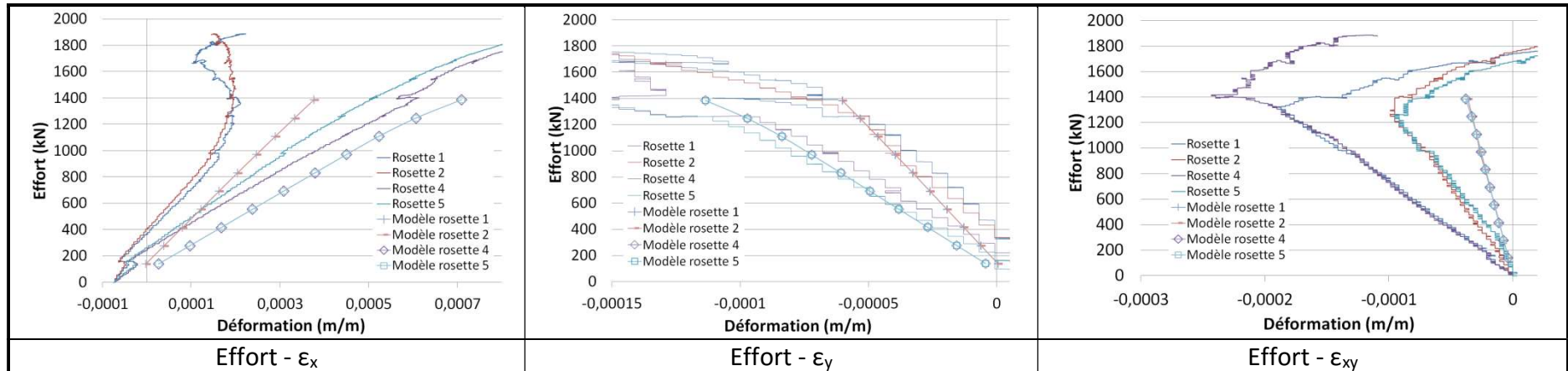
BFUP B A, Calcul II, loi de comportement 2



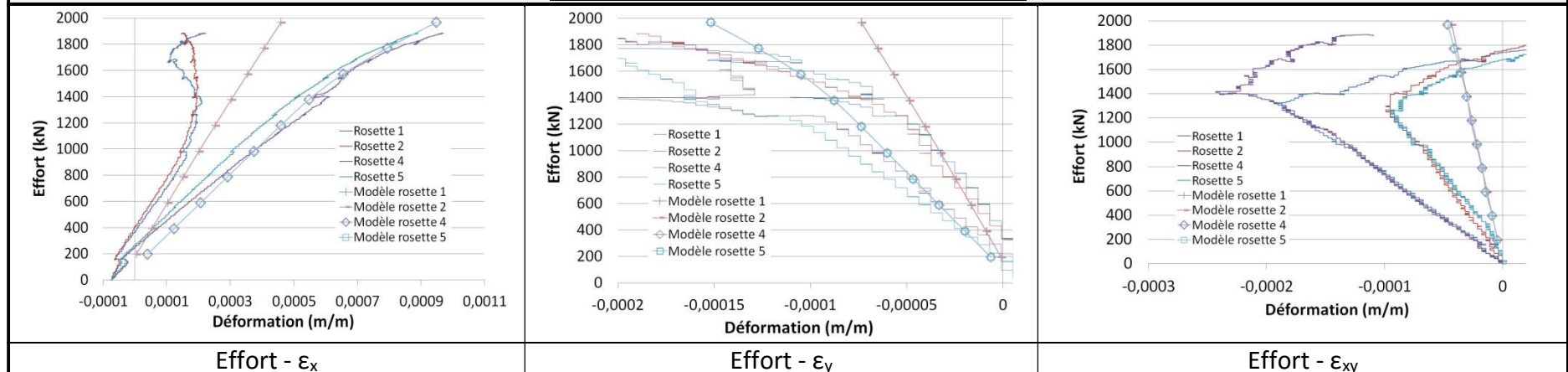
BFUP B A, Calcul II, loi de comportement 3



BFUP B A, Calcul II, loi de comportement 4



BFUP B A, Calcul III, loi de comportement 1



BFUP B A, Calcul III, loi de comportement 2

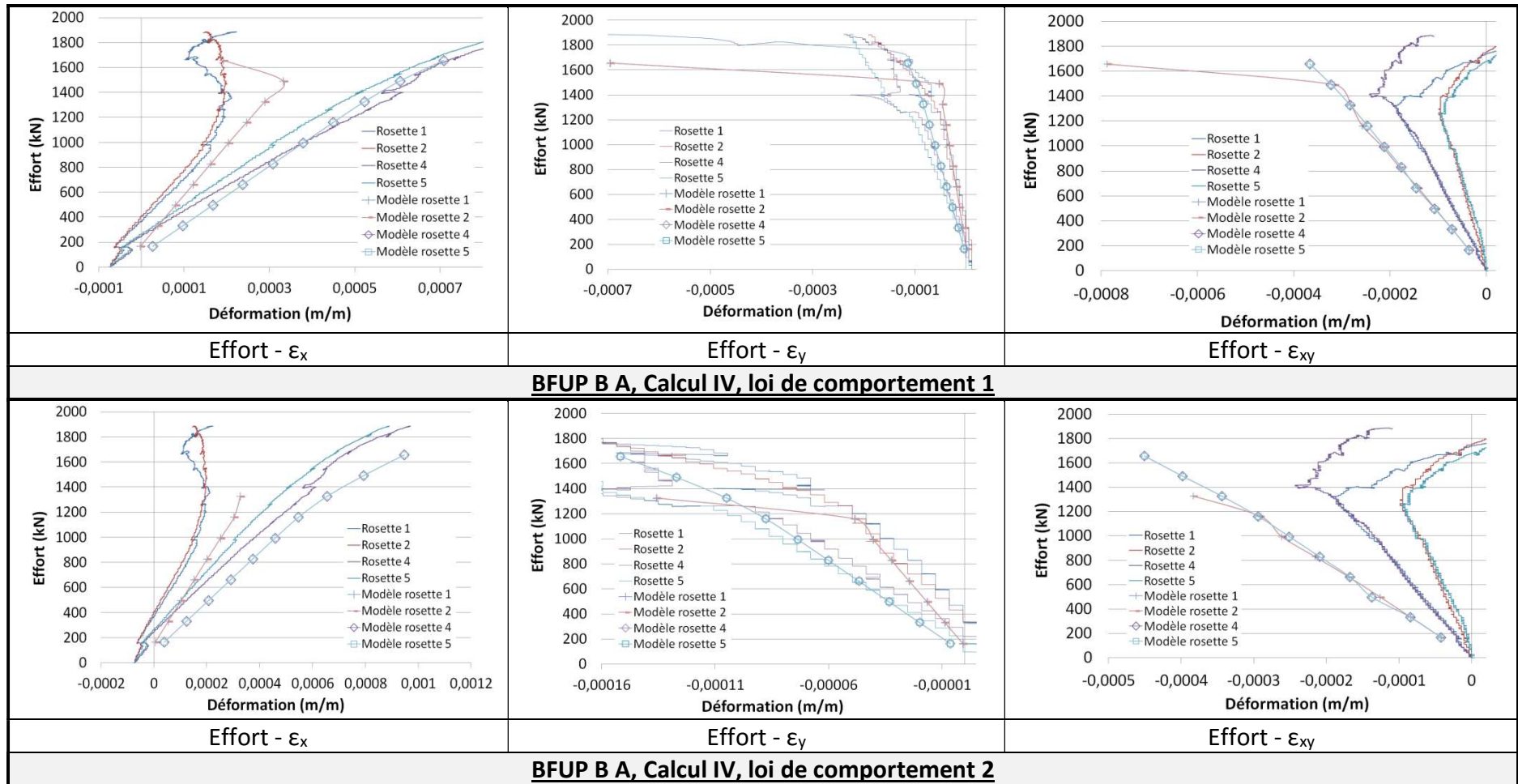
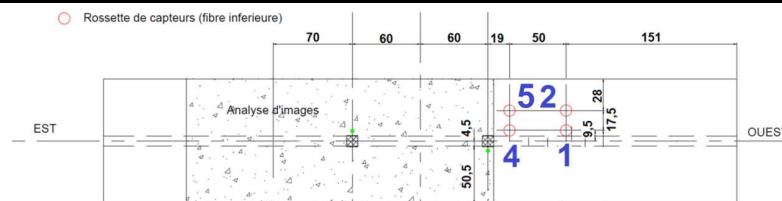
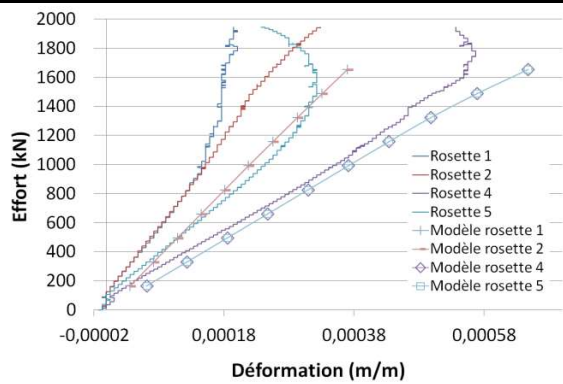


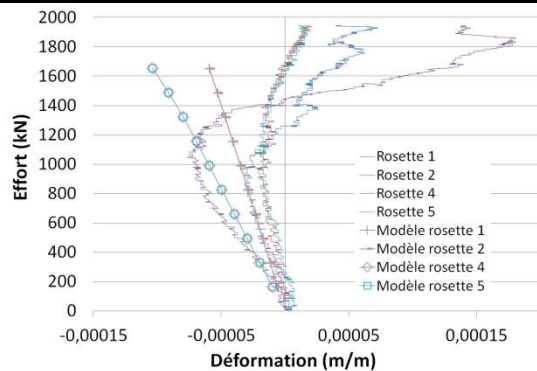
Figure 302: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP B A



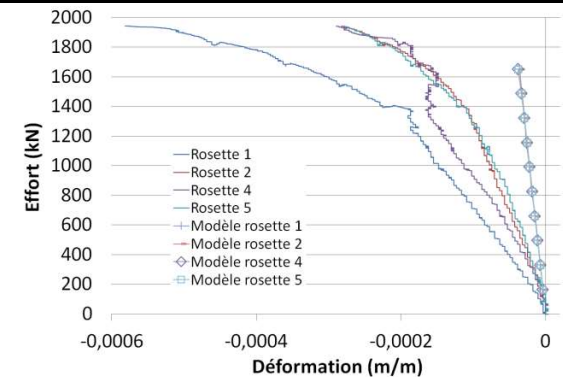
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP B B



Effort - ϵ_x

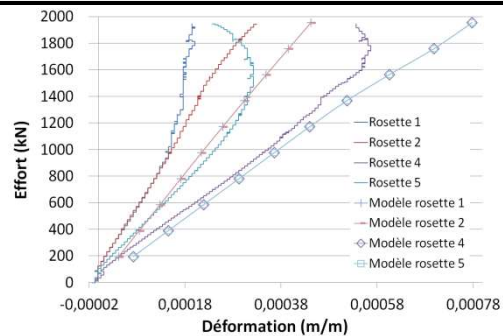


Effort - ϵ_y

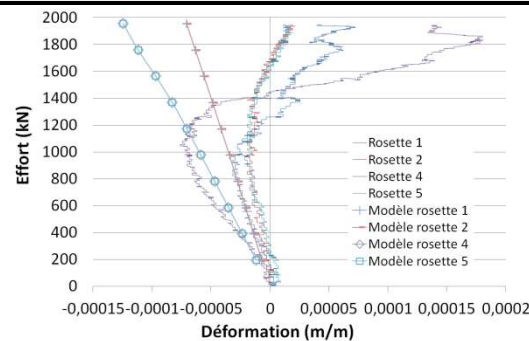


Effort - ϵ_{xy}

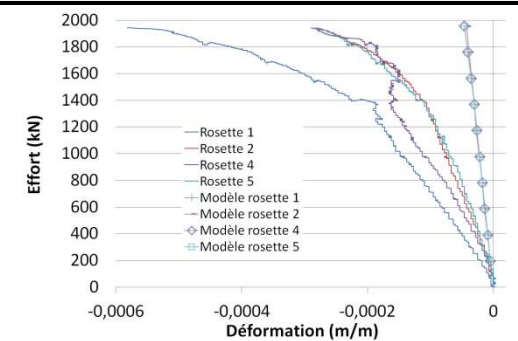
BFUP B B, Calcul I, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x

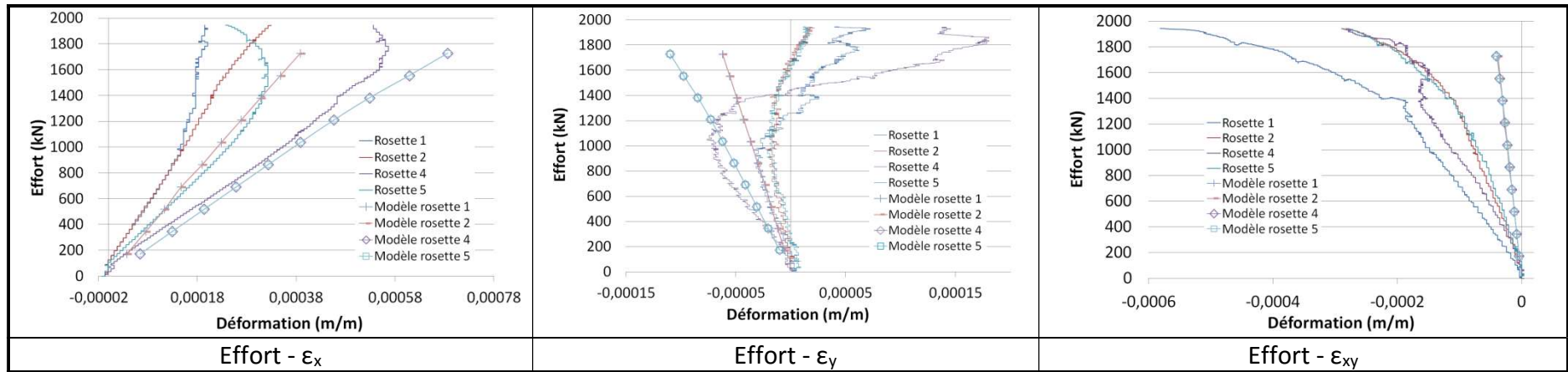


Effort - ϵ_y

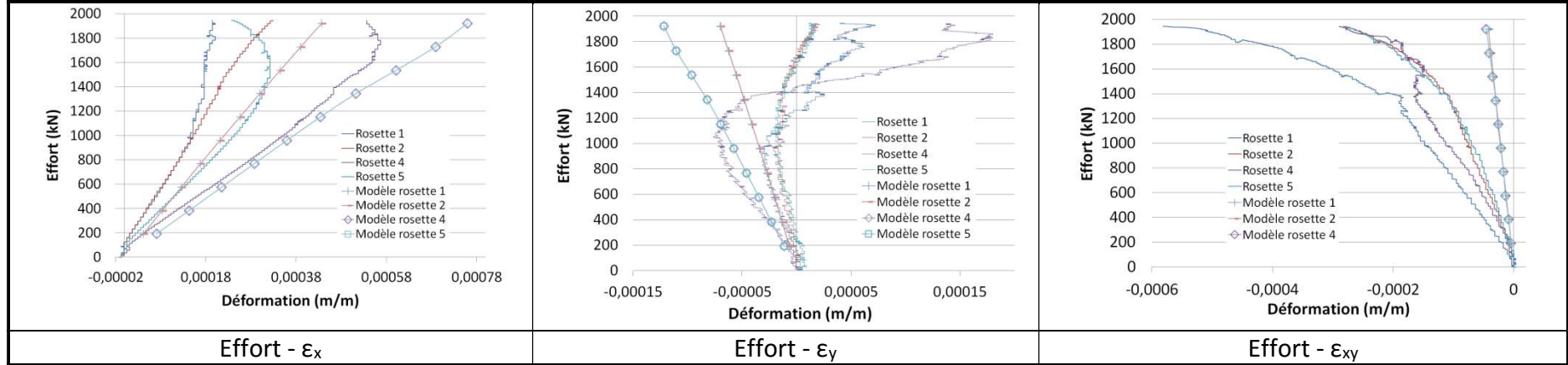


Effort - ϵ_{xy}

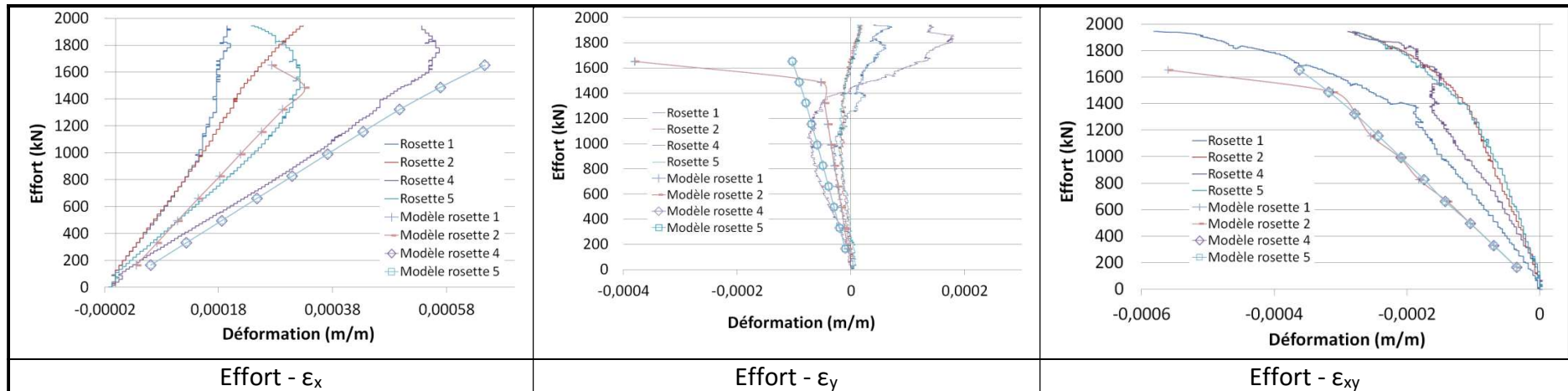
BFUP B B, Calcul I, loi de comportement 2



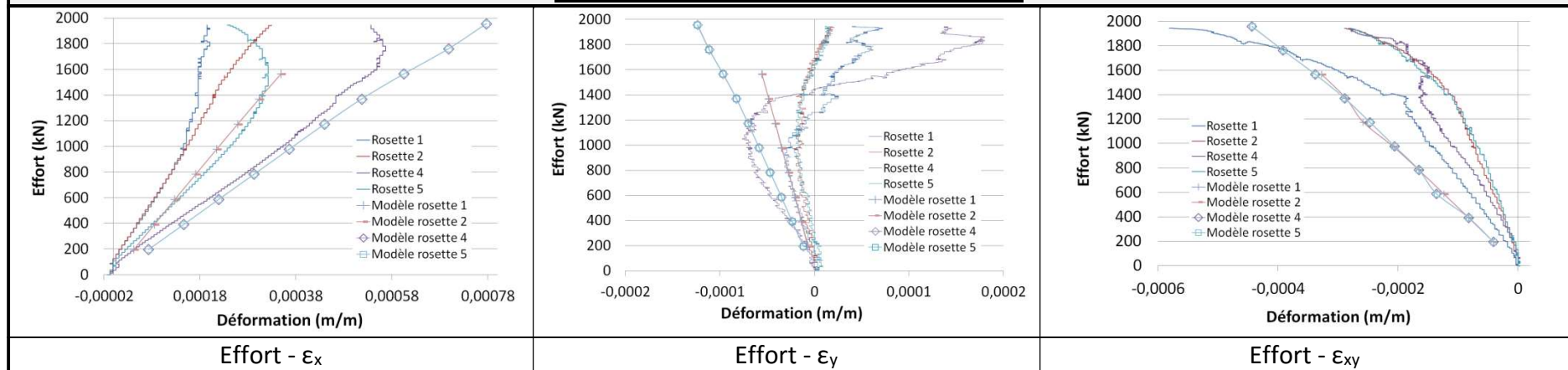
BFUP B B, Calcul I, loi de comportement 3



BFUP B B, Calcul I, loi de comportement 4



BFUP B B, Calcul II, loi de comportement 1



BFUP B B, Calcul II, loi de comportement 2

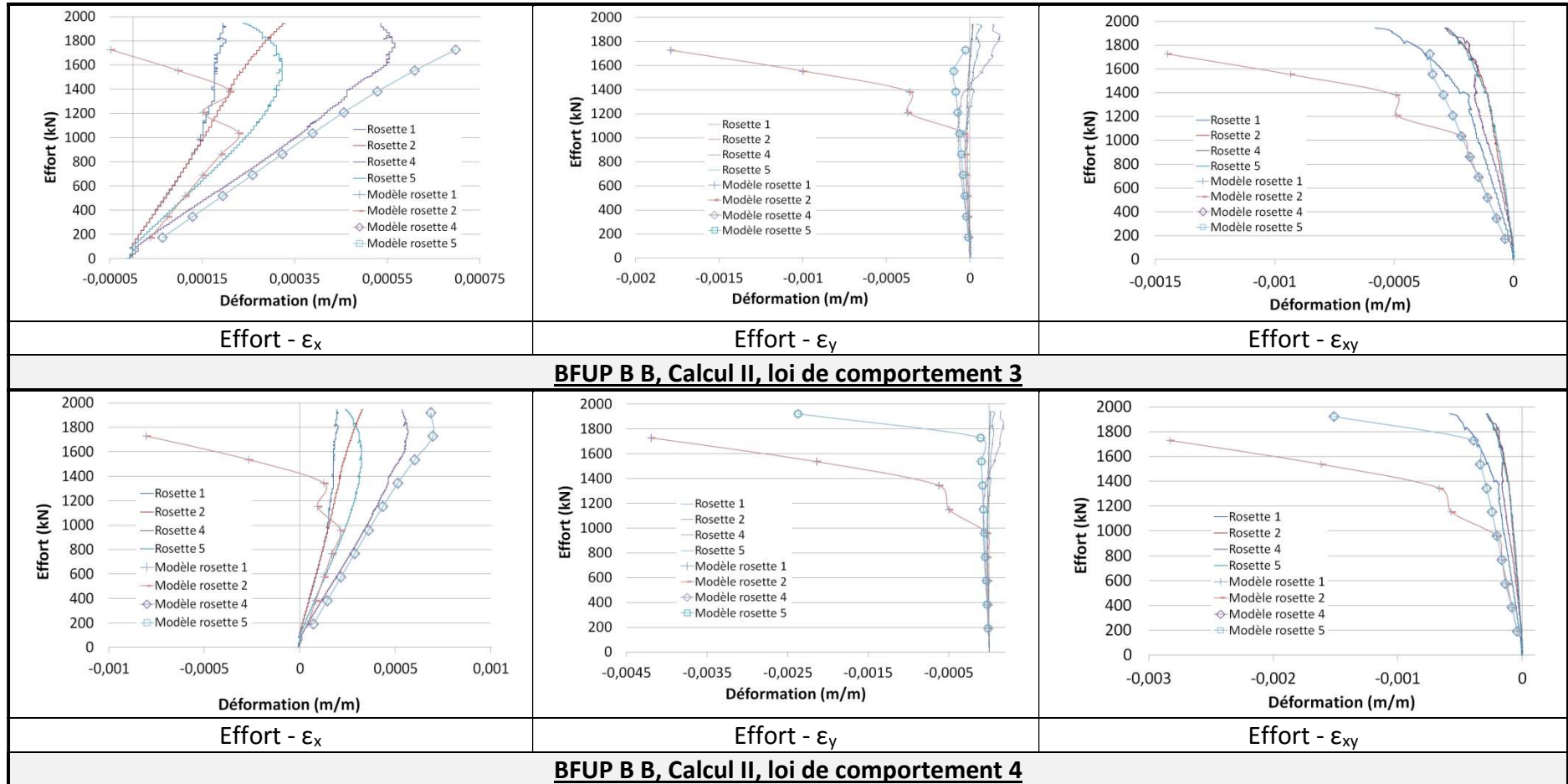
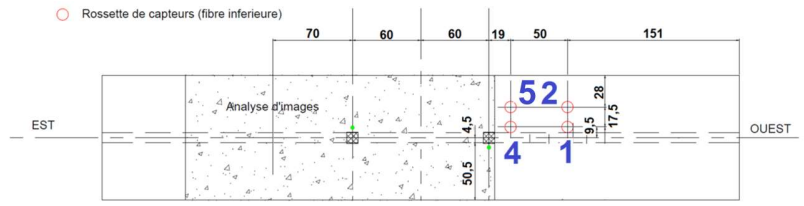
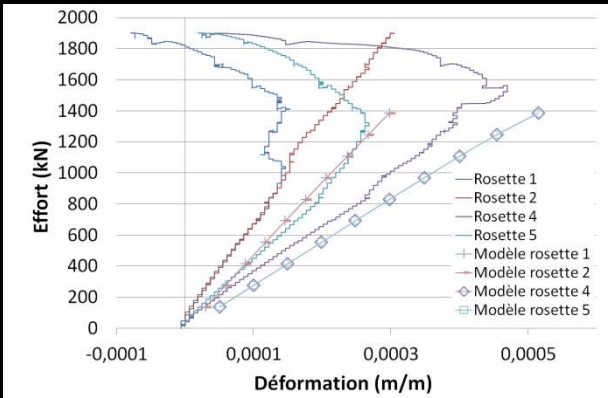


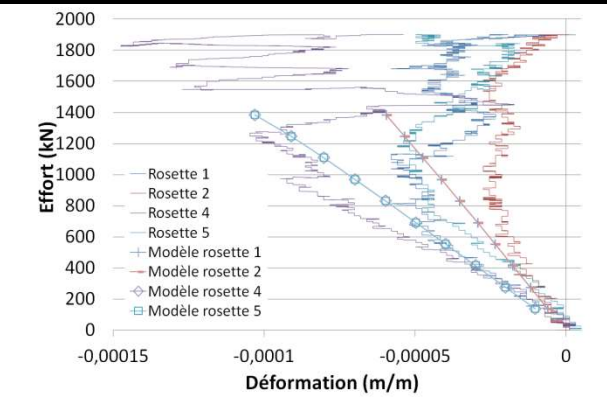
Figure 303: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP B B



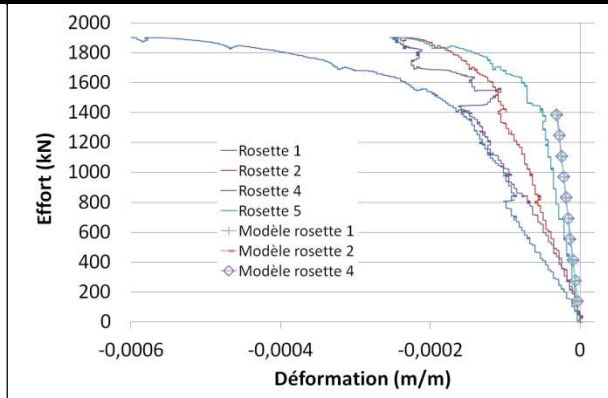
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP C A



Effort - ϵ_x

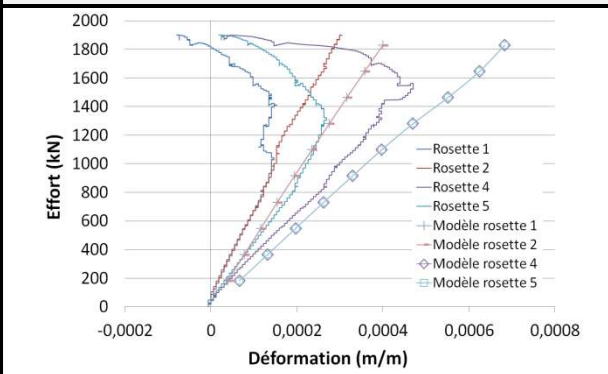


Effort - ϵ_y

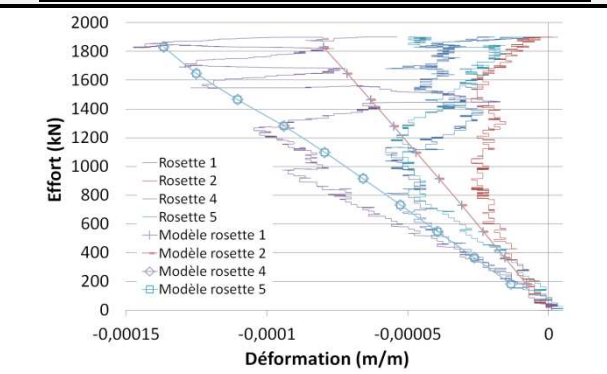


Effort - ϵ_{xy}

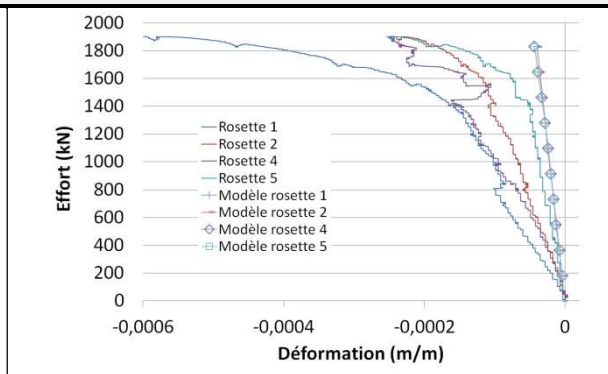
BFUP C A, Calcul I, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x

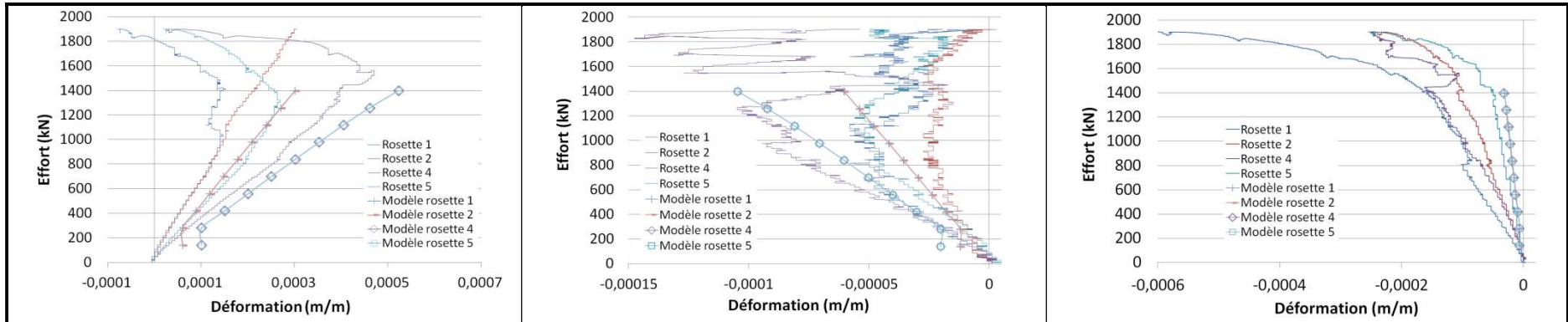


Effort - ϵ_y



Effort - ϵ_{xy}

BFUP C A, Calcul I, loi de comportement 2

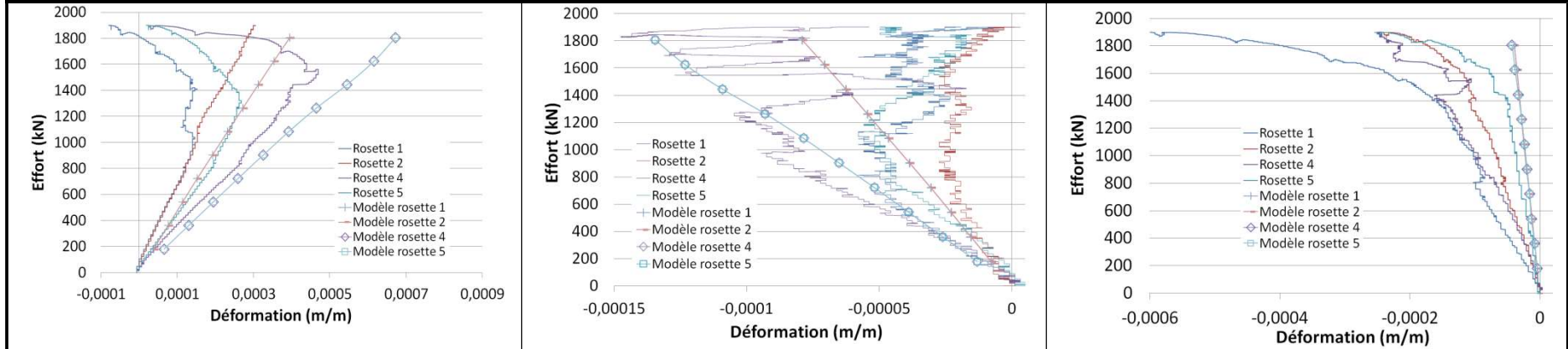


Effort - ϵ_x

Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

BFUP C A, Calcul I, loi de comportement 3

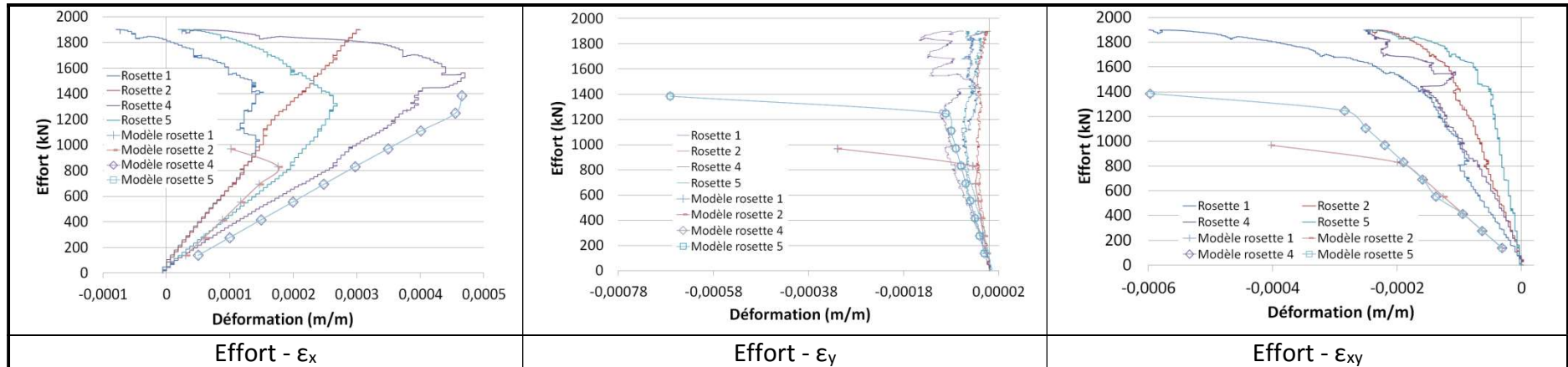


Effort - ϵ_x

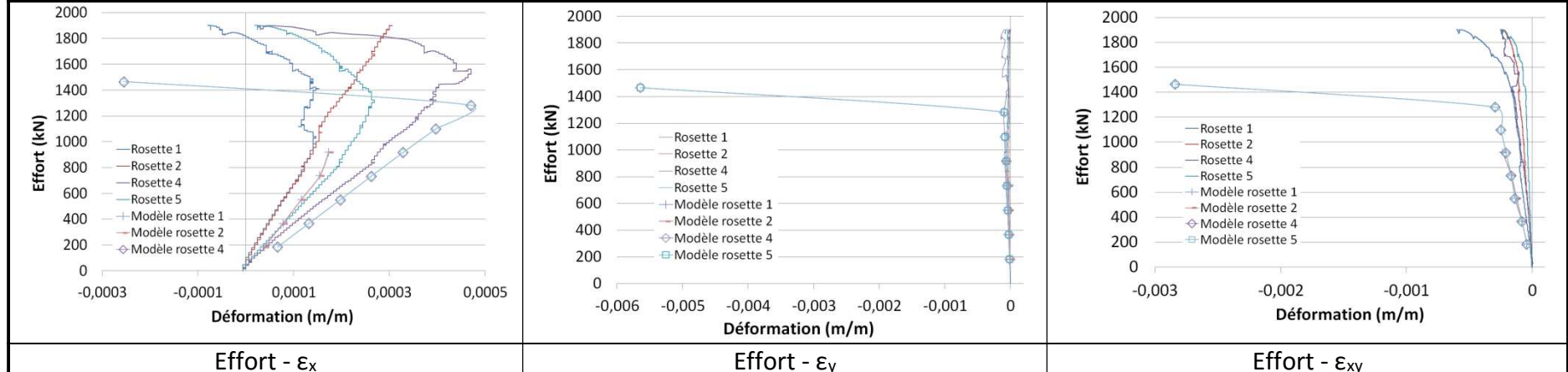
Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

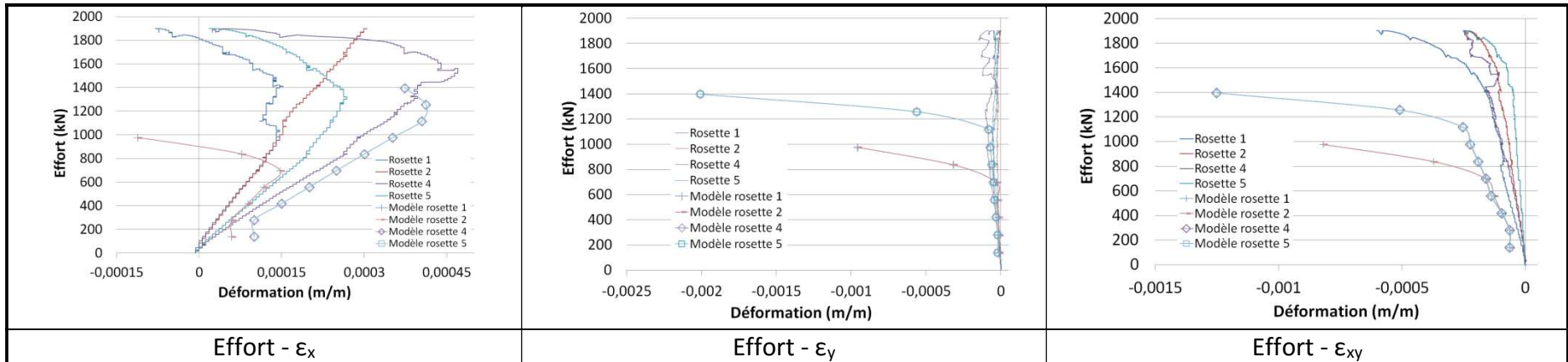
BFUP C A, Calcul I, loi de comportement 4



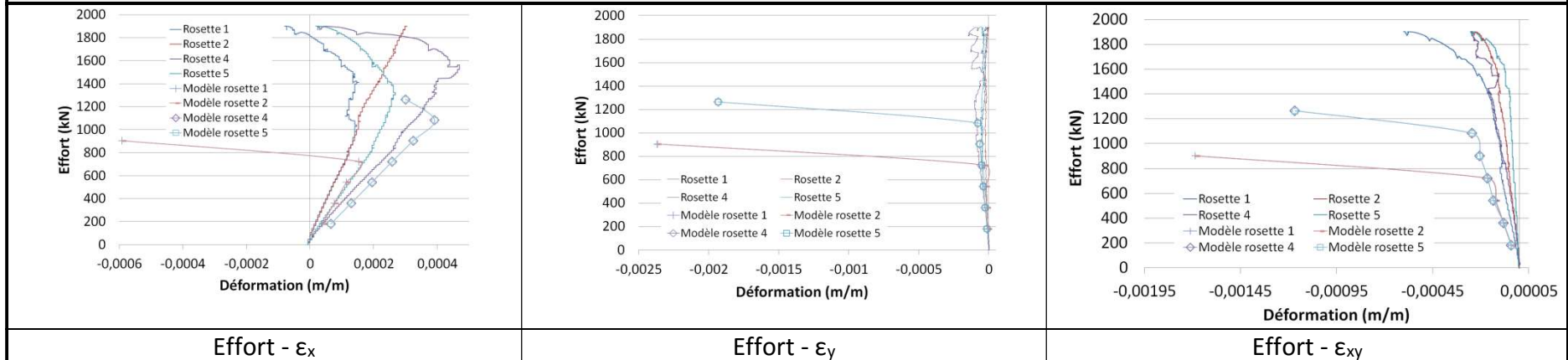
BFUP C A, Calcul II, loi de comportement 1



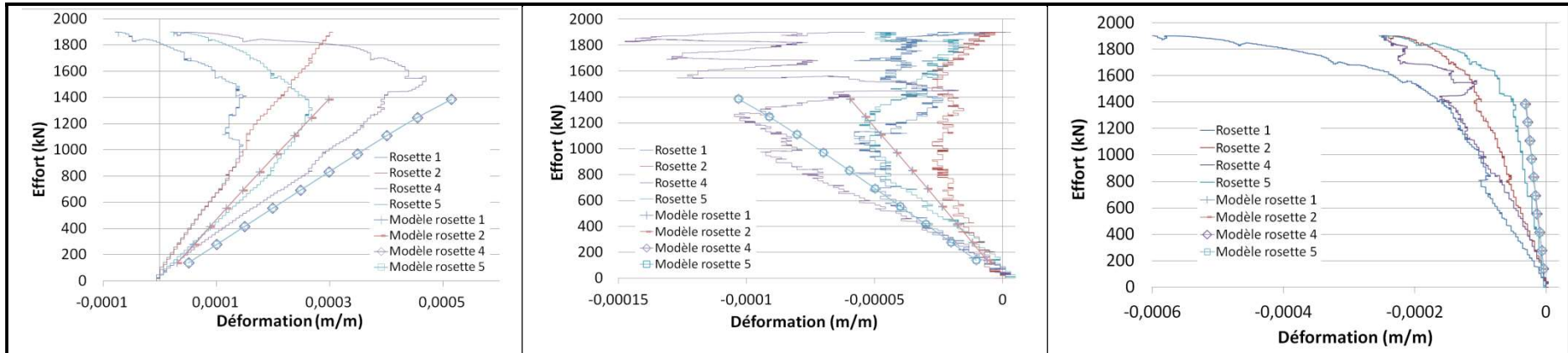
BFUP C A, Calcul II, loi de comportement 2



BFUP C A, Calcul II, loi de comportement 3



BFUP C A, Calcul II, loi de comportement 4

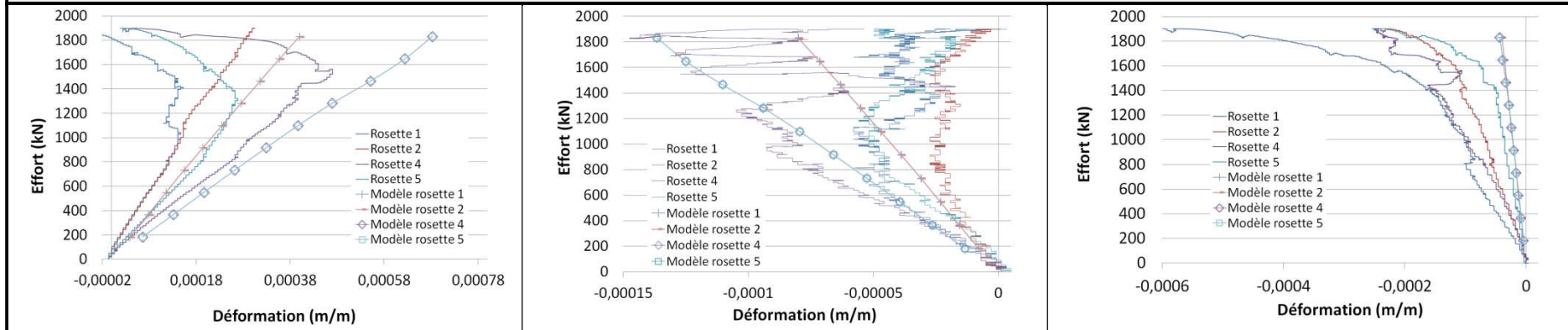


Effort - ϵ_x

Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

BFUP C A, Calcul III, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x

Effort - ϵ_y

Effort - ϵ_{xy}

BFUP C A, Calcul III, loi de comportement 2

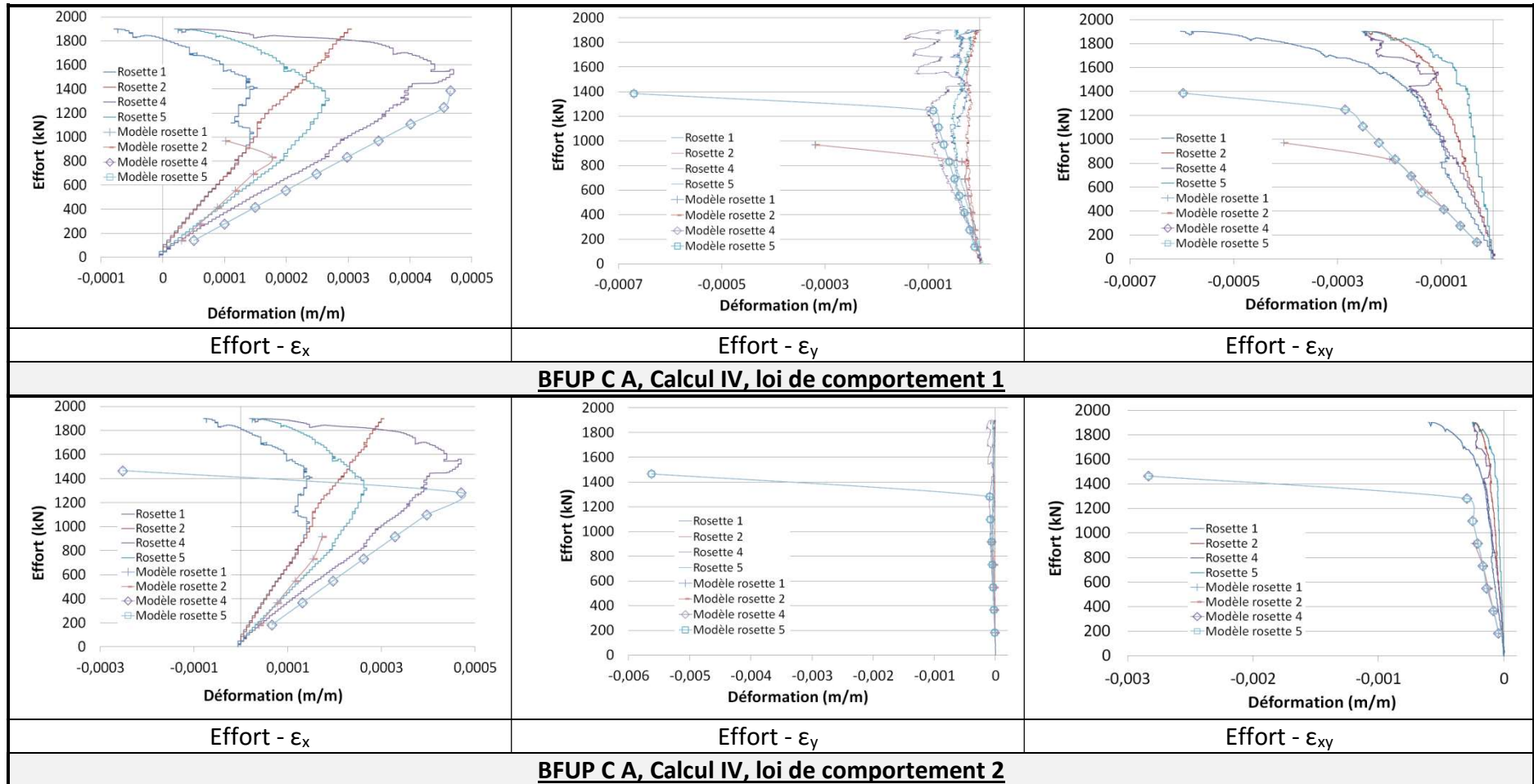
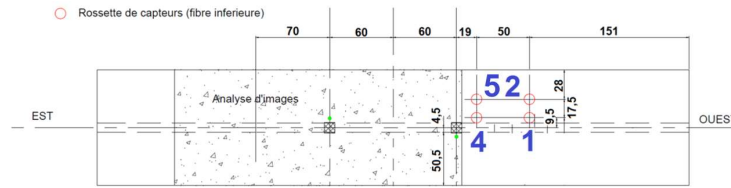
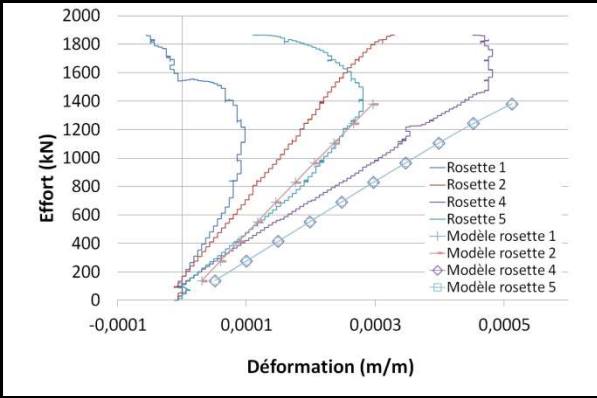


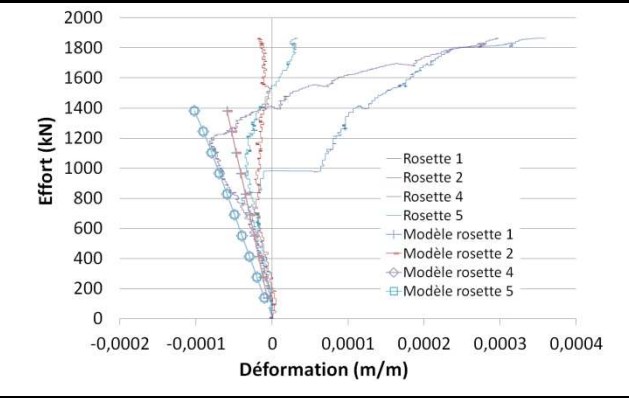
Figure 304: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP C A



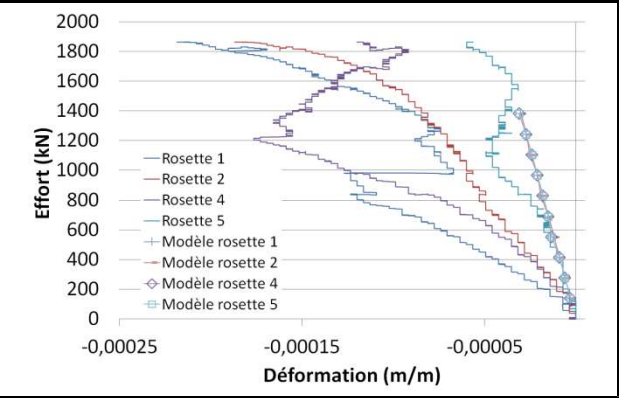
Rappel de l'implantation des rosettes sur la poutre BFUP C B



Effort - ϵ_x

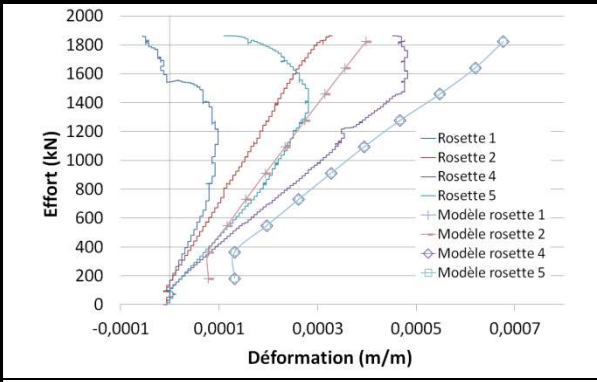


Effort - ϵ_y

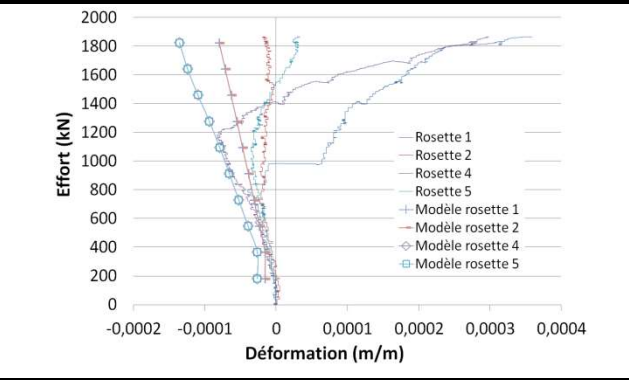


Effort - ϵ_{xy}

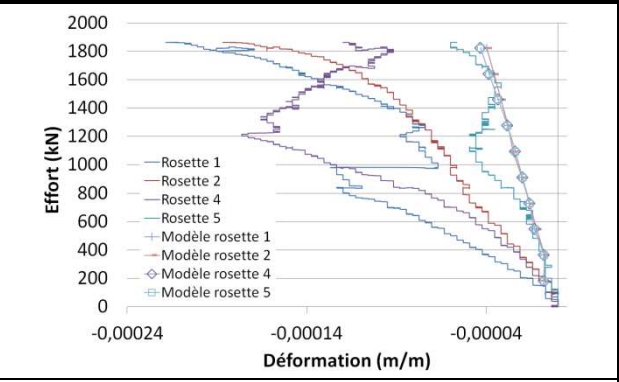
BFUP C B, Calcul I, loi de comportement 1



Effort - ϵ_x

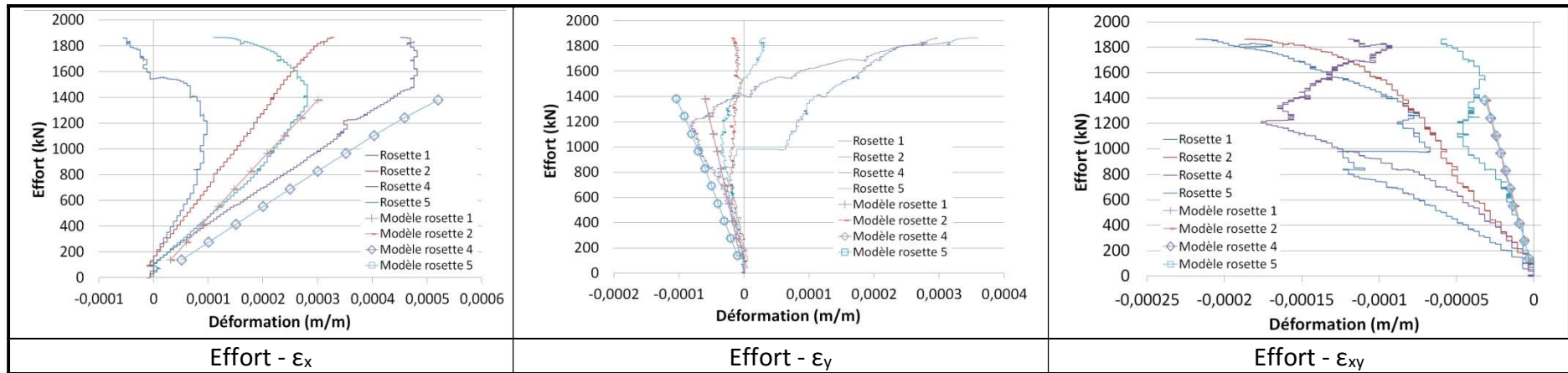


Effort - ϵ_y

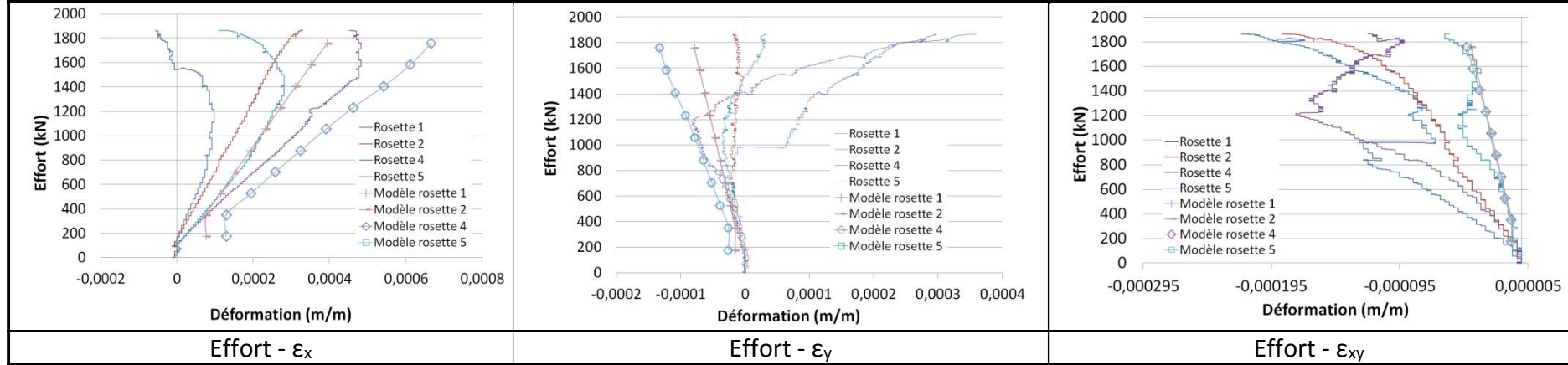


Effort - ϵ_{xy}

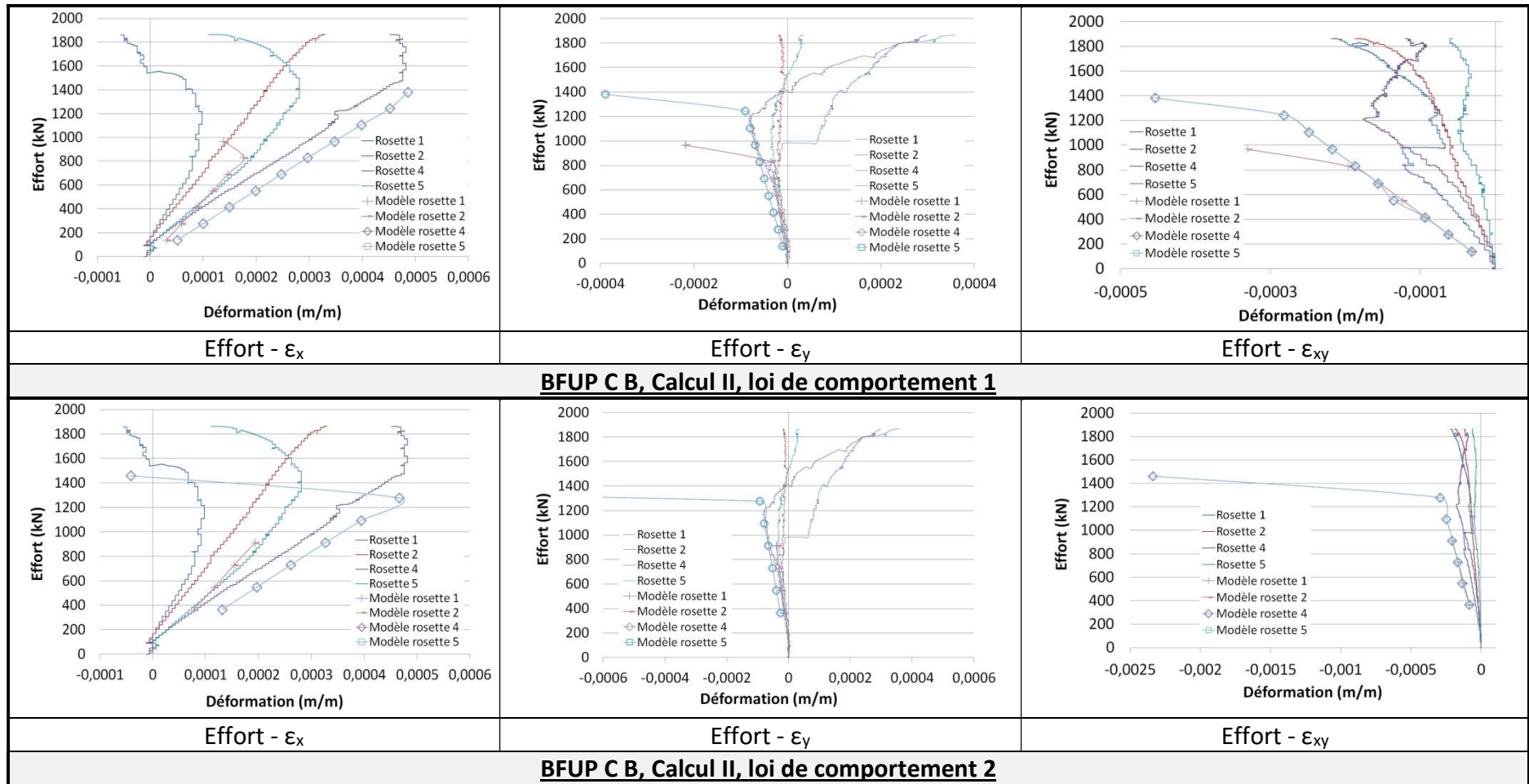
BFUP C B, Calcul I, loi de comportement 2



BFUP C B, Calcul I, loi de comportement 3



BFUP C B, Calcul I, loi de comportement 4



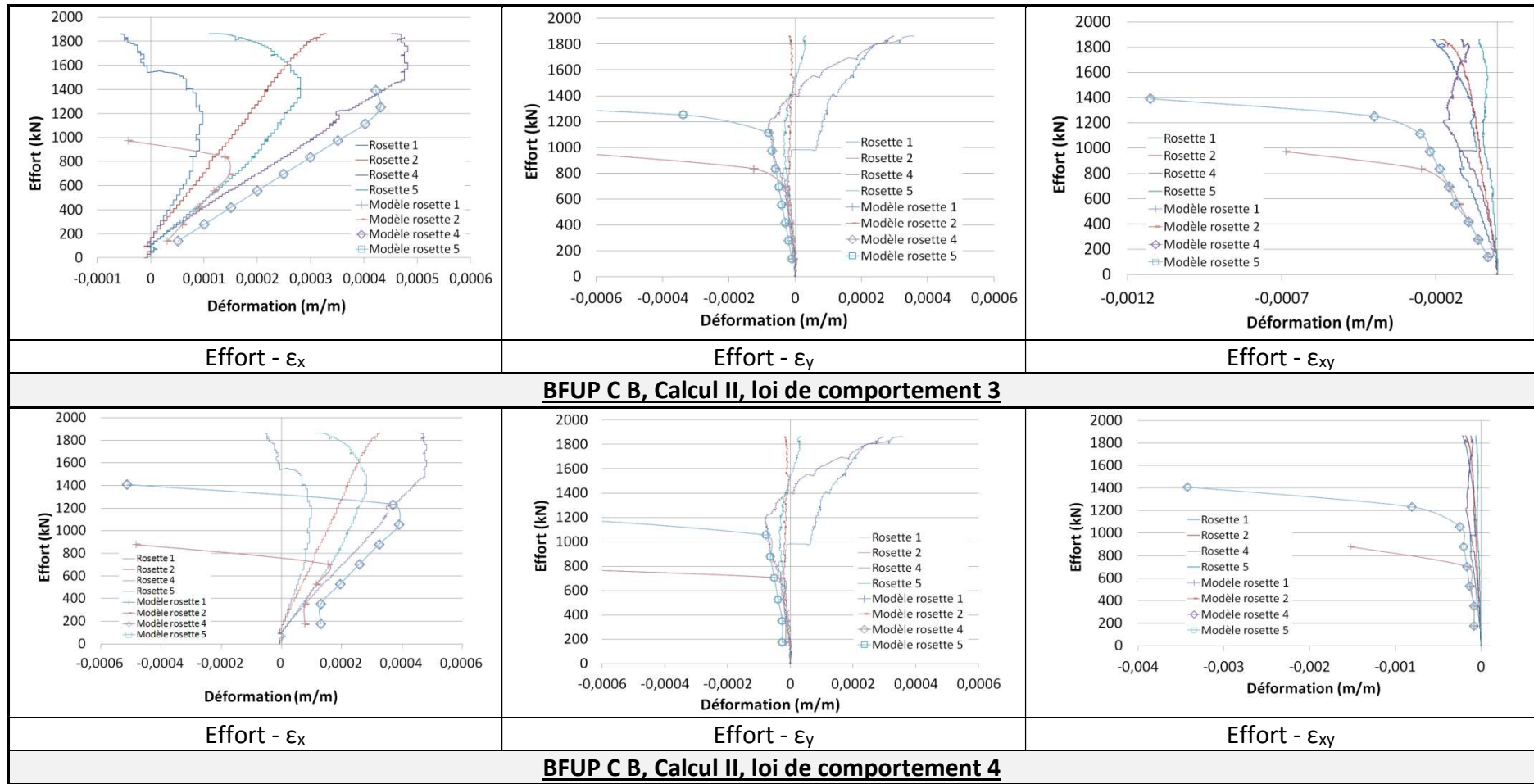


Figure 305: Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats de la modélisation, BFUP C B

L'étude de la totalité des résultats obtenus lors des campagnes expérimentales confirme les conclusions de la section 4.4.1.2.2 :

- Pour toutes les lois de comportement et pour les jeux d'hypothèses 1 à 4 des calculs, la prédiction des déformations axiales et transversales (ϵ_x et ϵ_y) dans la table sont tout à fait acceptables.
- La méthode de détermination de la contrainte de cisaillement longitudinal dans la table qui avait été implémentée dans un premier temps (calculs I et III) ne permet pas d'obtenir des résultats satisfaisants en termes de prédiction de la déformation de cisaillement.
- La méthode raffinée de détermination de la contrainte de cisaillement longitudinal dans la table (calcul II et IV) permet une meilleure prédiction de la déformation de cisaillement.
- Pour une limite élastique et une résistance en traction prises en compte dans la loi de comportement, la variation de la déformation ultime (étude des différences entre les lois de comportement 1 et 2 et 3 et 4), impacte peu l'allure des différentes lois déterminées à l'échelle de la structure. Cependant, cela modifie fortement le domaine de définition des lois tracées (ductilité plus importante) et implique parfois une surestimation de la résistance (cas des poutres en BFUP A pour lesquels l'hypothèse de ductilité adoptée est trop optimiste).
- Les effets structuraux impliquent, dans la structure, un comportement du matériau multimicrofissurant même lorsque les essais en flexion sur prismes sciés révèlent une multimacrofissuration. Cette différence de comportement implique une difficulté dans la détermination de la déformation ultime à utiliser dans les lois de comportement.