



HAL
open science

**Comportement en flexion et torsion des structures
multi-matériaux et instabilité de déversement :
application aux structures Composites - Bois et Acier -
Bois**

Hassan Darwich

► **To cite this version:**

Hassan Darwich. Comportement en flexion et torsion des structures multi-matériaux et instabilité de déversement : application aux structures Composites - Bois et Acier - Bois. Matériaux. Université Claude Bernard - Lyon I, 2023. Français. NNT : 2023LYO10123 . tel-04566058

HAL Id: tel-04566058

<https://theses.hal.science/tel-04566058>

Submitted on 2 May 2024

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.

**THESE de DOCTORAT DE
L'UNIVERSITE DE LYON 1**

Ecole Doctorale N°162

(Mécanique, Énergétique, Génie civil, Acoustique (MEGA))

Discipline : Matériaux et structures

Soutenue publiquement le 11/07/2023 par :

Hassan DARWICH

***Comportement en flexion et torsion des structures multi-
matériaux et instabilité de déversement : Application aux
structures Composites – Bois et Acier - Bois***

Devant le jury composé de :

BOUCHAIR, Abdelhamid Professeur Université Clermont-Auvergne

CARON, Jean- François Professeur Ecole des Ponts ParisTech

DE CASTRO, Julia Maître d'enseignement à HEPIA, Genève

DURIF, Sébastien Maître de conférences Université Clermont-

Auvergne RONEL, Sylvie Professeur Université Lyon1

JURKIEWIEZ, Bruno Maître de conférences HDR Université Lyon 1

GRAZIDE, Cécile Maître de conférences Université Lyon1

Rapporteur

Rapporteur

Examinatrice

Examineur

Présidente, Examinatrice

Directeur de thèse

Co-Directrice de thèse

Résumé

La construction, en particulier l'industrie du bâtiment dont l'impact économique et environnemental est important, reste généralement organisée par matériau de construction (acier, bois, béton). Toutefois, de nombreux exemples comme les structures mixtes acier-béton, ont démontré l'intérêt d'associer différents matériaux pour exploiter au mieux leurs propriétés respectives. Les solutions bois-acier ont fait l'objet de quelques études mais leur emploi reste très limité en raison d'une méconnaissance du comportement de ces structures alors que leur potentiel est important.

Des travaux antérieurs combinant des poutres métalliques et des planchers bois en CLT (Cross Laminated Timber) ont démontré leurs avantages en termes de performances, d'encombrement, de facilité de mise en œuvre et de faible impact environnemental. De plus, les premiers résultats ont montré que l'intégration de l'acier permet de réduire l'effet du fluage, les risques de ruptures fragiles et ont mis en évidence les effets stabilisateurs du bois sur l'acier permettant à ce dernier d'atteindre ses capacités maximales sans voilement local ni déversement. Plus récemment, des essais de flexion sur des éléments combinant le bois et des matériaux composites ont confirmé l'intérêt de ces structures multi-matériaux et le rôle important du bois pour limiter les phénomènes d'instabilité.

Les questions et verrous scientifiques restent toutefois nombreux et variés. Sur le plan mécanique, l'efficacité de l'association bois-acier ou bois-composite repose sur celle de la connexion dont la caractérisation est à établir pour différentes techniques (boulonnage, collage...), différentes géométries ou sollicitations. Par ailleurs, si le rôle stabilisateur du bois a été démontré, son identification précise et sa modélisation font encore défaut : le déversement d'une poutre hybride acier-bois est à ce jour encore mal prédit. Enfin, le comportement au cours du temps de ces structures hybrides n'a pas fait l'objet d'études approfondies sur le plan expérimental ou sur celui des simulations numériques.

Le sujet principal de la thèse porte sur l'étude du comportement mécanique instantané des structures bois-acier et bois-composite sous sollicitations multiaxiales (flexion et torsion). Deux axes sont menés en parallèle. Sur le plan expérimental, des essais de traction, de flexion et de torsion nous ont permis de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux constitutif de ces poutres hybrides, notamment le module d'élasticité longitudinale EL et de cisaillement transverse GLT. Les essais de torsion effectués sur les poutres hybrides montrent que le bois apporte un gain de rigidité très important pouvant atteindre 10 fois celle des poutres GFRP seules. Les tests de flexion à la ruine des poutres hybrides composite-bois montrent que le bois joue un rôle essentiel en retardant l'instabilité de déversement du profilé GFRP. Les poutres en bois maintiennent leur capacité portante même après l'apparition des fissures dans les éléments bois, grâce aux connecteurs régulièrement répartis et au rôle de confinement des semelles. Les gains de capacité portante dépendent de la forme et des dimensions de la section et peuvent atteindre 131% des poutres composites seules.

Parallèlement aux essais, un modèle par éléments finis en variables locales est construit en tenant compte des non linéarités géométriques et matérielles. Il vise à s'appliquer aussi bien aux poutres hybrides composite – bois qu'aux poutres hybrides acier – bois. Les lois de comportement et les conditions aux limites retenues correspondent aux observations expérimentales. Les autres paramètres de la modélisation (maillage, pas et précision de calcul, termes de convergence...) ont été choisis de telle sorte à avoir le meilleur compromis temps de calculs / précision des résultats. La comparaison des résultats numériques et des mesures montre de faibles écarts sur les charges de ruine où les déformations dans le composite ou dans l'acier (inférieurs à 10%) mais des écarts plus importants sur les déformations dans les pièces de bois après les ruptures partielles du fait que le modèle ne tient pas compte de la rupture du bois. Des études paramétriques ont montré que l'influence des propriétés élastique du bois et le nombre des connecteurs reste modérée sur le comportement et la capacité

portante de ces poutres. En revanche, la largeur des poutres en bois semble être un paramètre très influent sur la charge de ruine des poutres hybrides.

Ces travaux montrent le haut potentiel de cette hybridation sur le plan structurel. Des essais complémentaires permettraient probablement d'optimiser la géométrie des sections ou le dispositif de connexion. De plus, sur le plan de la modélisation, il serait très intéressant de prendre en considération des lois d'endommagement dans le bois ou le comportement post pic de l'acier de telle sorte à accroître la précision des simulations numériques. Enfin, une approche analytique et un modèle simplifié devront être mis en œuvre pour permettre la conception et le dimensionnement de ces structures en bureaux d'études.

Plus généralement, l'emploi de ces structures hybrides requiert un examen de leur comportement au cours du temps (fluage, fatigue, durabilité...) et pose aussi la question de la fabrication et du montage sur site.

Abstract

Construction, especially the building industry, which has significant economic and environmental impacts, is typically organized by construction material (steel, wood, concrete). However, numerous examples, such as steel-concrete composite structures, have demonstrated the benefits of combining different materials to optimize their respective properties. Although timber-steel solutions have been studied to some extent, their application remains limited due to a lack of understanding of the behavior of these structures, despite their substantial potential.

Previous studies that combined steel beams with Cross Laminated Timber (CLT) wooden slabs have shown advantages in terms of performance, space efficiency, ease of implementation, and low environmental impact. Furthermore, initial results have indicated that integrating steel helps reduce the creep effect and the risk of brittle failure, highlighting the stabilizing effects of timber on steel, allowing the latter to reach its maximum capacity without local buckling or lateral-torsional buckling. More recently, bending tests on elements combining wood and composite materials have confirmed the benefits of these multi-material structures and the significant role of wood in limiting instability phenomena.

However, numerous scientific questions and challenges still remain. From a mechanical perspective, the efficiency of timber-steel or timber-composite combinations relies on the effectiveness of their connections, which need characterization for various techniques (bolting, bonding, etc.), different geometries, or loading conditions. Additionally, while the stabilizing role of timber has been demonstrated, its precise identification and modeling are still lacking, as predicting the lateral-torsional buckling of hybrid steel-timber beams remains challenging. Lastly, the long-term behavior of these hybrid structures has not been extensively studied, both experimentally and through numerical simulations.

The main subject of this thesis focuses on studying the instantaneous mechanical behavior of timber-steel and timber-composite structures under multi-axial loading conditions (bending and torsion). Two parallel approaches are pursued. In the experimental realm, tensile, bending, and torsion tests have helped determine the mechanical properties of the constituent materials of these hybrid beams, notably the longitudinal elasticity modulus (EL) and transverse shear modulus (GLT) of timber. Torsion tests conducted on hybrid beams show that timber provides a significant increase in stiffness, up to 10 times that of GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) beams alone. The bending tests until failure on composite-wood hybrid beams demonstrate that timber plays an essential role in delaying the instability of the GFRP profile. Timber beams maintain their load-bearing capacity even after the appearance of cracks in the timber elements, thanks to evenly distributed connectors and the confining role of the flanges. The load-bearing capacity gains depend on the section's shape and dimensions and can reach 131% of composite beams alone.

Concurrently with the experiments, a finite element model with local variables is constructed, considering geometric and material nonlinearities. It aims to be applicable to both composite-timber and steel-timber hybrid beams. The chosen behavior laws and boundary conditions align with experimental observations. Other modeling parameters (meshing, step size, convergence terms, etc.) have been chosen to strike the best balance between computational time and result accuracy. Comparing numerical results and measurements shows small discrepancies in failure loads (strain in the composite or steel, below 10%), but more significant differences in strain in the timber elements after partial failures, as the model does not consider timber rupture. Parametric studies indicate that the influence of elastic properties of timber and the number of connectors is moderate on the behavior and load-bearing capacity of these beams. However, the width of the timber beams appears to be a highly influential parameter on the failure load of hybrid beams.

These findings underscore the high potential of this hybridization from a structural standpoint. Additional complementary tests could likely optimize section geometries or connection devices. Moreover, on the modeling front, incorporating timber damage laws or post-peak behavior of steel would enhance the precision of numerical simulations. Lastly, an analytical approach and simplified model should be developed to enable the design and dimensioning of these structures in engineering offices.

More broadly, the use of these hybrid structures requires an examination of their behavior over time (creep, fatigue, durability) and raises questions about fabrication and on-site assembly.

Table de matières

INTRODUCTION GENERALE	13
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIE	23
I. 1. INTRODUCTION	23
I. 2. MATERIAUX CONSTITUTIFS ET LEURS CARACTERISTIQUES	23
I. 2. a. <i>L'acier</i>	23
I. 2. b. <i>Matériaux composites GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers)</i>	26
I. 2. c. <i>Bois de construction</i>	33
I. 3. STRUCTURES MIXTES	39
I. 3. a. <i>Structures mixtes acier – béton</i>	40
I. 3. b. <i>Structures mixtes bois-béton</i>	41
I. 3. c. <i>Structures mixtes composite GFRP - béton</i>	43
I. 3. d. <i>Structures mixtes acier – bois</i>	44
I. 3. e. <i>Structures mixtes composite GFRP – bois</i>	50
I. 4. COMPORTEMENT MECANIQUE EN TORSION ET DEVERSEMENT	56
I. 4. a. <i>Torsion</i>	56
I. 4. b. <i>Déversement</i>	63
I. 5. CONCLUSIONS DE CHAPITRE I	67
CHAPITRE II : ETUDE EXPERIMENTALE	71
II. 1. INTRODUCTION	71
II. 2. CARACTERISATION DES POUTRES ELEMENTAIRES	72
II. 2. a. <i>Caractérisation du GFRP</i>	72
II. 2. b. <i>Caractérisation du Bois</i>	85
II. 3. COMPORTEMENT DES POUTRES HYBRIDES COMPOSITES-BOIS	101
II. 3. a. <i>Phase élastique</i>	103
II. 3. b. <i>Comportement à la ruine des poutres hybrides</i>	111
II. 4. CONCLUSIONS	135
CHAPITRE III : MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE	139
III. 1. INTRODUCTION	139
III. 2. MODELE ELEMENTS FINIS	139
III. 2. a. <i>Choix des éléments finis et maillage</i>	139
III. 2. b. <i>Propriétés des matériaux</i>	142
III. 2. c. <i>Conditions aux limites</i>	144
III. 2. d. <i>Modes de chargement et calcul d'instabilité</i>	145
III. 3. COMPARAISON MODELISATIONS ET EXPERIMENTATIONS	147
III. 3. a. <i>Poutres jumelles bois</i>	147
III. 3. b. <i>Profilés GFRP</i>	151
III. 3. c. <i>Torsion élastique des poutres composite-bois</i>	156
III. 3. d. <i>Poutres hybrides composite-bois</i>	157
III. 3. e. <i>Poutres acier</i>	165
III. 3. f. <i>Poutres hybrides acier – bois</i>	172
III. 3. g. <i>Bilan des Comparaisons entre modèles numériques et résultats d'essais</i>	177
III. 4. ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES POUTRES HYBRIDES GFRP / BOIS	177
III. 5. CONCLUSION	181
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	183
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	191
ANNEXE A1 : DESIGNATION SYMBOLIQUE DES ACIERS DE CONSTRUCTION	201

ANNEXE A2 : DISPOSITIFS DES ESSAIS DE FLEXION	202
ANNEXE A3 : PROPRIETES DES MATERIAUX COMPOSITES (SOLUTIONS COMPOSITES)	207
ANNEXE A4 : PHOTOS DES CORPS D'EPREUVES TESTES ET DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX	208
ANNEXE A5 : COURBES D'AUTRES CORPS D'EPREUVE	216

Table des figures et liste des tableaux

FIGURE I.1 : EXEMPLES DE PROFILS ACIER STANDARD EN IPE (STAD ENTREPRISE).....	24
FIGURE I.2 : COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION POUR UN ACIER DOUX [MAN 1994]	25
FIGURE I.3 : A) TOUR DE REFROIDISSEMENT AVEC STRUCTURE GFRP (MIDWEST COOLING TOWERS 2015) ...	26
B) PASSERELLE DE LERIDA DE LONGUEUR DE 38 M CONSTRUITE EN 2001 EN ESPAGNE	26
FIGURE I.4 : PROFILS PULTRUDES STANDARDS (DOCUMENT SOLUTIONS COMPOSITES)	27
FIGURE I.5 : PROCEDE DE PULTRUSION (DOCUMENT EPSILON COMPOSITE)	28
FIGURE I.6 : TEST TRACTION SELON ASTM D3039	28
FIGURE I.7 : TEST DE TRACTION EN $\pm 45^\circ$ SELON ASTM D3518.....	29
FIGURE I.8 : COMPOSITION DU GFRP	30
FIGURE I.9 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FRP PULTRUDES [SHA 2018]	32
FIGURE I.10 : ROGER TAILLIBERT, VELODROME DE BORDEAUX ; ICS BOIS, BUREAU D'ETUDES ; WEISROCK. ...	34
FIGURE I.11 : REPERE D'ORTHOTROPIE DU MATERIAU BOIS [GRA 2014].....	35
TABLEAU I.1 : CLASSES DE RESISTANCE DEFINIES DANS LE CAS DES RESINEUX ET PEUPLIERS (NF-EN-338)	37
TABLEAU I.2 : ORDRES DE GRANDEUR ET RATIOS DES MODULES D'ELASTICITE (EN MPA) DES BOIS RESINEUX [GUI 1978].....	38
TABLEAU I.3 : ORDRES DE GRANDEUR ET RATIOS DES MODULES DE CISAILLEMENT (EN MPA) DES BOIS RESINEUX [GUI 1978]	38
TABLEAU I.4 : ORDRES DE GRANDEUR DES MASSES VOLUMIQUES (EN KG/M3) ET DES COEFFICIENTS DE POISSON DES BOIS RESINEUX [GUI 1978]	38
FIGURE I.12 : PONT GOOLWA, PROFILS METALLIQUES AVEC DALLE EN BETON ARME	40
FIGURE I.13 : DIVERS TYPES DE PLANCHERS DANS LES POUTRES MIXTES [INF 1994]	41
FIGURE I.14 : STRUCTURE EN BOIS-BFUP EN SUISSE (PASSERELLE A GRINDELWALD).....	42
FIGURE I.15 : PLANCHER BOIS-BETON TESTE EN FLEXION [AUG 2019]	43
FIGURE I.16 : CONFIGURATIONS DES POUTRES GFRP-BETON TESTEES PAR [KOA 2017]	44
FIGURE I.17 : (A) POUTRE BOIS ; (B) POUTRE ACIER – BOIS [TSA 2018].....	45
FIGURE I.18 : SECTION DES POUTRES HYBRIDES TESTEES [TSA 2018].....	45
FIGURE I.19 : INFLUENCE DU FACTEUR DE FORME [TSA 2018].....	46
FIGURE I.20 : DIMENSIONS DES POUTRES HYBRIDES UTILISEES [HSU 2016]	47
FIGURE I.21 : LES DIFFERENTES DENSITES DE CONNEXION ENTRE LES POUTRES ET LEURS SECTIONS ETUDIEES [JUR 2017].....	48
FIGURE I.22: COMPORTEMENT EN FLEXION DES POUTRES HYBRIDES ACIER-BOIS ET LEURS COMPOSANTS [JUR2017].....	49
FIGURE I.23 : ETAPES SUCCESSIVES POUR OBTENIR LES SECTIONS HYBRIDES BOIS-COMPOSITE ETUDIEES [LAN 2013].....	50
FIGURE I.24 : FLEXION 4 POINTS DE LA POUTRE HYBRIDE [LAN 2013]	50

FIGURE I.25 : COURBE FORCE-DEPLACEMENT POUR LES ESSAIS 4 POINTS DE FLEXION: A. POUTRE CTB (BOIS SEUL); B. POUTRE HTB1 C. POUTRE HTB2 [LAN 2013]	51
FIGURE I.26 : POUTRES HYBRIDES EN BOIS RENFORCEES PAR GFRP [COR 2007 A]	51
FIGURE I.27 : RESULTATS D'ESSAIS DE FLEXION EFFECTUES SUR DES POUTRES BOIS RENFORCEES ET NON RENFORCEES [COR2007A]	52
FIGURE I.28 : SECTION DE POUTRE HYBRIDE ET ANALYSE DES CONTRAINTES [COR 2007 A]	52
TABLEAU I.5 : CAPACITE PORTANTE DES POUTRES ENTRE EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES [COR 2007 A]	53
FIGURE I.29 : SECTIONS HYBRIDES TESTEES EN FLEXION 3 POINTS [SHE 2020]	53
FIGURE I.30 : COURBES FORCE-DEPLACEMENT POUR LES SPECIMENS TESTES [SHE 2020]	54
FIGURE I.31 : DECOLLEMENT DU COMPOSITE DANS LA POUTRE HYBRIDE [SHE 2020]	54
FIGURE I.32 : SECTIONS DES POUTRES HYBRIDES ET BOIS JUMELES TESTEES AVANT LA THESE	55
FIGURE I.33 : CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DUE A LA TORSION D'UNE POUTRE RECTANGULAIRE [YAN 2012]	57
TABLEAU I.6 : PARAMETRES DE TORSION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE ISOTROPE	57
FIGURE I.34 : SCHEMA D'UNE POUTRE ORTHOTROPE [KHO 2011]	58
TABLEAU I.7 : PARAMETRES DE TORSION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE ORTHOTROPE	58
FIGURE I.35 : CONTRAINTES DANS UN PROFILE EN I EN TORSION [AISC 2003]	60
FIGURE I.36 : SOLUTION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE D'UNE POUTRE ENCASTREE AVEC UN MOMENT DE TORSION A L'AUTRE EXTREMITÉ [WAY 1988]	61
FIGURE I.37 : ESSAI DE TORSION PAR BANC DE FLEXION ASTM D198	61
FIGURE I.38 : MACHINE DE TORSION ASTM D198	62
FIGURE I.39 : MODELE DE POUTRE BOIS EN TORSION [KHO 2011]	62
FIGURE I.40 : COMPORTEMENT D'UN ELEMENT FLECHI [TGC 1994]	63
FIGURE I.41 : DEVERSEMENT D'UNE POUTRE CONSTITUEE D'UNE SECTION EN DOUBLE T E BI SYMETRIQUE SOLLICITEE EN FLEXION PURE [TGC 1994]	64
FIGURE I.42 : DISPOSITIF D'ETUDE DU DEVERSEMENT [NGU 2014]	66
FIGURE I.43 : MAINTIEN D'UNE SECTION PAR UN BRACON	66
FIGURE II.1 : LES SECTIONS TYPES ETUDIEES ET LES TESTS EFFECTUES	72
FIGURE II.2 : SECTION DES POUTRES COMPOSITES TESTEES DURANT LA THESE	72
FIGURE II.3 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DES ESSAIS DE TRACTION	73
FIGURE II.4 : EPROUVETTES ROMPUES PAR ESSAIS DE TRACTION	73
TABLEAU II.1 : SYNTHESE DES RESULTATS DE LA CAMPAGNE D'ESSAIS DE TRACTION SUR GFRP	74
FIGURE II.5 : ESSAIS DE TRACTION SUR SEMELLE I 150 POLYESTER (Σ – COURSE)	74
FIGURE II.6 : ESSAIS DE TRACTION SUR SEMELLE I 150 POLYESTER (Σ – E)	75
FIGURE II.7 : VARIATION DU MODULE D'ELASTICITE, DURANT L'ESSAI DE TRACTION SUR LA SEMELLE DE I 150 POLYESTER	75
FIGURE II.8 : VARIATION DU COEFFICIENT DE POISSON DURANT L'ESSAI DE TRACTION DE I 150 POLYESTER .	76

FIGURE II.9 : ANALYSE INVERSE PAR FLEXION POUR LA POUTRE CO8.....	77
TABLEAU II.2 : RESULTATS D'ANALYSE INVERSE SUR LES POUTRES PULTRUDEES TESTEES	78
FIGURE II.10 : COMPORTEMENT EN FLEXION ELASTIQUE DES POUTRES PULTRUDEES A MATRICE ACRYLIQUE	78
TABLEAU II.3 : RIGIDITE EN FLEXION DES POUTRES COMPOSITES TESTEES EN ELASTIQUE EN INERTIE FORTE	79
TABLEAU II.4 : RIGIDITE EN FLEXION DES POUTRES COMPOSITES TESTEES EN ELASTIQUE EN INERTIE FAIBLE	79
FIGURE II.11 : DISPOSITIF D'ESSAI DE TORSION	79
FIGURE II.12 : RESULTATS D'ESSAIS DE TORSION SUR LE POUTRE COMPOSITE CO10	80
FIGURE II.13 : COMPARAISON DE COMPORTEMENT EN TORSION DES POUTRES COMPOSITES EN POLYESTER ET EN ACRYLIQUE	80
TABLEAU II.5 : RIGIDITES DE TORSION DES POUTRES COMPOSITES (AVEC M MOMENT DE TORSION APPLIQUE ET Φ LA DEFORMATION ANGULAIRE EN RAD)	81
FIGURE II.14 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE FLEXION 4 POINTS DES POUTRES COMPOSITES TESTEES JUSQU'A LA RUINE	82
TABLEAU II.6 : CHARGES DE RUINE DES POUTRES PULTRUDEES TESTEES EN FLEXION	83
FIGURE II.15 : FLECHE DE LA POUTRE CO10 POUR L'ESSAI DE FLEXION JUSQU'A RUPTURE	83
FIGURE II.16 : DEFORMATION DE LA POUTRE CO10 TESTEE EN FLEXION JUSQU'A RUPTURE.....	83
FIGURE II.17 : DEPLACEMENTS HORIZONTAUX POUR LA POUTRE CO10 TESTEE EN FLEXION JUSQU'A RUPTURE	84
FIGURE II.18 : ROTATION DE FLEXION ET AUTOUR DE L'AXE LONGITUDINAL DE LA POUTRE CO10.....	84
FIGURE II.19 : RUINE DE LA POUTRE CO10.....	85
FIGURE II.20 : SECTION DES BOIS TESTEE EN FLEXION	86
FIGURE II.21 : PRINCIPALES ETAPES DE LA CARACTERISATION DES ELEMENTS BOIS.....	87
FIGURE II.22 : ZONES DE PRELEVEMENT DES ECHANTILLONS AVEC ET SANS DEFAUT SUR POUTRE 3	87
FIGURE II.23 : SCHEMA STATIQUE POUR MESURER LE MODULE D'ELASTICITE EN FLEXION, CONFORMEMENT A	88
(A) NF B52 008 POUR UN BOIS SANS DEFAUT (EN MM),.....	88
(B) NF EN 408 POUR UN BOIS AVEC DEFAUT (EN MM)	88
FIGURE II.24 : ECHANTILLONS TESTES EN FLEXION 4 POINTS, (A) DISPOSITIF D'ESSAI, (B) MODE DE RUINE DE QUELQUES ECHANTILLONS AD	88
FIGURE II.25 : COMPORTEMENT EN FLEXION JUSQU'A RUPTURE DES ECHANTILLONS SD POUTRE 3.....	90
FIGURE II.26 : COMPORTEMENT EN FLEXION JUSQU'A RUPTURE DES ECHANTILLONS AD POUTRE 3	90
TABLEAU II.7 : RESULTATS DES MODULES D'ELASTICITE OBTENUS POUR LES ECHANTILLONS SD ET AD DES POUTRES 2. 3 ET 5	91
FIGURE II.27 : POUTRES EN BOIS TESTEES EN TORSION	92
FIGURE II.28 : TORSION DE LA POUTRE 1R.....	92
FIGURE II.29 : COMPARAISON DU COMPORTEMENT EN TORSION DES POUTRES BOIS DU LOT 1	93
TABLEAU II.8 : MODULES DE CISAILLEMENT G_{LT} RESULTANT DE L'ANALYSE INVERSE DE TORSION	94

TABLEAU II.9 : RESULTATS ANALYSE INVERSE FLEXION 3 POINTS PORTEE 2800 MM	96
FIGURE II.30 : COMPORTEMENT ELASTIQUE EN FLEXION 4 POINTS DES POUTRES BOIS DE SECTION 130 X 43 MM²	96
TABLEAU II.10: JUMELAGE DES POUTRES BOIS (NON RABOTEES ET RABOTEES)	97
FIGURE II.31 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE FLEXION DE LA POUTRE 6R/8R	97
TABLEAU II.11 : PROPRIETES ELASTIQUES DES COUPLES DE POUTRES BOIS	97
TABLEAU II.12 : RIGIDITE DE TORSION DES POUTRES BOIS ET POUTRES BOIS JUMELEES	98
FIGURE II.32 : COMPORTEMENT DES POUTRES BOIS EN FLEXION 4 POINTS INERTIE FORTE JUSQU'A RUPTURE	99
TABLEAU II.13 : CONTRAINTE A LA RUPTURE DES POUTRES BOIS SEULES ET JUMELEES	100
FIGURE II.33 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUTRE 4R/9R, FLEXION 4 POINTS INERTIE FORTE JUSQU'A RUINE	100
FIGURE II.34 : SECTION DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN FLEXION ET EN TORSION	101
TABLEAU II.14 : COMPOSITION DES POUTRES HYBRIDES EN FONCTION DES COMPOSANTS UNITAIRES	101
FIGURE II.35 : VUE LONGITUDINALE DES POUTRES HYBRIDES	102
FIGURE II.36 : SECTIONS DES POUTRES HYBRIDES AVEC VIS ADDITIONNELLES	102
FIGURE II.37 : VUE LONGITUDINALE DES POUTRES HYBRIDES AVEC VIS ADDITIONNELLES	102
FIGURE II.38 : MESURE DES DEFORMATIONS ET DEPLACEMENTS DANS LA SECTION CENTRALE	103
FIGURE II.39 : COMPORTEMENT EN FLEXION ELASTIQUE DES POUTRES HYBRIDES DE MEME MATRICE ET MEME DIMENSION	104
FIGURE II.40 : COMPORTEMENT FORCE-DEPLACEMENT DES POUTRES HYBRIDES ACRYLIQUE ET POLYESTER	105
FIGURE II.41 : INFLUENCE DE VIS ADDITIONNELLES SUR LE COMPORTEMENT ELASTIQUE DE LA POUTRE HCW2.3	106
FIGURE II.42 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUTRE HCW1.3 ADD, FLEXION 4 POINTS INERTIE FORTE	106
TABLEAU II.15 : RIGIDITE EN FLEXION DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN ELASTIQUE EN INERTIE FORTE .	107
TABLEAU II.16 : RIGIDITE EN FLEXION DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN ELASTIQUE EN INERTIE FAIBLE .	107
TABLEAU II.17 : COMPARAISON DES RIGIDITES DE FLEXION DES ELEMENTS DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN INERTIE FORTE	107
TABLEAU II.18 : COMPARAISON DES RIGIDITES DE FLEXION DES ELEMENTS DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN INERTIE FAIBLE	107
FIGURE II.43 : RIGIDITE DE FLEXION DES COMPOSANTS DES POUTRES HYBRIDES TESTEES EN FLEXION 4 POINTS INERTIE FORTE	108
FIGURE II.44 : DISPOSITIF D'ESSAIS DE TORSION	109
FIGURE II.45 : COMPORTEMENT EN TORSION DE QUELQUES POUTRES HYBRIDES COMPOSITE-BOIS	109
TABLEAU II.19 : RIGIDITE DE TORSION DES POUTRES HYBRIDES COMPOSITE-BOIS	110
FIGURE II.46 : COMPORTEMENT EN TORSION DE LA POUTRE HCW4.1 ET CES COMPOSANTS	110

FIGURE II.47 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE FLEXION A LA RUINE DES POUTRES HYBRIDES HCW13ADD, HCW41 ET HCW42	112
FIGURE II.48 : RUINE DE LA POUTRE HCW4	114
FIGURE II.49 : FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DES POUTRES DE LA CONFIGURATION HCW42	114
FIGURE II.50 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS DES POUTRES DE LA CONFIGURATION HCW4	115
FIGURE II.51 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUTRE HCW4.2	115
FIGURE II.52 : FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX POUTRES HCW4.2	116
FIGURE II.53 : ROTATION DE FLEXION ET AUTOUR DE L'AXE LONGITUDINAL DE LA POUTRE HCW4.2	116
FIGURE II.54 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HCW4.1 AVEC CES COMPOSANTS	117
FIGURE II.55 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HCW4.2 AVEC CES COMPOSANTS	117
FIGURE II.56 : FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DES POUTRES DE LA CONFIGURATION HCW1	119
FIGURE II.57 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUR LA CONFIGURATION HCW1	119
FIGURE II.58: FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DE LA POUTRE HCW1.3 ADD TESTEE EN INERTIE FORTE JUSQU'A RUPTURE	120
FIGURE II.59: FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE HCW1.3 ADD TESTEE EN INERTIE FORTE JUSQU'A RUPTURE	120
FIGURE II.60: DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DANS LA SECTION CENTRALE DE LA POUTRE HYBRIDE HCW1.3 ADD	121
FIGURE II.61: ROTATION DE FLEXION ET AUTOUR DE L'AXE LONGITUDINAL DE LA POUTRE HCW1.3 ADD ...	121
FIGURE II.62: POUTRE HCW1.1 TESTEE JUSQU'A RUPTURE.....	122
FIGURE II.63 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HYBRIDE HCW11 AVEC CES COMPOSANTS.....	122
FIGURE II.64 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HYBRIDE HCW12 AVEC CES COMPOSANTS.....	123
FIGURE II.65 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HYBRIDE HCW13 AVEC CES COMPOSANTS.....	123
FIGURE II.66 : FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DES POUTRES DE LA CONFIGURATION HCW2.....	125
FIGURE II.67 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUR LA CONFIGURATION HCW2	126
FIGURE II.68 : FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DE LA POUTRE HCW2.3 ADD TESTEE EN INERTIE FORTE JUSQU'A	126
RUPTURE.....	126
FIGURE II.69 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE HCW2.3 ADD TESTEE EN INERTIE FORTE JUSQU'A RUPTURE	127
FIGURE II.70 : DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DANS LA SECTION CENTRALE DE LA POUTRE HYBRIDE HCW2.3 ADD	127
FIGURE II. 71 : ROTATION DE FLEXION ET AUTOUR DE L'AXE LONGITUDINAL DE LA POUTRE HCW2.3 ADD .	128
FIGURE II.72 : POUTRE HCW2.1 TESTEE JUSQU'A RUPTURE.....	128
FIGURE II.73 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HCW2.1 ET CES COMPOSANTS	129
FIGURE II.74 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HCW2.2 ET CES COMPOSANTS	129
FIGURE II.75 : COMPORTEMENT DE LA POUTRE HCW2.3 ET CES COMPOSANTS	130

FIGURE II.76 : FORCE EN FONCTION DE FLECHE, POUTRE HCW3.1 TESTEE EN FLEXION 4 POINTS JUSQU'À RUPTURE.....	131
FIGURE II.77: FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUTRE HCW3.1 TESTEE EN FLEXION 4 POINTS JUSQU'À RUPTURE	132
FIGURE II.78: FORCE EN FONCTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX POUTRES HCW3.1.....	132
FIGURE II.79 : COMPORTEMENT DE LA POUTRES HCW3.1 ET SES COMPOSANTS	133
FIGURE II.80: FORCE EN FONCTION DE FLECHE, POUTRE HYBRIDE HCW3.2 TESTEE EN FLEXION 4 POINTS JUSQU'À RUPTURE	133
FIGURE II.81 : FORCE EN FONCTION DES DEFORMATIONS POUTRE HCW3.2 TESTEE EN INERTIE FORTE JUSQU'À RUPTURE	134
FIGURE II.82 : ROTATION DE FLEXION ET AUTOUR DE L'AXE LONGITUDINAL DE LA POUTRE HCW3.2	134
FIGURE II.83 : ESSAIS A LA RUINE DES POUTRES HCW3.1	135
TABLEAU II.20 : RECAPITULATIF DES GAINS DE CAPACITE PORTANTE ENTRE LES POUTRES HYBRIDES ET LEURS COMPOSANTES	135
FIGURE III.1 : MODELE NUMERIQUE UTILISE POUR LES MODELISATIONS DE FLEXION ET TORSION [SCH 2022]	140
FIGURE III.2 : PATCH TEST SUR LES ELEMENTS BOIS.....	141
FIGURE III.3: DETAILS DU MAILLAGE DES POUTRES HYBRIDES ET DES CONDITIONS AUX LIMITES	142
TABLEAU III.1 : PROPRIETES ELASTIQUES DES COMPOSANTS DES POUTRES HYBRIDES RETENUES POUR LES SIMULATIONS NUMERIQUES MEF AVEC : * E MODULE D'ELASTICITE, *G MODULE DE CISAILEMENT, *Y COEFFICIENT DE POISSON	143
TABLEAU III.2 : PROPRIETES ELASTIQUES POUR LES RAIDISSEURS BETON ET LES CONNECTEURS EN ACIER..	143
FIGURE III.4 : CONDITIONS AUX LIMITES EXPERIMENTALES ET BLOCAGE DES DEPLACEMENTS NUMERIQUES	144
TABLEAU III.3 : CONDITIONS AUX LIMITES TESTEES EN MODELISATION	145
TABLEAU III.4 : RESULTATS DE VARIATION DES CONDITIONS AUX LIMITES	145
FIGURE III.5 : METHODE ITERATIVE PASAPAS SUR CAST3M.....	147
FIGURE III.6 : COMPARAISON DE LA FLECHE CENTRALE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE (MEF) DE LA POUTRE WO1.....	148
FIGURE III.7 : COMPARAISON DES DEFORMATIONS EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES (MEF) DE LA POUTRE WO1EN SECTION CENTRALE	148
TABLEAU III.5 : ECARTS MEF/ EXPERIMENTAL DES POUTRES BOIS JUMEELES	149
FIGURE III.8 : COMPARAISON DES CONTRAINTES NORMALES ENTRE THEORIE DES POUTRES ET MEF DE LA POUTRE WO1	150
FIGURE III 9 : COMPARAISON DES CONTRAINTES DE CISAILEMENT ENTRE THEORIE DES POUTRES ET MEF DE LA POUTRE WO1	150
FIGURE III.10 : COMPARAISON DES CONTRAINTES NORMALES ENTRE NUMERIQUE (MEF) ET THEORIE DES POUTRES CO1.....	151
FIGURE III.11 : COMPARAISON DES CONTRAINTES DE CISAILEMENT ENTRE NUMERIQUE (MEF) ET THEORIE DES POUTRES CO1	152

FIGURE III.12 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE FLEXION 4 POINTS DES POUTRES COMPOSITES TESTEES JUSQU'A LA RUINE	152
FIGURE III.13 : COMPARAISON FLECHES NUMERIQUE (MEF) ET EXPERIMENTALE POUTRE CO15 POLYESTER	153
TABLEAU III. 6 : ECARTS MEF/EXPERIMENTAL DES PROFILES COMPOSITES	153
FIGURE III.14 : COMPARAISON DES DEFORMATIONS ENTRE NUMERIQUES MEF ET ESSAI DES PROFILES I 150MM	154
FIGURE III.15 : COMPARAISON DES DEFORMATIONS ENTRE NUMERIQUES (MEF) ET ESSAIS DES PROFILES I 200MM	155
FIGURE III.16 : COMPARAISON DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS ENTRE MEF ET ESSAI POUTRE CO15 POLYESTER	155
FIGURE III.17 : COMPARAISON DES ROTATIONS NUMERIQUES (MEF) ET EXPERIMENTALES POUTRE CO15 POLYESTER	156
FIGURE III.18 : CONTRAINTES NORMALES OBTENUES PAR LA MODELISATION MEF DE LA POUTRE CO15 POLYESTER	156
FIGURE III.19 : MODELISATION DES POUTRES HYBRIDES COMPOSITE-BOIS EN TORSION	157
FIGURE III.20 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT EN TORSION DE LA POUTRE HCW1.3 ET CES COMPOSANTS	157
FIGURE III.21: COMPARAISON DES FLECHES NUMERIQUE (MEF) ET EXPERIMENTALE POUR LA POUTRE HCW1.3ADD	158
FIGURE III 22 : COMPARAISON DES FLECHES NUMERIQUE (MEF) ET EXPERIMENTALE POUR LES POUTRES HCW2	159
FIGURE III.23 : COMPARAISON DES FLECHES NUMERIQUE (MEF) ET EXPERIMENTALE POUR LES POUTRES HCW4	159
TABLEAU III.7 : ECARTS NUMERIQUES (MEF) ET EXPERIMENTAUX DES CHARGES DE RUINE ET DES FLECHES DES POUTRES HYBRIDES.....	160
FIGURE III. 24 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTAL DES DEFORMATIONS DANS LE COMPOSITE POUR LA POUTRE HCW4.2	161
FIGURE III.25 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTAL DES DEFORMATIONS DANS LE BOIS POUR LA POUTRE HCW4.2	161
FIGURE III.26 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS DE LA POUTRE HCW4.2	162
FIGURE III.27 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTAL DES ROTATIONS DE LA POUTRE HCW4.2	162
FIGURE III. 28 : RUPTURE DE LA POUTRE HCW42.....	163
TABLEAU III.8 : PROPRIETES ELASTIQUES ET CONTRAINTES DE RUPTURE LOCALE DES POUTRES BOIS JUMELLES	163
FIGURE III. 29 : ETATS DES CONTRAINTES NORMALES DANS LE BOIS.....	164
FIGURE III.30 : LES GEOMETRIES DES POUTRES HYBRIDES ACIER-BOIS	165
TABLEAU III.9 : LES DOMAINES D'APPLICATION POUR LES MODELISATIONS DES POUTRES ACIER-BOIS.....	166
FIGURE III.31 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTAL DES FLECHES DE LA POUTRE METALLIQUE IPE 160	167

FIGURE III.32 : REPARTITIONS DES DEFORMATIONS POUTRE IPE 160 AVEC DES ELEMENTS QUADRATIQUES	167
FIGURE III.33 : REPARTITION DES CONTRAINTES NORMALES DE FLEXION POUR LA POUTRE IPE 160 AVEC DES ELEMENTS QUADRATIQUES	168
FIGURE III.34 : DEFORMATIONS DES FIBRES EXTREMES DE LA POUTRES SW7A, COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL AVEC UNE FORCE IMPOSEE	168
FIGURE III.35 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL DES FLECHES DE LA POUTRE EN T SW9A.....	169
FIGURE III.36 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE EN T SW9A	169
FIGURE III.37 : CONTRAINTES NORMALES DE FLEXION DE LA POUTRE METALLIQUE EN T SW9A POUR UN FORCE DE 26 KN	170
FIGURE III.38 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL DE FLECHE A MI-PORTEE DE LA POUTRE EN T INVERSE SW4A	171
FIGURE III.39 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE EN T INVERSE SW4A	171
FIGURE III.40 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTAL DES DEPLACEMENTS HORIZONTALAUX DE LA POUTRE T INVERSE SW4A	172
FIGURE III.41 : COMPARAISON MEF / EXPERIMENTALE DES FLECHES DE LA POUTRE HYBRIDE SW8.....	173
FIGURE III. 42 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALES DES DEPLACEMENTS HORIZONTALAUX DE LA POUTRE SW8.....	173
FIGURE III.43 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTAL DES DEFORMATIONS DE LA POUTRES SW8	174
FIGURE III. 44 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DE FLECHE DE LA POUTRE HYBRIDE EN T SW3	175
FIGURE III. 45 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE HYBRIDE EN T SW3.....	175
FIGURE III. 46 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DES FLECHES DE LA POUTRE SW4	176
FIGURE III.47 : COMPARAISON MEF/ EXPERIMENTALE DES DEFORMATIONS DE LA POUTRE EN T INVERSE SW4	176
TABLEAU III10 : LES ECARTS MEF / EXPERIMENTAL DES CAPACITES PORTANTES DE TOUTES LES POUTRES HYBRIDES	177
FIGURE III.48 : VARIATION DU NOMBRE DE PAIRES DE BOULONS POUR LA POUTRE HCW4.1	178
FIGURE III. 49 : VARIATION DU MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINAL DES POUTRES BOIS DE LA POUTRE HYBRIDE HCW4.1	179
FIGURE III. 50 : VARIATION DU MODULE DE CISAILLEMENT G_{LT} DES POUTRES BOIS DE LA POUTRE HYBRIDE HCW4.1	179
FIGURE III.51 : INFLUENCE DE LA VARIATION DE LA LARGEUR DES POUTRES EN BOIS SUR LA CHARGE DE RUINE DE LA POUTRE HYBRIDE HCW4.1	180
FIGURE III.52 : VARIATION DES CONTRAINTES NORMALES MAXIMALES DANS LA SEMELLE INFERIEURE DU COMPOSITE EN FONCTION DE LA LARGEUR DE BOIS POUR POUTRE HYBRIDE HCW4.1	181

Introduction Générale

La construction des bâtiments et des ouvrages a un impact environnemental de plus en plus important, soit en termes d'énergie consommée, de production de gaz à effet de serre ou de déchets. De nombreuses recherches visent à réduire cet impact. Pour y parvenir, on peut utiliser des matériaux plus performants ou combiner des matériaux de telle sorte à produire des éléments de structure durables, écoconçus et de haute résistance mécanique.

L'acier est depuis longtemps un matériau de prédilection dans le domaine de la construction en raison de ses excellentes propriétés mécaniques, telles que sa résistance élevée à la traction, à la compression et à la flexion. Cependant, malgré ses avantages indéniables, l'acier présente quelques inconvénients qui ont conduit les chercheurs et les ingénieurs à explorer des alternatives plus innovantes pour répondre aux défis de la construction moderne.

Parmi les limites de l'acier, on retrouve sa densité relativement élevée, qui peut entraîner des charges structurelles plus importantes et augmenter les coûts de transport. De plus, la corrosion constitue un problème majeur, en particulier dans des environnements exposés à des conditions climatiques agressives ou à des atmosphères corrosives. Pour répondre à ces problématiques, les matériaux composites en fibres de verre (GFRP) ont gagné en popularité en tant qu'alternative prometteuse à l'acier dans diverses applications de construction.

Tout comme l'acier, les composites utilisés dans la construction se présentent sous forme de profilés en I, H, U, tubes et autres formes adaptées aux charges et aux contraintes spécifiques. Cependant, l'emploi de sections ouvertes peut engendrer des risques d'instabilités, en particulier le phénomène du déversement, lorsque ces éléments sont soumis à des charges de flexion. Le déversement est provoqué par la combinaison de deux effets : la torsion et la flexion de la section transversale, ce qui peut entraîner une défaillance catastrophique des structures.

Il est crucial de comprendre et de maîtriser ces risques d'instabilités pour garantir la sécurité et la durabilité des structures, car le déversement peut sérieusement compromettre la capacité portante des matériaux et induire une ruine prématurée, même lorsque les déformations ou contraintes subies sont encore loin des limites maximales que peuvent supporter ces matériaux.

Pour remédier à cette problématique, l'association d'éléments en acier ou en GFRP avec des matériaux de construction tels que le bois apparaît comme une solution prometteuse. En créant des structures hybrides, il est possible de bénéficier des avantages de chaque matériau tout en contournant leurs limitations spécifiques. Les structures hybrides sont légères mais rigides, offrant ainsi une alternative intéressante pour la construction d'ouvrages divers, allant des ponts aux bâtiments commerciaux.

Des études ont déjà montré l'intérêt de l'hybridation de l'acier ou du GFRP avec le béton armé ou le bois. Parmi ces matériaux, le bois de structure se distingue particulièrement en raison de ses caractéristiques attrayantes, notamment sa résistance spécifique élevée, sa légèreté et sa durabilité. Ces propriétés font du bois un matériau idéal pour la construction de structures hybrides. Différentes formes d'hybridation ont été explorées avec succès, telles que l'association avec des planchers en béton ou la création de "Fitch beams" où une plaque d'acier est boulonnée entre deux lamelles de bois, ainsi que des poutres GFRP-bois. Dans ces cas, l'acier ou le GFRP vient en complément pour renforcer le bois.

Notre étude se différencie des recherches antérieures menées en se concentrant sur une approche nouvelle d'hybridation. Ici, le matériau bois est utilisé comme renfort pour l'acier et

le GFRP, dans le but de retarder les instabilités structurelles (par exemple le déversement) et d'améliorer leur capacité portante globale. Dans nos travaux, le bois retenu est un bois local cultivé dans la région Auvergne-Rhône-Alpes (AURA). Cette approche novatrice permet de valoriser au mieux les ressources locales en privilégiant spécifiquement des bois en Pin Douglas non-classés dans l'hybridation, réduisant ainsi les coûts et l'impact environnemental tout en maintenant des performances mécaniques optimales.

La présente étude vise donc à examiner en profondeur les structures hybrides acier-bois et GFRP-bois pour surmonter les défis d'instabilité et de déversement. Pour cela est entreprise une analyse exhaustive des méthodes de caractérisation et des propriétés mécaniques des structures mixtes utilisées dans la construction, ainsi que de leurs constituants. Une attention particulière est portée à la problématique du déversement, avec une exploration minutieuse de l'identification expérimentale et numérique des caractéristiques de torsion en fonction de la nature des matériaux et des configurations géométriques.

Dans une seconde phase de l'étude, une vaste campagne d'essais de flexion et de torsion est réalisée sur les composants individuels et les poutres hybrides, intégrant l'acier, le GFRP et le bois en Pin Douglas non-classés. Différentes configurations géométriques sont soigneusement testées pour quantifier la contribution du bois sur le comportement global des composites lors de cette hybridation. Les essais sont réalisés dans des conditions représentatives de charges et de contraintes réelles, afin d'évaluer la performance des structures hybrides dans des situations de la vie réelle.

En complément des essais expérimentaux, des simulations par éléments finis sont proposées, prenant en compte la non-linéarité géométrique des structures. Ces simulations permettent d'établir la charge d'instabilité et de prédire la ruine potentielle des structures hybrides, ainsi que des composants en acier et composite pris isolément. En confrontant les résultats numériques obtenus aux données expérimentales, l'efficacité de cette approche hybride est évaluée, mettant en évidence ses avantages et ses limites. Une fois validé, l'outil numérique est utilisé dans le cadre d'une étude paramétrique de telle sorte à identifier les facteurs clefs du comportement et les potentialités d'améliorations futures.

Chapitre I
Etude Bibliographique

Chapitre I : Etude Bibliographique

I. 1. Introduction

Dans la construction, de nombreux exemples montrent qu'associer des matériaux pour en faire des éléments de structure peut s'avérer très performant sur le plan mécanique mais également d'un point de vue économique et constructif (béton armé, structures mixtes acier-béton, structures mixtes bois-béton...).

L'objet principal de ce travail portera sur l'étude de comportement mécanique des poutres mixtes Bois-Composites, et dans une moindre mesure Bois-Acier, sous chargement quasi-statique afin notamment de quantifier l'apport du bois.

Les matériaux composites sont constitués de fibres et d'une matrice : par exemple les fibres de carbone, de verre ou de lin liées à l'aide de résine. Ces matériaux présentent de très bonnes performances mécaniques mais elles sont limitées par le risque d'instabilité élastique comme le déversement par exemple. Ce phénomène se produit en général pour des poutres en I ayant une faible inertie en flexion transversale et en torsion.

Une solution à ce problème consiste à renforcer le profilé composite avec des poutres en bois. Le bois est un matériau usuel de la construction utilisé depuis le début des édifications, comme l'atteste au fil des siècles l'existence de bâtiments remarquables. Malgré sa présence indéniable dans la construction, il fait office de parent pauvre des matériaux de construction. Il souffre d'un défaut de connaissance scientifique en comparaison avec les autres matériaux comme le béton et l'acier.

Lier ces deux matériaux permettrait de tirer les avantages de l'un tout en contrecarrant les faiblesses de l'autre. Trouver une harmonie, une complémentarité entre ces deux matériaux, pourrait faire évoluer l'emploi de ces matériaux dans la construction.

Pour mettre en évidence ce qu'un matériau peut apporter à l'autre ou pas, les matériaux doivent être soumis à différentes expérimentations afin d'analyser leurs caractéristiques et leurs comportements sous chargement (déformations, flèches, contrainte maximale, mode de ruine...).

I. 2. Matériaux constitutifs et leurs caractéristiques

I. 2. a. L'acier

Au milieu du XIX^e siècle, l'acier a commencé son apparition comme matériau de construction, en modifiant l'environnement de construction qui était basé sur les matériaux usuels de l'époque comme le bois, la pierre et les maçonneries. Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et des modèles de calcul [ALI 2003]. Le secteur de la construction au sens large, emploie l'acier dans la réalisation d'ouvrages architecturaux et d'ouvrages d'art. Il est un élément essentiel qui sert à former le squelette des bâtiments, armer le béton, renforcer les fondations... De plus, il est utilisé pour la tuyauterie, il habille les façades et les toitures.

I. 2. a. i. Types d'acier

La construction en acier a acquis une place de choix au cours des dernières décennies grâce à ses caractéristiques (production en série, possibilités de standardisation, légèreté) qui correspondent aux exigences de la construction industrielle. Les éléments de construction, dont les parois sont le plus souvent qualifiées de "minces", peuvent être divisés en trois catégories : profilés laminés à chaud, formés à froid et reconstitués soudés [BOU 1998].

A partir des procédures de fabrication de l'acier, les métaux ferreux obtenus sont classifiés selon leur teneur en carbone (ou nuance) (voir annexe A1). Les aciers les plus utilisés dans la construction sont des aciers non alliés de type S et de pourcentage de carbone compris entre 0.02 % et 0.85 % [MUR 2003].

Les propriétés mécaniques de l'acier sont bien connues. Ces caractéristiques définies par l'Eurocode 3 [NF EN 1993] sont une bonne base pour les paramètres des simulations numériques. La Figure I.1 donne pour quelques profilés standards les caractéristiques géométriques. Les profilés métalliques disponibles se présentent sous formes de I, H, U... et doivent être assemblés par soudage ou boulonnage pour former des structures complètes.

Désignation	G kg/m	Dimensions						Valeurs statiques								
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I cm ²	Axe fort			Axe faible					
								I _y cm ⁴	W _{ely} cm ³	W _{ply} cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	W _{elz} cm ³	W _{piz} cm ³	i _z cm	
IPE A 80	5,0	78,0	46,0	3,3	4,2	5,0	6,40	64	17,0	19,0	3,18	7	3,0	5,0	1,04	
IPE 80	6,0	80,0	46,0	3,8	5,2	5,0	7,60	80	20,0	23,0	3,24	8	4,0	6,0	1,05	
IPE A 100	6,9	98,0	55,0	3,6	4,7	7,0	8,80	141	29,0	33,0	4,01	13	5,0	8,0	1,22	
IPE 100	8,1	100,0	55,0	4,1	5,7	7,0	10,30	171	34,0	39,0	4,07	16	6,0	9,0	1,24	
IPE A 120	8,7	117,6	64,0	3,8	5,1	7,0	11,00	257	44,0	50,0	4,83	22	7,0	11,0	1,42	
IPE 120	10,4	120,0	64,0	4,4	6,3	7,0	13,20	317	53,0	61,0	4,90	28	9,0	14,0	1,45	
IPE A 140	10,5	137,4	73,0	3,8	5,6	7,0	13,40	434	63,0	72,0	5,70	36	10,0	16,0	1,65	
IPE 140	12,9	140,0	73,0	4,7	6,9	7,0	16,40	541	77,0	88,0	5,74	45	12,0	19,0	1,65	
IPE A 160	12,7	157,0	82,0	4,0	5,9	9,0	16,20	689	88,0	99,0	6,53	54	13,0	21,0	1,83	
IPE 160	15,8	160,0	82,0	5,0	7,4	9,0	20,10	869	109,0	124,0	6,58	68	17,0	26,0	1,84	

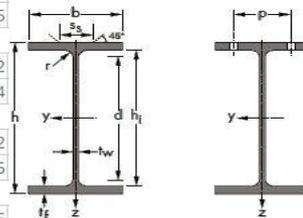


Figure I.1 : Exemples de profilés acier standard en IPE (STAD entreprise)

La forme des profilés minces (éléments formés à froid) est la conséquence de deux principales caractéristiques de l'acier : sa grande densité (matériau lourd de masse volumique $\rho \approx 7850$ kg/m³) et sa haute limite d'élasticité (généralement comprise entre 230 et 500 MPa).

I. 2. a. ii. Caractéristique des aciers de construction

L'acier est un matériau isotrope et ses propriétés mécaniques sont généralement déterminées par des essais de traction. (Figure I.2)

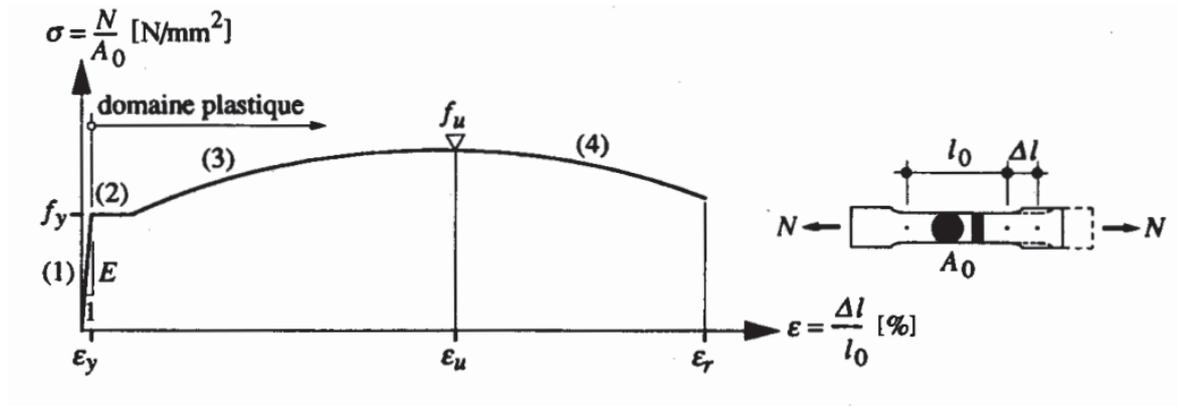


Figure I.2 : Courbe contrainte-déformation pour un acier doux [MAN 1994]

Le comportement de l'acier présente deux domaines différents : le domaine élastique qui est restreint à $0\% \leq \epsilon \leq 1\%$ et le domaine dit plastique large avec $1\% \leq \epsilon \leq 20 \text{ à } 25\%$ selon la nuance d'acier. Certains paramètres nécessaires pour effectuer les calculs, peuvent être déterminés à savoir :

- le module d'Young ou d'élasticité longitudinal $E = 210\,000$ MPa.
- f_y est la contrainte limite d'élasticité 235 et 355 MPa (pour l'acier de nuance S235 et S355).
- f_u est la contrainte limite à la rupture 360 et 510 MPa (pour l'acier de nuance S235 et S355).
- ϵ_y est l'allongement relatif élastique $\epsilon_y \approx 1\%$ pour les deux nuances d'acier.
- ϵ_u est l'allongement relatif ultime $\epsilon_u \approx 25\%$ pour l'acier S235 et $\epsilon_u \approx 20\%$ pour l'acier S355.

A partir de cet essai, le coefficient de Poisson mesurant le rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale est de $\nu = 0,3$.

I. 2. a. iii. *Avantages et inconvénients de la construction métallique*

De nombreux facteurs influencent le choix d'un matériau de construction, qu'il s'agisse de la disponibilité des produits au niveau local ou de leur qualité. Le procédé de fabrication de l'acier est maîtrisé ce qui garantit son homogénéité, sa composition chimique, ses caractéristiques mécaniques et sa fiabilité.

Les structures métalliques sont rapides et simples à monter, grâce à leur légèreté et les différents systèmes d'assemblage. En termes de réparation, il n'est pas nécessaire de changer toute la structure, mais seulement la pièce défectueuse. De plus, l'acier est le matériau le plus recyclé au monde. L'acier sous toutes ses formes peut être recyclé indéfiniment sans perdre sa résistance ni aucune autre de ses propriétés [ALI 2003].

L'acier présente néanmoins des inconvénients, comme sa faible tenue au feu. Il perd 50% de sa résistance limite, lorsque sa température atteint environ 500°C. Des solutions existent pour augmenter la résistance au feu comme la mise en place d'isolant thermique. Récemment, il a été montré que le recouvrement des structures métalliques par des poutres en bois permet de retarder les élévations de température [SAU 2022].

De plus, les structures métalliques sont sensibles à la corrosion qui entraîne une diminution des propriétés de l'acier. D'autre part, la légèreté peut être un inconvénient dans le sens des risques de renversement et de soulèvement par le vent. Les éléments des structures métalliques étant souvent élancés et/ou à parois minces, les risques d'instabilités sont également élevés. Une vigilance particulière doit être accordée tant au niveau de la conception, des calculs et de la réalisation.

I. 2. b. Matériaux composites GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers)

I. 2. b. i. Fabrication et usage

Les profilés composites pultrudés en polymère renforcé de fibres de verre (GFRP) ont fait l'objet d'importants progrès et sont désormais utilisés dans de nombreuses applications pratiques dans le domaine du génie civil. Les profilés PRF (Polymère Renforcé de Fibres) ont notamment été utilisés dans la construction de ponts, passerelles (Figure I.3) et dans le cas où les structures sont exposées à un environnement corrosif en bord de mer [NGU 2008].

Les composites en polymères renforcés de fibres (PRF) se composent de deux éléments principaux :

- des fibres à haute résistance, qui contribuent à la résistance et à la rigidité dans la ou les directions où elles sont alignées.
- une matrice polymère, qui transfère les charges entre les fibres et leur offre une protection environnementale et physique.

Les autres constituants sont les charges, les catalyseurs, les pigments, les revêtements et les agents de couplage, qui sont utilisés par exemple pour formuler et colorer la résine de la matrice et améliorer la liaison entre la fibre et la matrice.

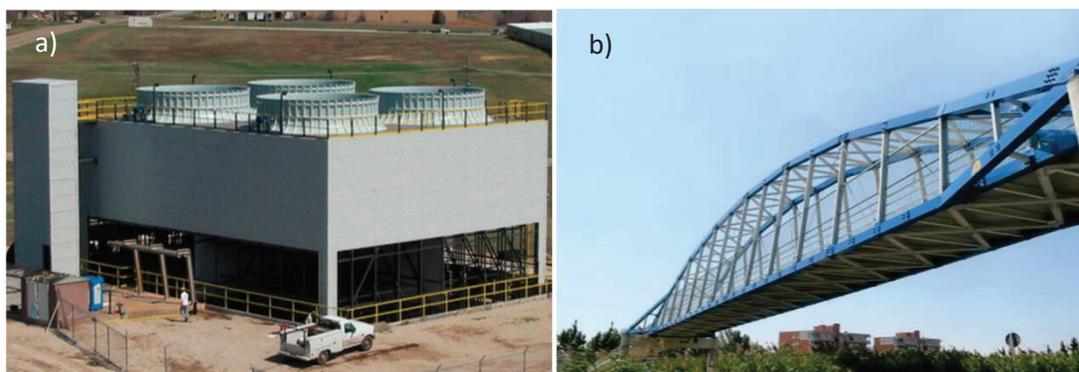
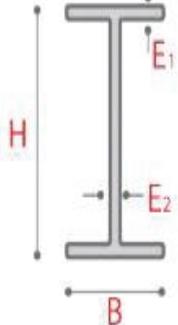


Figure I.3 : a) Tour de refroidissement avec structure GFRP (Midwest Cooling Towers 2015)
b) Passerelle de Lérida de longueur de 38 m construite en 2001 en Espagne

Aujourd'hui, les profilés pultrudés renforcés de fibres de verre (GFRP) sont les plus utilisés dans la construction en raison du faible coût des fibres de verre par rapport aux autres types de fibres disponibles (carbone, aramide) [ALA 2018]. La Figure I.4 donne quelques exemples de profilés du commerce.

	PROFILÉS C / U	
	description	profilés en composites réalisés par une technologie de pultrusion
	matrice standard*	polyester
	renfort standard*	fibre de verre
	coloris*	gris
longueur standard*	6 000 mm	

*autres possibilités sur demande

dimensions (mm)				moment d'inertie (mm ⁴)		section (mm ²)	poids (kg/m)
H	B	E1	E2	I _{xx}	I _{yy}		
25	14	3	3	1 415	11 942	141	0,25
38,5	15,2	4	4	2 504	45 803	243,6	0,44
38,8	15,4	2,5	4	1 702	38 277	212,2	0,38
40	40	5	5	53 646	134 583	550	0,99
50	50	3	3	62 599	187 196	432	0,78
74	25	5	5	13 688	407 310	570	1,03
100	50	8	8	170 251	2 092 203	1472	2,65
120	60	8	8	292 437	3 765 589	1792	3,23
150	75	8	8	568 217	7 659 669	2272	4,09
200	100	10	10	1 681 667	22 926 667	3800	6,84
200	200	10	8	13 341 013	40 021 333	5440	9,79
200	200	10	15	13 383 958	43 423 333	6700	12,06

Figure I.4 : Profilés pultrudés standards (document Solutions Composites)

Le coût initial élevé de ces profilés composites est un obstacle à l'application généralisée des matériaux GFRP. La pultrusion (Figure I.5) est un procédé de fabrication qui consiste à tirer en continu des matériaux de renforcement imprégnés de résine (y compris des mèches de verre unidirectionnelles, des matelas multidirectionnels ou un voile de surface) à travers une filière chauffée afin de former et durcir les profils souhaités [BED 2012] [LIU 2017]. L'amélioration continue du procédé de pultrusion joue un rôle important dans la diminution du coût de fabrication au cours des dernières décennies.

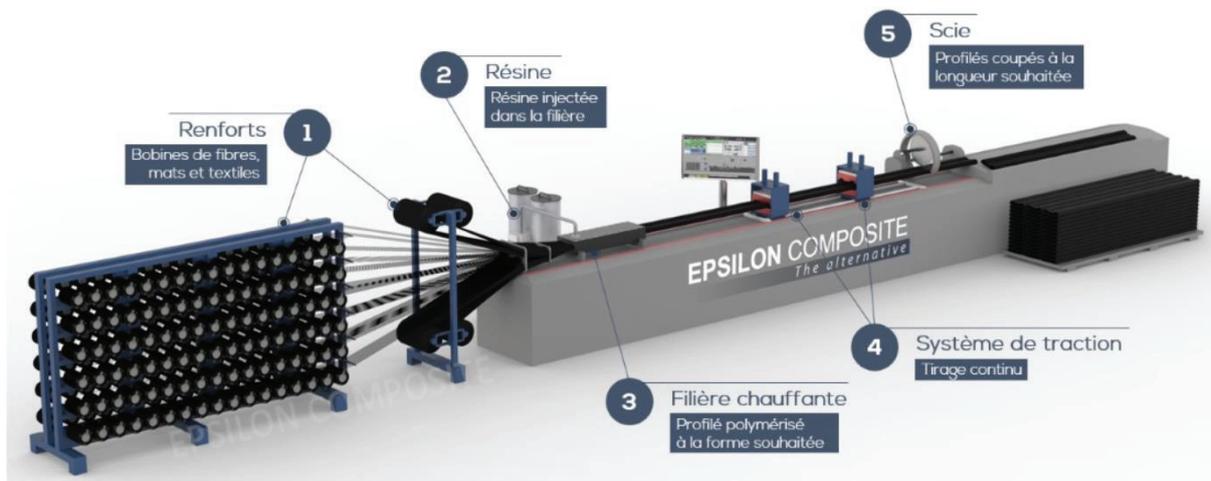


Figure I.5 : Procédé de pultrusion (document Epsilon Composite)

I. 2. b. ii. Caractérisation des GFRP pultrudés

Pour évaluer les propriétés mécaniques des profilés GFRP, les tests peuvent être réalisés sur des échantillons de matériaux ou à grande échelle sur des poutres complètes. Les méthodes d'essai comprennent à la fois des essais standards spécifiés par l'ASTM et des essais non standards proposés dans la littérature.

Les propriétés de traction du matériau GFRP dans les directions longitudinale et transversale sont généralement considérées comme des mesures fondamentales du comportement et sont celles qui sont le plus souvent rapportées par les fabricants [ADA 2003].

Pour les essais « matériaux », des bandes rectangulaires sont découpées dans les profilés et testées en traction selon ASTM D3039 et ASTM D638 (Figure I.6.).

Le module d'élasticité en traction E_L est calculé comme le module sécant entre 25% et 50% de la déformation ultime pour les essais longitudinaux et entre les déformations de 0,001 et 0,003 pour les essais transversaux, conformément à la norme ASTM D3039 :

$$E_L = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon \quad (I.1)$$

$\Delta\sigma$ et $\Delta\varepsilon$ sont respectivement la variation de la contrainte calculée (à partir de la force mesurer) et celle de la déformation mesurée.

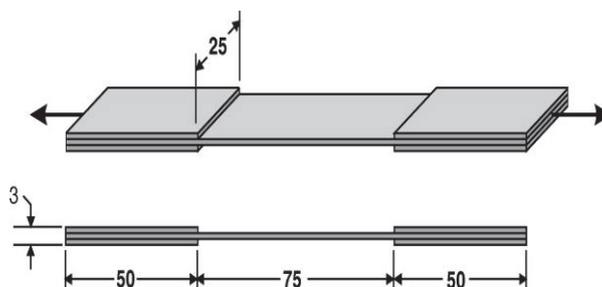


Figure I.6 : Test traction selon ASTM D3039

Ce test peut servir à déterminer le module de cisaillement des GFRP. L'essai de traction à $\pm 45^\circ$ de la norme **ASTM D3518** est également populaire parmi les chercheurs en raison de la simplicité du montage d'essai et de la préparation des échantillons. Dans cette méthode d'essai, l'état de contraintes dans l'éprouvette est complexe et une résistance au cisaillement plus élevée tend à être obtenue en raison du cisaillement des fibres. Dans l'essai de traction à $\pm 45^\circ$, l'échantillon est coupé et chargé le long d'un axe orienté à 45° par rapport à la direction des fibres, ce qui entraîne un état de contrainte biaxiale du lamina (σ_1 et σ_2) qui induit en outre une contrainte de cisaillement (τ_{12}) (Figure I.7). La contrainte de cisaillement longitudinale induite, τ_{12} , et la déformation, γ_{12} , sont liées à la contrainte de traction appliquée, σ_x , et aux déformations longitudinale et transversale, ϵ_x et ϵ_y .

$$\tau_{12} = \sigma_x / 2 \quad (I.2)$$

$$\gamma_{12} = \epsilon_x - \epsilon_y \quad (I.3)$$

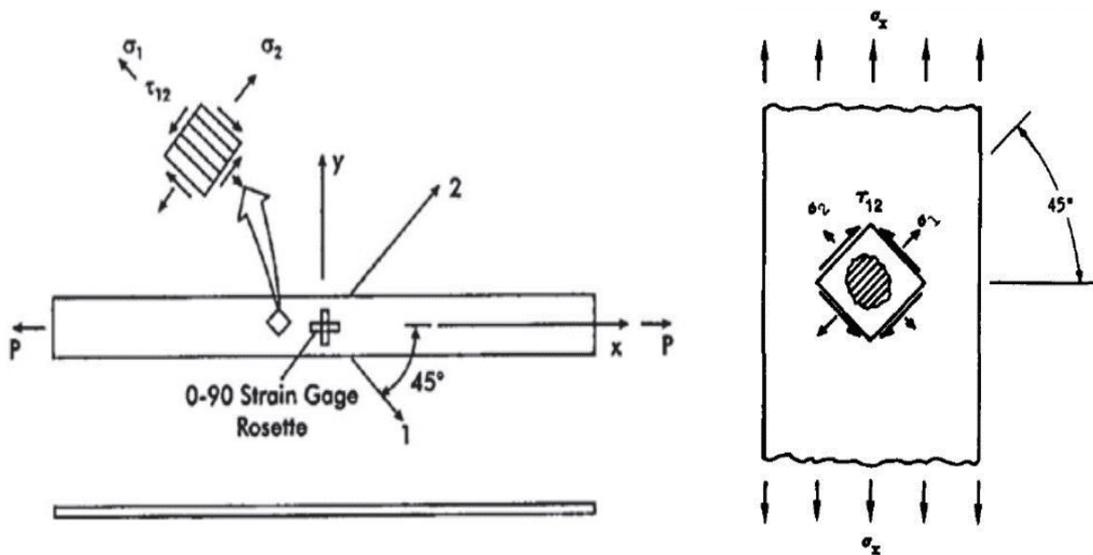


Figure I.7 : Test de traction en $\pm 45^\circ$ selon ASTM D3518

Une fois la contrainte de cisaillement et la déformation déterminées, la courbe de contrainte de cisaillement-déformation peut être tracée, à partir de laquelle le module de cisaillement peut être obtenu :

$$G = \sigma_x / 2(\epsilon_x - \epsilon_y) \quad (I.4)$$

Les essais « matériaux » présentent cependant des difficultés lorsque les profilés sont très épais. De plus, les dimensions limitées dans la direction transversale de la majorité des sections GFRP pultrudées sont un obstacle à l'applicabilité des normes d'essai disponibles [MAN 2012]. En conséquence, des méthodes d'essai en échelle réelle sur profilés complets ont été développées pour déterminer les propriétés des profilés en PRF pour une utilisation dans des applications d'ingénierie structurelle.

Des essais utilisant des sections à échelle réelle pour déterminer les propriétés mécaniques des poutres composites FRP ont été réalisés par [BAN 1989] et [NET 2007]. Dans ces deux

recherches, la même procédure d'essai et des propriétés de section presque similaires ont été utilisées mais l'exploitation des résultats diffère.

I. 2. b. iii. Propriétés des matériaux composites

La résistance à la traction dans le sens des fibres des matériaux GFRP F_{Lt} dépasse couramment 300 MPa [BED 2012], ce qui est comparable à celle de l'acier de construction doux ($f_y = 245 - 350$ MPa). Cependant, le module d'élasticité longitudinal E_L varie de 20 à 30 GPa [NGU 2013], soit environ un dixième seulement de celui de l'acier ($E_{acier} = 210$ GPa).

En outre, les matériaux GFRP sont fortement anisotropes. Le rapport entre la résistance à la traction longitudinale et la résistance à la transversale F_{Lt} / F_{Tt} est de l'ordre de 4 et le rapport des modules E_L / E_T vaut environ 3 [CUN 2015]. Ce faible module d'élasticité et cette forte anisotropie, en plus de l'élanement relatif des profilés à parois minces, entraînent un risque d'instabilité locale et globale et une interaction significative entre les modes de flambement local et global [CAR 2014].

Pour caractériser les propriétés mécaniques des composites GFRP, des prédictions théoriques basées sur la micromécanique peuvent être utilisées avant les essais expérimentaux sur les matériaux [SWA 1997]. Dans le modèle parallèle de la règle des mélanges, on suppose que la fibre et la matrice subissent la même déformation sous traction (c'est-à-dire une déformation plane). Le module longitudinal E_L et le coefficient de Poisson principal ν_{LT} du composite GFRP peuvent être dérivés en utilisant les propriétés constitutives des composants matériaux :

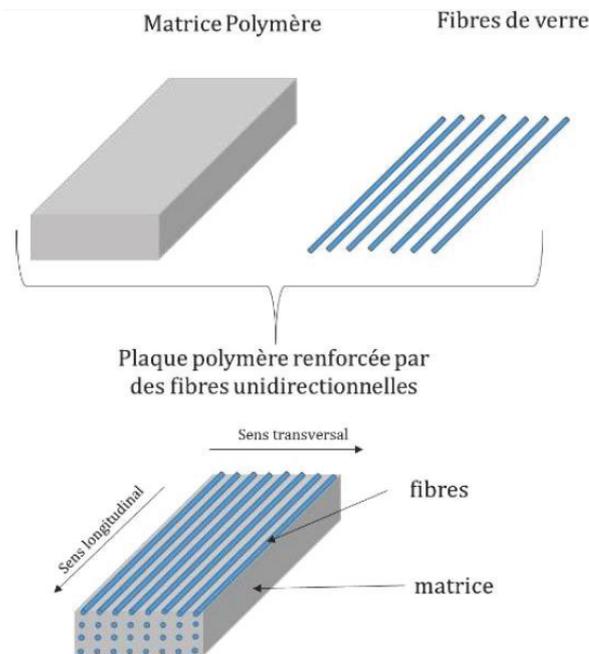


Figure I.8 : Composition du GFRP

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad (I.5)$$

$$\nu_{LT} = \nu_f V_f + \nu_m V_m \quad (I.6)$$

E_f et E_m sont respectivement les modules d'élasticité longitudinal de la fibre et de la matrice. V_f et V_m sont respectivement les fractions volumiques de la fibre et de la matrice. ν_f et ν_m sont respectivement les principaux coefficients de Poisson de la fibre et de la matrice.

Le module d'élasticité transversal et le module de cisaillement dans le plan peuvent être prédits en utilisant un modèle de série et la règle des mélanges. Dans cette méthode, la fibre et la matrice sont supposées se comporter en série, en supportant la même contrainte. Là encore, les propriétés constitutives sont utilisées pour calculer le module transversal E_T et le module de cisaillement dans le plan G_{LT} :

$$E_T = E_m V_m / (E_m V_f + E_f V_m) \quad (I.7)$$

$$G_{LT} = G_f G_m / (G_m V_f + G_f V_m) \quad (I.8)$$

G_f et G_m sont respectivement les modules de cisaillement dans le plan de la fibre et de la matrice [SWA 1997].

Cette approche empirique s'est avérée assez précise pour les matériaux GFRP ayant des matériaux et une architecture similaire (provenant du même fabricant), mais elle doit être appliquée avec prudence lorsque les matériaux varient.

I. 2. b. iv. *Avantages et inconvénients*

La Figure I.9 présente les avantages essentiels de la pultrusion : pièce opérationnelle, commercialisable, poids léger (parfois problématique dans la conception face à la résistance au vent) et rapport résistance/poids élevé. Ses performances supérieures et sa grande durabilité dans un environnement corrosif, pourraient être l'une des solutions pour de nombreuses structures utilisées dans des environnements difficiles.

Les fibres de verre dominant le marché et sont préférées au carbone, à l'aramide et au basalte en raison de leur faible coût. [KEL 2007] ont étudié la durée de vie d'une passerelle tout composite en service en Suisse depuis 1997 (la passerelle de Pontresina). Cette passerelle fait l'objet d'un suivi minutieux tous les 5 ans (examens visuels, tests de flexion...). Les auteurs ont constaté qu'après 10 ans d'utilisation dans un environnement difficile, la passerelle ne présente que quelques défauts secondaires principalement liés à des défauts de conception initiale et sont comparables à ce qui peut être observé sur des ouvrages similaires en béton armé.

D'autre part, les matériaux GFRP présentent plusieurs inconvénients. L'un des plus importants est le faible module d'élasticité de ces matériaux, le rapport rigidité-densité qui est une propriété très importante pour les matériaux pultrudés. Cependant, cet inconvénient peut être minimisé par assemblage des poutres GFRP avec d'autres matériaux comme le béton ([COR 2007 b] [GON 2013]) ou le bois ([COR 2007 a]) dans le but d'utiliser au maximum leurs propriétés.

Un deuxième inconvénient souvent associé aux GFRP est l'absence de ductilité significative ce qui induit un surdimensionnement. [BAI 2012] ont montré que ce point faible pouvait être éliminé en concevant des structures hyperstatiques et en jouant sur la maîtrise du comportement post-pic. Par exemple, dans un treillis, un élément comprimé peut flamber et pour autant, la structure peut conserver sa capacité portante sous réserve que d'autres éléments prennent le relai.

Un autre inconvénient des matériaux GFRP est le changement important du comportement à des températures élevées, ce qui empêche les applications dans les climats extérieurs chauds [FEN 2016]. De plus, les caractéristiques anisotropes du matériau, entraînent divers modes de rupture.

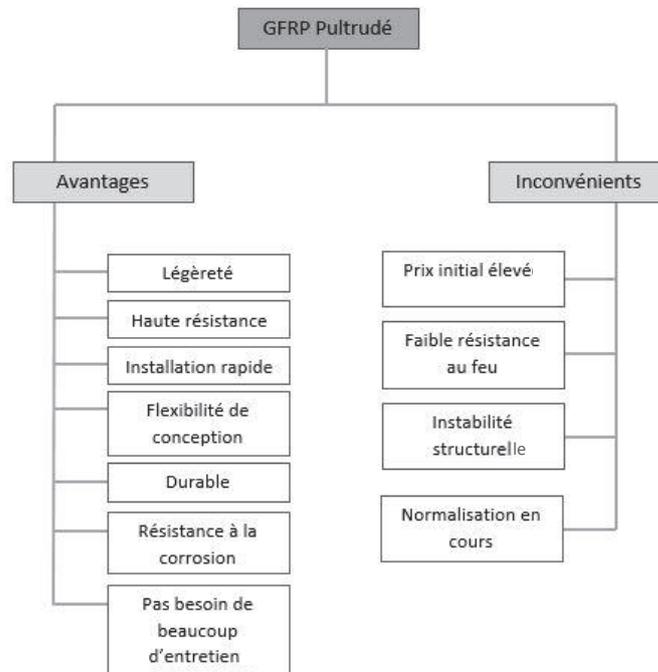


Figure I.9 : Avantages et inconvénients des FRP pultrudés [SHA 2018]

L'augmentation de l'usage des GFRP et l'insuffisance des ressources en métal accroît la demande sur les composites. Cependant, les questions environnementales sont considérées comme des problèmes importants qui doivent être étudiés dans tous les cas. De ce point de vue, malgré tous les avantages du GFRP, les impacts environnementaux de ces matériaux prennent une place importante. Dans la littérature, les recherches sur l'impact environnemental des matériaux composites sont limitées. [ISI 2020] ont comparé l'analyse du cycle de vie et l'impact environnemental de l'acier et du GFRP. Plusieurs aspects ont été examinés : la consommation de pétrole, l'utilisation de ressources naturelles, l'espace utilisé pour la production, les maladies professionnelles associées... Les auteurs ont effectué la comparaison de l'impact environnemental à masse identique d'acier et de GFRP et les résultats montrent un impact globalement plus négatif pour le GFRP. Mais ils ont également souligné que, sur de nombreux aspects, cette comparaison n'est pas pertinente car la masse volumique des 2 matériaux est très différente : par exemple, la notion de résistance spécifique (résistance / masse volumique) doit être utilisée pour comparer le dimensionnement de poutres en GFRP et en acier. Autrement dit, comme la résistance spécifique du GFRP est plus élevée que celle de l'acier, il faut beaucoup moins de GFRP que d'acier pour dimensionner une poutre à résistance de flexion équivalente. Les auteurs ont alors montré qu'une comparaison des impacts environnementaux pertinente doit être effectuée entre 1 tonne de GFRP et 4 tonnes d'acier voire 8 tonnes d'acier. Dans ce cas, l'impact environnemental du GFRP est moins important que celui de l'acier sur la majorité des aspects évalués.

[KAT 2004] ont comparé l'impact environnemental d'une chaussée renforcée par des armatures en PRF à celle d'une chaussée renforcée par de l'acier. Le remplacement des armatures en acier par des armatures en PRF peut entraîner des changements dans la composition du béton et la structure de la chaussée, une réduction du besoin d'entretien liées à la corrosion de l'acier et différentes possibilités de recyclage lors de la démolition. L'impact environnemental d'une chaussée renforcée par des PRF s'est avéré nettement inférieur à celui d'une chaussée renforcée par de l'acier. Cela résulte principalement du fait que les chaussées renforcées par des PRF nécessitent moins d'entretien et que leur teneur en ciment ainsi que l'enrobage du béton sur l'armature peuvent être réduits. L'armature elle-même génère un impact environnemental plus faible.

I. 2. c. Bois de construction

I. 2. c. i. Description du bois et usage dans la construction

Dans cette partie, nous nous intéresserons au bois dit « de structure », dont les propriétés mécaniques sont bien distinctes du bois sans défaut, du fait de son hétérogénéité. La suite du paragraphe considère uniquement cette partie de l'arbre qui constitue le bois de structure.

Le bois est principalement constitué de fibres, ou trachéides. Les fibres sont les constituants présentant la plus grande tenue mécanique dans le matériau bois. Ces dernières étant orientées dans le sens de croissance de l'arbre c'est-à-dire l'axe longitudinal du tronc, celui-ci présente donc une direction privilégiée pour la reprise des efforts. Ainsi, cette structure interne induit un comportement anisotrope.

En ce qui concerne le bois de structure, les trois produits les plus courants sont :

- le bois massif, obtenu par sciage des grumes et séchage.
- le bois lamellé-collé (BLC ou GL pour « glulam »), obtenu par superposition et collage de planches en bois massif dans la même direction.
- le bois lamellé croisé (CLT pour « Cross Laminated Timber ») obtenu par superposition de plusieurs couches de planches orientées selon différents angles.

Pour le BLC et le CLT, on précise que les planches sont découpées de manière à purger les défauts les plus importants, puis réassemblées par aboutage, collage d'un joint à entures multiples.

Le marché du bois de construction est moins international que pour d'autres matériaux. Par exemple en France, 60% du bois utilisé en construction provient de forêts localisées sur le territoire national, et la majorité des importations proviennent de pays Européens. Ainsi, en France, 70 % des bois résineux sont destinés à la construction [MAM 2021].

Les bois résineux sont utilisés principalement pour la charpente, l'ossature, la menuiserie intérieure, alors que les bois feuillus sont plutôt destinés à des usages liés à l'aménagement intérieur et à la menuiserie intérieure et extérieure. Des projets publics et privés d'équipements emblématiques réalisés en structure bois voient le jour (Figure I.10).



Figure I.10 : Roger Taillibert, Vélodrome de Bordeaux ; ICS Bois, bureau d'études ; weisrock.

I. 2. c. ii. *Caractérisation du bois massif*

La variabilité de la qualité du bois exige que chaque élément structurel soit classé afin de positionner ce matériau (par rapport aux autres matériaux du génie civil) comme fiable aux propriétés bien définies en termes statistiques.

Il existe deux méthodes de classement :

- **Classement visuel** : jusqu'au début des années 1990, les seules méthodes de classement en Europe étaient basées sur un classement mécanique visuel. Définies par les normes EN 518, NF EN 338 et EN 14081 pour les résineux et les feuillus. La méthode visuelle classe le bois en fonction d'observations visuelles faites par un opérateur pour identifier les défauts à la surface de la pièce qui peuvent entraîner une diminution de la résistance (nœuds, pente des fils, . . .), les attaques biologiques et les défauts géométriques. La norme française NF-B-52-001 a fixé 5 classes de résistance potentielle dans le cas des résineux (STI, STII, STIII, STIV et Rejet). Une correspondance a été établie entre les classes visuelles et les classes mécaniques proposées dans l'EC5.
- **Classement machine** : il existe plusieurs machines de classement basées sur des évaluations non-destructives des éléments étudiés, qui permettent d'identifier les propriétés mécaniques et physiques du matériau tels que le module d'élasticité longitudinal, E_L (ou MOE) et la densité d , où la résistance en flexion peut être estimée [GRA 2014]. Il s'agit en général d'un essai de flexion 3 points en continu : la pièce de bois circule sur une machine qui opère une légère flexion au travers du rouleau supérieur. La classification de la machine donne directement la classe de résistance du bois, qui correspond à la résistance caractéristique à la flexion de la pièce de bois.

Plusieurs travaux ont permis d'établir les caractéristiques du bois par des essais de flexion. [YOS 1998] ont mesuré le module de cisaillement du bois par des essais de flexion 3 points statiques, en se basant sur la théorie de Timoshenko et en faisant varier les rapports hauteur/portée. Ils ont réalisé des simulations par éléments finis de ces essais de flexion. Ils ont également mesuré les propriétés élastiques par des tests de vibration en flexion libre. Ils ont

remarqué qu'en utilisant l'essai de flexion statique, le comportement charge-déformation ne pouvait pas être prédit par la théorie de flexion originale de Timoshenko, où le module de cisaillement obtenu par la flexion statique est une valeur beaucoup plus faible que celle obtenue par d'autres méthodes. Ils ont alors modifié l'équation originale de Timoshenko en ajoutant un facteur correctif.

De même, [MUR 2007] ont obtenu le module de Young et le module de cisaillement à partir d'essais de flexion 3 points. Les propriétés mécaniques ont été déterminées par régression polynomiale sur les courbes de déflexion obtenues par corrélation d'images (DIC). De plus, le module d'élasticité E_L et le module de cisaillement G_{LT} ont été calculé à partir de plusieurs méthodes : FEM, essai de vibration, théorie de Timoshenko. Les résultats statique et dynamique ont également montré une grande différence surtout pour le module de cisaillement.

La caractérisation des propriétés élastiques du bois peut également se faire par des essais à petite échelle, sur des échantillons de petite taille (par exemple $10 \times 10 \times 300 \text{ mm}^3$), prélevés dans des poutres en bois généralement dans des zones sans défaut, en traction, compression ou flexion. Par exemple, la norme **NF EN 408** définit les méthodes d'essai pour déterminer les propriétés de bois de structure et du bois lamellé collé dont : le module d'élasticité E_L , le module de cisaillement G_{LT} , la résistance à la flexion ...

I. 2. c. iii. Propriétés mécaniques du bois massif

À cette échelle globale, le bois est un matériau difficile à appréhender d'un point de vue mécanique car il est hétérogène et fortement anisotrope. En effet, le bois est globalement plus résistant et plus rigide dans la direction longitudinale, c'est-à-dire parallèlement aux fibres qui le constituent, que dans les autres directions. De plus, il est caractérisé par une forte variabilité, c'est-à-dire que ses propriétés mécaniques varient de manière relativement importante d'un échantillon à un autre, même pour des échantillons similaires, c'est-à-dire : même essence, même densité, mêmes conditions de croissance, etc. Par exemple, le module d'élasticité d'un bois donné peut présenter un coefficient de variation de 20 à 30% [KAS 2004].

Du fait de son mode de croissance, le matériau bois peut être caractérisé selon ses trois directions naturelles (Figure I.11) : longitudinale L (axe de l'arbre), radiale R (axe diamétrale) et tangentielle T (axe concentrique) et des trois plans associés : radial (LR), tangentiel (LT) et transversal (RT) [GRA 2014].

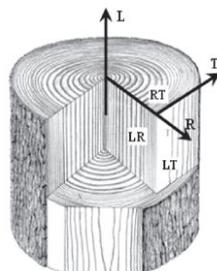


Figure I.11 : Repère d'orthotropie du matériau bois [GRA 2014]

Ainsi, la loi de comportement élastique linéaire d'un bois orthotrope cylindrique est généralement exprimée à travers trois modules d'Young, autrement appelés modules d'élasticité, six coefficients de Poisson, et trois modules de cisaillement, assemblés dans une matrice de complaisance élastique. En général, la loi de comportement est utilisée en exprimant les contraintes en fonction des déformations, ce qui requiert une reformulation en inversant la matrice de complaisance élastique pour obtenir la matrice de rigidité (I.9).

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{23} \\ 2\varepsilon_{31} \\ 2\varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & \frac{1}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (\text{I.9})$$

La structure de la matrice est symétrique ce qui induit les relations suivantes :

$$\frac{\nu_{RT}}{E_R} = \frac{\nu_{TR}}{E_R}, \quad \frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_T}, \quad \frac{\nu_{RL}}{E_L} = \frac{\nu_{LR}}{E_L} \quad (\text{I.10})$$

Les valeurs des constantes de rigidité varient beaucoup d'une essence à une autre et demeurent délicates à établir, si bien que les données disponibles sont relativement rares. Néanmoins, les ratios entre ces différentes grandeurs restent globalement les mêmes quelle que soit la nature du bois considéré.

Le Tableau I.1, issu de la norme NF-EN-338, recense les classes de résistances utilisées actuellement dans le dimensionnement d'éléments de structure dans le cas de bois massif résineux et peupliers (avec l'indice C pour les conifères).

Tableau I.1 : Classes de résistance définies dans le cas des résineux et peupliers (NF-EN-338)

	Classe	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Propriétés de résistance en N/mm²													
Flexion	$f_{m,0,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Propriétés de rigidité en kN/mm²													
Module d'élasticité moyen en flexion axiale	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
Module d'élasticité caractéristique à 5% d'exclusion en flexion axiale	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Module d'élasticité transversal moyen	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Module de cisaillement moyen	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Masse volumique en kg/m³													
Masse volumique caractéristique à 5% d'exclusion	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Masse volumique moyenne	ρ_{mean}	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520
NOTE 1 Les valeurs données ci-dessus pour la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité caractéristique en flexion, le module d'élasticité transversal moyen et le module de cisaillement moyen ont été calculées au moyen des équations données dans l'EN 384.													
NOTE 2 Les valeurs de résistance à la traction sont estimées de façon sécuritaire dans la mesure où le classement est effectué à partir de la résistance en flexion.													
NOTE 3 Les propriétés disposées dans le tableau sont compatibles avec des bois présentant une teneur en humidité correspondant à une température de 20 °C et une humidité relative de 65 %, ce qui correspond à une teneur en humidité de 12 % pour la plupart des essences.													
NOTE 4 Les valeurs caractéristiques de résistance au cisaillement sont données pour du bois sans fissures, selon l'EN 408.													
NOTE 5 Ces classes peuvent également être utilisées pour des bois feuillus présentant un profil de résistance et de masse volumique similaire, tels que par exemple le peuplier ou le châtaignier.													
NOTE 6 La résistance de flexion à chant peut aussi être utilisée dans le cas de la flexion à plat.													

[GUI 1978] fournit une synthèse et une étude statistique de ces différentes constantes ou des ratios qui les relient, pour des essences résineuses sans défaut avec différentes masses volumiques (voir Tableau I.2 à I.4). Ces estimations sont issues de nombreuses références dans la littérature où des essais de caractérisation de compression, traction et flexion à petite échelle ont été effectués. Le pin douglas est le plus utilisé dans le domaine de la construction en France et sera utilisé dans notre étude.

Selon le mode de sollicitation et la direction d'orthotropie du matériau, le comportement mécanique à la rupture de ce matériau sera différent. En compression, la limite élastique est rapidement atteinte avec un comportement endommageable, jusqu'à aboutir à une valeur ultime où la rupture sera alors ductile. En traction en revanche, la limite élastique est plus importante et la rupture est brutale (comportement fragile).

Les bois non classés sont éliminés lors du classement visuel à cause des défauts comme les nœuds, les poches de résine et d'autres. Tenant compte de la grande variabilité des résistances de bois, ces lots de bois non classés sont généralement utilisés pour des usages secondaires comme les planches de coffrage par exemple. Ils peuvent atteindre parfois des résistances en flexion très importantes pouvant dépasser 50 MPa.

Tableau I.2 : Ordres de grandeur et ratios des modules d'élasticité (en MPa) des bois résineux [GUI 1978]

Essences étudiées	MV	E _L	E _R	E _T	E _L /E _R	E _L /E _T	E _R /E _T	
Résineux	Épinette sp.	500	17000	830	650	20	26	1,3
	Pin sp.	540	16600	1120	580	15	29	2
	Mélèze	440	11700	923	759	13	15	1,2
	Thuya occidentale	260	3540	649	287	5	12	2
	Moyenne*	415	11700	915	571	13	20	2

Tableau I.3 : Ordres de grandeur et ratios des modules de cisaillement (en MPa) des bois résineux [GUI 1978]

Essences étudiées	MV	G _{LR}	G _{LT}	G _{RT}	E _L	G _{LR} /G _{LT}	G _{LR} /G _{RT}	G _{LT} /G _{RT}	E _L /G _{LR}	
Résineux	Épinette sp.	500	870	640	40	17000	1,4	22	16	20
	Pin sp.	540	1780	680	70	16600	3	25	10	9
	Mélèze	440	737	812	80	11700	1	9	10	16
	Thuya occidentale	260	746	663	53	3540	1,1	14	13	5
	Moyenne*	415	772	713	76	11700	1,1	10	9	15

Tableau I.4 : Ordres de grandeur des masses volumiques (en kg/m³) et des coefficients de Poisson des bois résineux [GUI 1978]

Essences étudiées	MV	ν_{TR}	ν_{TL}	ν_{RL}	ν_{RT}	ν_{LR}	ν_{LT}	
Résineux	Épinette sp.	500	0,337	0,021	0,018	0,430	0,374	0,561
	Pin sp.	540	0,314	0,016	0,031	0,605	0,465	0,449
	Mélèze	440	0,336	0,018	0,028	0,408	0,355	0,275
	Thuya occidentale	260	0,273	0,028	0,062	0,618	0,337	0,340
	Moyenne*	415	0,304	0,021	0,030	0,487	0,382	0,430

I. 2. c. iv. Limitation du bois massif

Sur le bois de structure, il existe différentes singularités de croissance, défauts de sciage et altérations biologiques qui peuvent affaiblir la résistance des composants structurels. En plus de ces défauts, les nœuds de croissance sont les paramètres les plus influents sur les résistances des éléments structurels. Le nœud entraîne une déviation du fil (fibres) du bois dans le plan circonférentiel par rapport à la direction longitudinale de l'arbre. [GRA 2014] a remarqué à partir de tests sur des échantillons de bois que les résultats obtenus sur les champs de déformations ou pour les contraintes longitudinales sont les plus préjudiciables lorsque le nœud est tangent au bord. Il atteint son effet maximal lorsque le nœud est coupé.

D'autre part, le bois présente une grande variabilité, comme montré dans plusieurs études [GUI 1978], [GRA 2014]. Les échantillons d'une même essence de bois issu du même arbre peuvent avoir des caractéristiques et des résistances très variables, ce qui nous oblige toujours à utiliser des coefficients de sécurité importants pour le dimensionnement.

Les bois de construction sont généralement de longueur moyenne entre 3.5 et 5.5 m. Le douglas est connu pour ses très bonnes propriétés mécaniques, ce qui lui permet d'être le bois numéro 1 utilisé pour la construction en France [DOU 2012]. Ces longueurs nous limitent dans les longueurs des poutres hybrides étudiées car les aboutages longitudinaux sont à éviter pour des raisons esthétiques, mécaniques et économiques.

L'utilisation du bois dans la construction des bâtiments est plus compétitive aujourd'hui grâce aux économies d'échelles qu'apporte la massification de la demande. Le bois lui-même n'est pas forcément plus cher que les autres matériaux de construction à condition de ne pas lui imposer une architecture exceptionnelle. Par ailleurs, la construction bois fait partie des solutions qui peuvent être industrialisées facilement.

Le bois est par nature un matériau renouvelable qui capture le carbone présent dans l'atmosphère. L'utilisation de produits et systèmes constructifs bois permet aux constructions qui les mettent en œuvre de réduire leur émission de gaz à effet de serre sur l'ensemble de leur cycle de vie, et de stocker du carbone sur le long terme. De plus, les chiffres de la Fédération Nationale du Bois indiquent que 37,5 millions de m³ de bois sont récoltés par an soit moins de 50% de la production annuelle de la forêt française (qui vaut plus que 90 millions de m³), ce qui n'implique aucun risque sur la disponibilité du matériaux bois [DOU 2012].

I. 3. Structures mixtes

Les structures mixtes sont l'association mécanique de deux ou plusieurs matériaux de nature et propriétés différentes, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux et qui permet d'accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément hybride ainsi constitué. Les nombreux avantages structuraux et économiques qui peuvent être tirés de cette association ont été parmi les principaux facteurs qui ont permis le développement de ce type de structures aussi bien dans le bâtiment que dans les ouvrages d'art. Ainsi, on retrouve actuellement de nombreuses applications des structures mixtes comme les poutres acier – béton ou bois-béton. Les structures GFRP - béton, GFRP - bois ou acier - bois sont plus récentes et en cours de développement.

I. 3. a. Structures mixtes acier – béton

L'idée de la construction mixte provient d'une réflexion sur l'optimisation des matériaux dans un élément de structure. En effet, les porteurs horizontaux, généralement soumis à de la flexion simple, subissent des contraintes de traction en fibre inférieure et des contraintes de compression en fibre supérieure. Le béton possédant une très mauvaise résistance à la traction, il a donc été nécessaire de l'associer avec d'autres matériaux afin de lui permettre de fonctionner en flexion.

La construction mixte acier-béton s'est démocratisée dans deux usages principaux : les ouvrages d'art et les immeubles (figures I.12 et I.13). Il existe des nombreux exemples de ponts conçus en construction mixte. La solution mixte permet d'obtenir des portées importantes qui sont compétitives pour des ouvrages de 40 à 120 m de portée. Les dalles mixtes sont particulièrement utilisées pour les bâtiments dans lesquels de grands espaces libres de tout poteau sont nécessaires. On les retrouve généralement dans les tours ou immeubles de bureaux, les centres commerciaux, les parkings ou encore les bâtiments anciens après réhabilitation.

Dans le cas des poutres mixtes, les dalles de béton sont coulées sur les profilés en acier et liées par des connecteurs (goujons) pour le transfert des efforts internes de cisaillement entre le profilé et la dalle. La section mixte typique est alors constituée d'un profilé métallique et de la dalle en béton armé avec des barres de ferrailage placées dans le sens longitudinal et transversal et de connecteurs. Ces sections sont courants au niveau réglementaire dans l'Eurocode 4.



Figure I.12 : Pont Goolwa, profilés métalliques avec dalle en béton armé

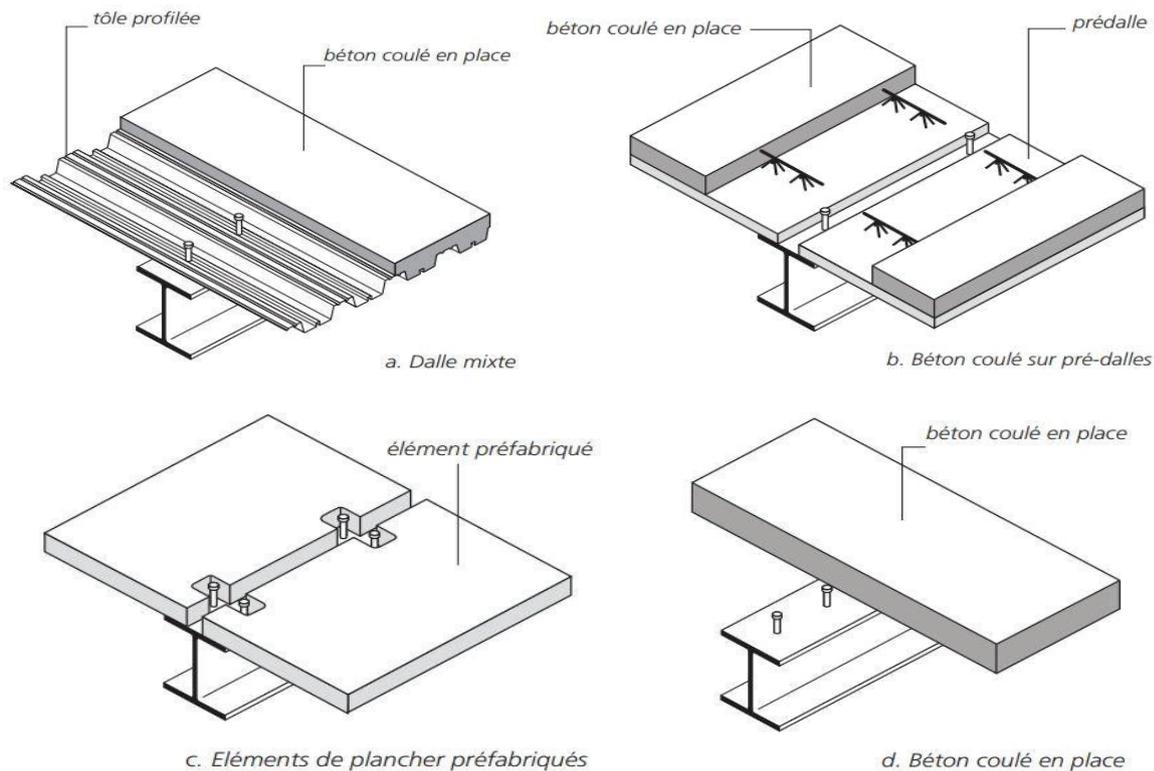


Figure I.13 : Divers types de planchers dans les poutres mixtes [INF 1994]

La partie en béton d'une poutre mixte, appelée communément "dalle", fait généralement partie intégrante d'un plancher en béton ; elle intervient dans le comportement de la poutre par une largeur limitée dite "largeur participante" ou encore "largeur collaborante". En pratique, ce plancher peut être de l'un des types suivants : un plancher mixte obtenu en coulant le béton sur une tôle profilée qui assure successivement le rôle de coffrage et celui d'armature inférieure, un plancher en béton coulé en place sur prédalles, un plancher constitué d'éléments préfabriqués (hourdis) en béton, un plancher en béton coulé en place sur coffrage traditionnel.

L'un des points les plus avantageux d'un tel assemblage est d'obtenir une rigidité flexionnelle beaucoup plus importante et de limiter l'instabilité de déversement des profilés métalliques.

I. 3. b. Structures mixtes bois-béton

Les structures mixtes bois-béton, courantes en réhabilitation mais émergentes dans les ponts et les bâtiments multi-étages, permettent d'optimiser plusieurs performances structurales telles que la rigidité et la capacité portante, le comportement vibratoire, l'isolation acoustique, la durabilité et l'impact environnemental par rapport à des solutions techniques en béton armé.

La dalle en béton protège les poutres en bois des fuites d'eau tout en améliorant la durabilité structurale. La Figure I.14 montre un exemple récent de structures composites réalisées en Suisse associant le bois et en un béton spécial appelé béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) qui, en garantissant une imperméabilité accrue, protège la structure de bois et confère une durée de vie plus longue.



Figure I.14 : structure en bois-BFUP en Suisse (passerelle à Grindelwald)

L'industrie de la construction canadienne utilise déjà une chape en béton sur les planchers en bois pour les bâtiments multi-étages pour améliorer l'isolation acoustique et les vibrations. Toutefois, cette chape de béton est considérée simplement comme un « poids », car elle n'est pas connectée au plancher en bois.

Pour obtenir un comportement hybride entre les poutres en bois et la dalle en béton, il faut les connecter. Plusieurs moyens ont été étudiés dans la littérature, soit par des connecteurs locaux ou par collage [PHA 2007].

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement des poutres bois-béton en flexion [BRU 2002] et [PHA 2007]. Ils ont remarqué que les poutres bois-béton collées présentent un comportement plus rigide que celle connectées par des ancrages mécaniques. Ceci vient du fait que la répartition des contraintes est plus uniforme dans le joint de colle. La raideur, est un point très important pour les porteurs horizontaux puisque dans le cadre des constructions bois, la flèche est souvent l'élément dimensionnant des planchers à l'Eurocode aux états limites de service. Plus la raideur sera élevée et moins les déplacements seront importants.

[AUG 2019] ont travaillé sur les planchers bois-béton collés dans le cadre du projet Hybridal afin d'étudier leur comportement mécanique en flexion à court terme (Figure I.15). Un modèle analytique basé sur une procédure non linéaire itérative a été développé pour prédire la rupture de la structure composite en incluant les caractéristiques de chaque matériau. Les résultats ont montré une réponse structurelle très satisfaisant avec une augmentation importante de la résistance et de la rigidité par rapport à une structure équivalente en bois. Cette hybridation s'est avérée être une bonne alternative à la structure conventionnelle en bois.

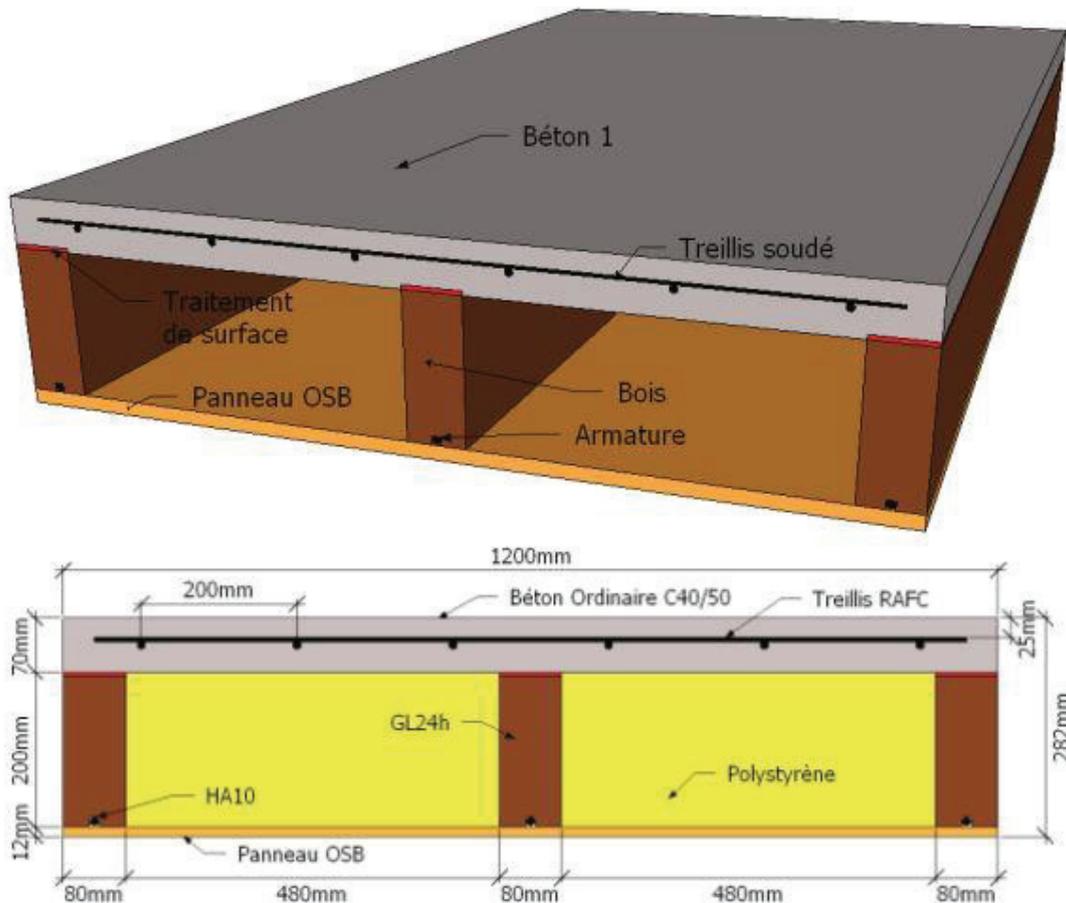


Figure I.15 : Plancher bois-béton testé en flexion [AUG 2019]

I. 3. c. Structures mixtes composite GFRP - béton

La nature orthotrope, la grande flexibilité ou l'instabilité mécanique des profilés pultrudés en fibres de verres constituent des difficultés qui limitent l'exploitation de leurs caractéristiques. Pour résoudre ce problème, des chercheurs ont proposé d'associer ces profilés avec du béton pour créer des éléments hybrides plus rigides permettant de résister à l'instabilité du GFRP seul imitant ainsi la construction mixte acier-béton. Plusieurs procédés de connexion par boulonnage ou collage ont été testés.

[COR 2007 b] [GON 2013] ont étudié des poutres hybrides GFRP-béton, avec deux types de connexion par boulonnage et par collage. Ces poutres ont été testées en flexion 3 et 4 points. Les auteurs ont observé que les poutres avec connexion par boulonnage ont rompu par compression du béton suivie d'un voilement du profilé. Pour les poutres connectées par collage, la ruine des poutres a eu lieu par un cisaillement à l'interface béton/GFRP ou à la jonction âme-semelle.

[KOA 2017] ont étudié des poutres mixtes GFRP – béton en flexion présentant 3 modes de connexion différents : le boulonnage, le collage et une connexion mixte collage / boulonnage, Cette étude confirme l'intérêt d'associer un profilé composite pultrudé avec une dalle en béton armé pour former des éléments porteurs performants (Figure I.16). Elle a permis de montrer

que sur le plan mécanique, la connexion par boulons s'avère plus efficace que le collage pur pour les éléments fléchis car elle permet d'exploiter pleinement la résistance de la dalle en béton armé.

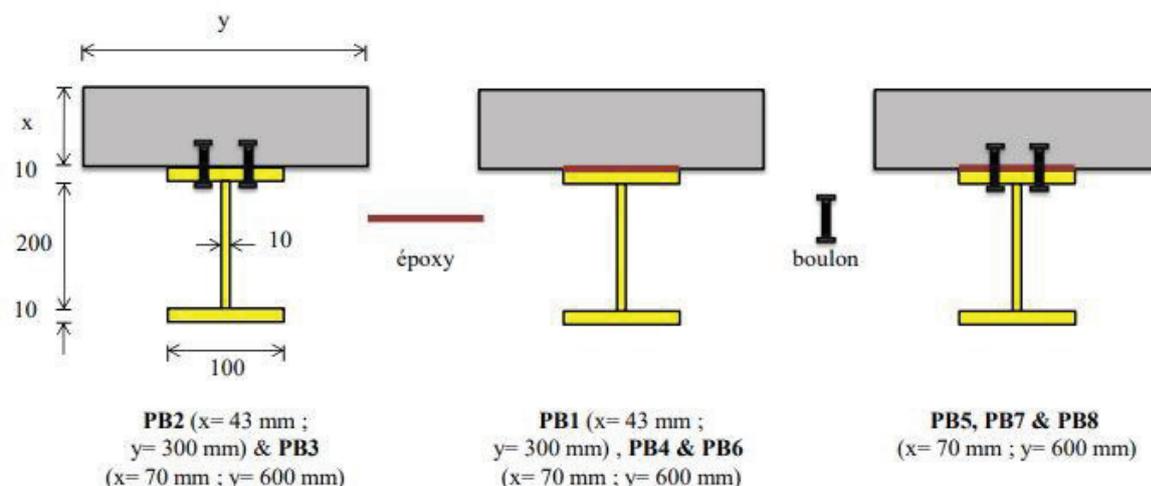


Figure I.16 : Configurations des poutres GFRP-béton testées par [KOA 2017]

Par ailleurs, [ALA 2018] ont étudié la durabilité des assemblages FRP / béton collés. Les effets de l'humidité et de la température sur l'adhésif sous forme massive et sur l'assemblage structural de type béton / pultrudé GFRP ont été étudiés par la réalisation d'essais de vieillissement accélérés afin d'évaluer la dégradation et l'endommagement des propriétés des joints d'adhésif engendrés par le vieillissement accéléré. Les auteurs ont remarqué que le vieillissement hygrothermique de l'adhésif massif induit par la propagation de l'eau au sein de l'adhésif, entraîne une modification significative de ses propriétés mécaniques au cours du vieillissement. Une augmentation de la déformation à rupture avec une dégradation du module d'Young et une contrainte ultime quasiment constante ont été observées pour toutes les durées d'immersion étudiées en raison des phénomènes de plastification et d'hydrolyse.

I. 3. d. Structures mixtes acier – bois

Les poutres mixtes acier-bois sont assemblées d'une manière différente. La première génération de ces poutres, appelées « Fitch Beam », consiste à un assemblage d'une plaque d'acier au milieu de deux lamelles de bois assemblées par boulonnage. L'acier vient en complément pour renforcer le bois.

L'objectif de l'étude effectuée par [TSA 2018] est d'établir une modélisation des poutres acier - bois assemblées par des matériaux locaux et de déterminer leur rigidité initiale, ainsi que la résistance lorsque la flèche dépasse 1/360 de la portée (figure I.17).

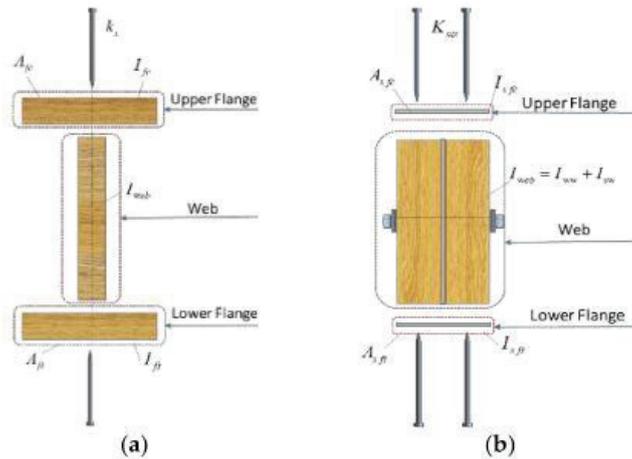


Figure I.17 : (a) Poutre Bois ; (b) poutre acier – bois [TSA 2018]

Dans cette modélisation, les auteurs ont considéré la poutre assemblée comme une poutre I en bois où les semelles sont clouées sur l'âme, et que l'âme en bois présente le cœur de la poutre hybride.

Plusieurs sections ont été testées en flexion 4 points et comparées avec les résultats de la modélisation (figures I.18 et I.19). Ils ont remarqué que la différence entre les résultats expérimentaux et les résultats de la modélisation étaient inférieurs à 10 % si une connexion par clou (type C) au niveau de la semelle était appliquée. Cependant, les écarts ont atteint 26% et 24% dans les poutres acier-bois sans connexion de l'âme (types D et E).

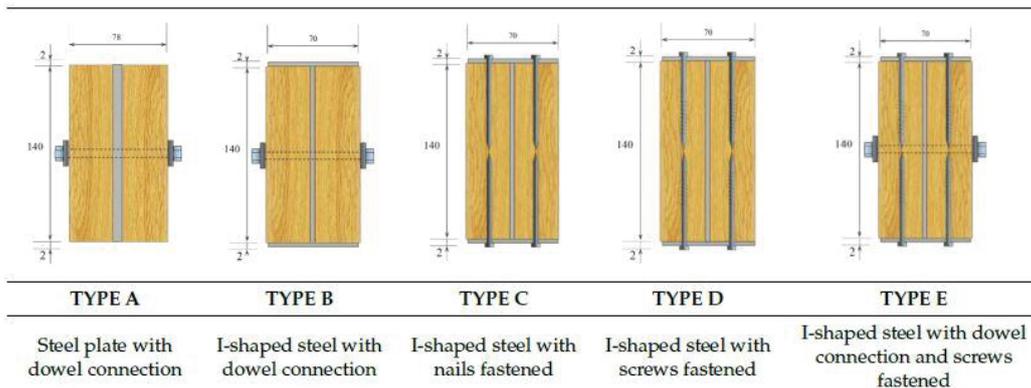


Figure I.18 : Section des poutres hybrides testées [TSA 2018]

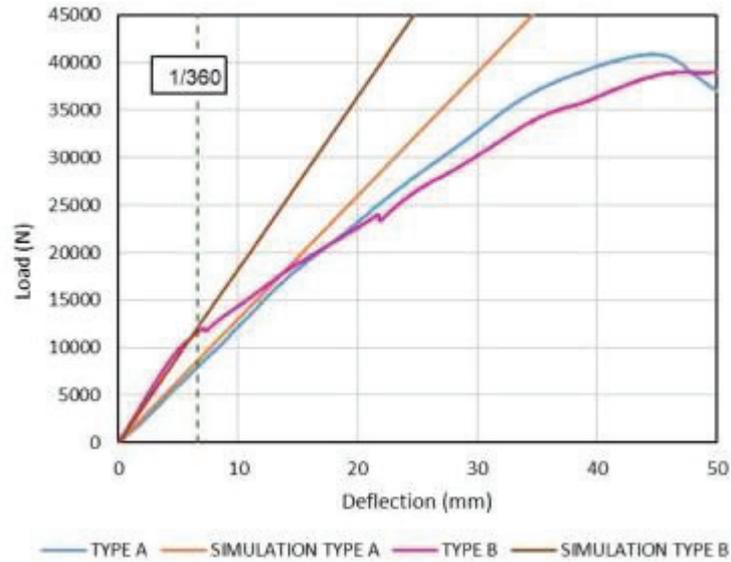


Figure I.19 : influence du facteur de forme sur le comportement [TSA 2018]

D'autres études effectuées par [HSU 2016] ont cherché à développer et valider une approche pour l'estimation de la capacité portante des poutres hybrides acier - bois par une méthode de calcul linéaire (Figure I.20).

Comme suggéré par la NAHB (National Association of Home Builder), le modèle consiste à limiter la flèche au 1/360^{ème} de la portée.

Ce travail est basé sur la capacité maximale de la poutre qui dépend de la flèche maximale. Celle-ci doit être à la fois plus petite que la flèche du bois seul (I.11) ou que celle de l'acier seul (I.12) :

$$q \leq \frac{384 E_w I_w (1 + 1 + \alpha \times \frac{b(h+t)^3 - (b - \frac{t}{2})h^3}{bh^3})}{1800L^3} \quad (I.11)$$

$$q \leq \frac{384 E_s I_s (1 + 1 + \alpha \times \frac{b(h+t)^3 - (b - \frac{t}{2})h^3}{bh^3})}{1800L^3 (\alpha \times \frac{b(h+t)^3 - (b - \frac{t}{2})h^3}{bh^3})} \quad (I.12)$$

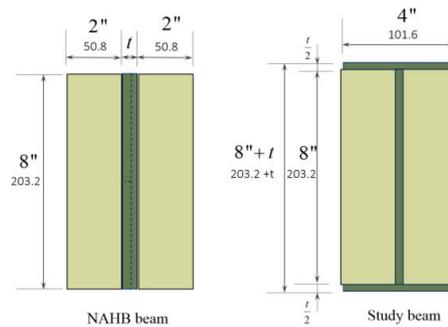


Figure I.20 : dimensions des poutres hybrides utilisées [HSU 2016]

Les résultats ont montré que la section I affiche une efficacité de travail plus élevée que la section rectangulaire. De plus, plus l'épaisseur de l'acier est importante, plus la capacité de charge est élevée.

Une autre étude associant le bois et l'acier a été menée par [JUR 2017]. Les auteurs ont étudié le comportement mécanique des structures mixtes acier-bois, en particulier l'efficacité du bois pour retarder les instabilités des poutres en acier. Les poutres en bois étaient boulonnées au profilé d'acier au niveau de l'âme. La figure I.21 montre les différentes configurations étudiées. Au total, 13 poutres différentes ont été testées en flexion 3 points jusqu'à la ruine, avec différentes densités de connections.

Les résultats ont permis de quantifier l'apport du bois sur la capacité portante des poutres hybrides. Il ressort que la présence des trous d'assemblage dans les éléments constitutifs n'a quasiment aucune influence sur leur comportement. De plus, la présence du bois permet de différer voire de supprimer le déversement observé sur le profilé métallique seul. Enfin, l'effet bénéfique du bois dépend principalement de la géométrie du profilé en acier (figure I.22). Par exemple, il est modeste dans le cas d'une section en I (poutre SW8) mais peut permettre une augmentation de capacité portante d'environ 80 % dans le cas d'une section en T (poutre SW3).

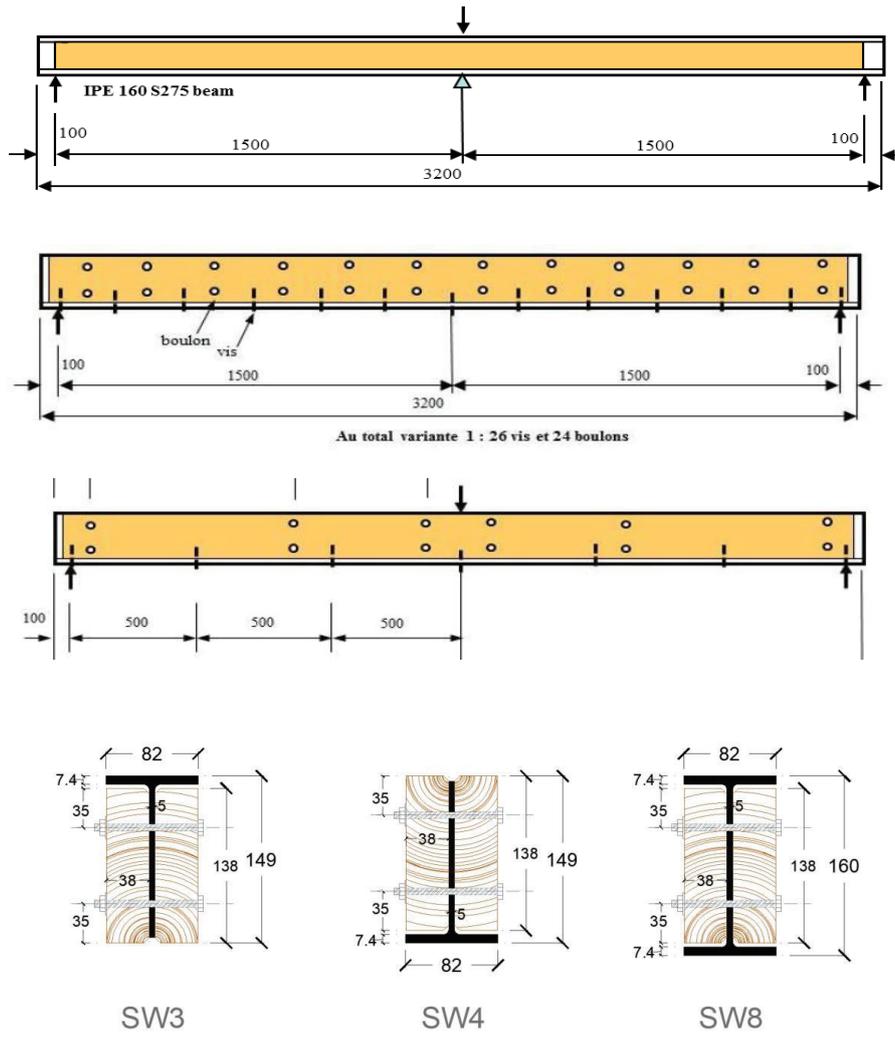
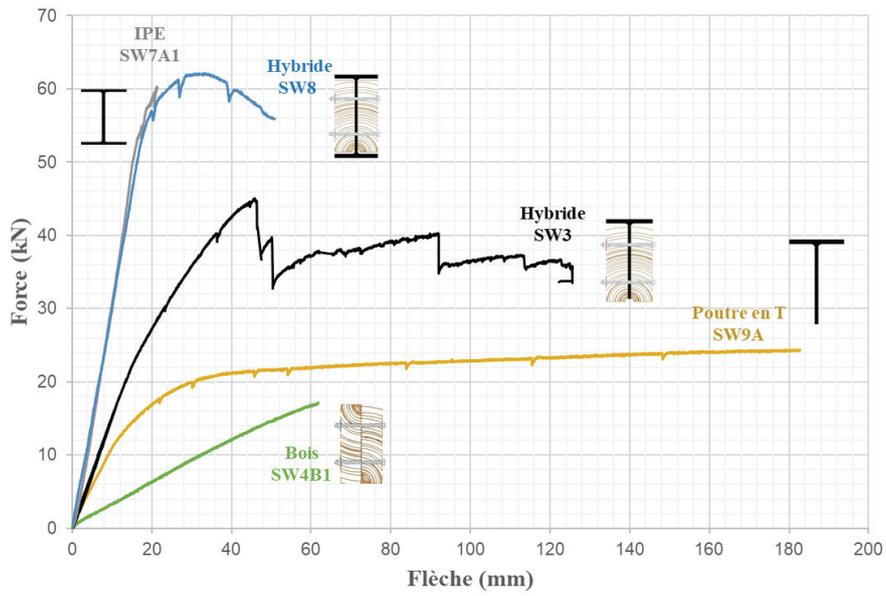


Figure I.21 : Les différentes densités de connexion entre les poutres et leurs sections étudiées [JUR 2017]

Force en fonction des flèches poutres hybride acier-bois



Flèches poutre T hybride SW4 et ses composants

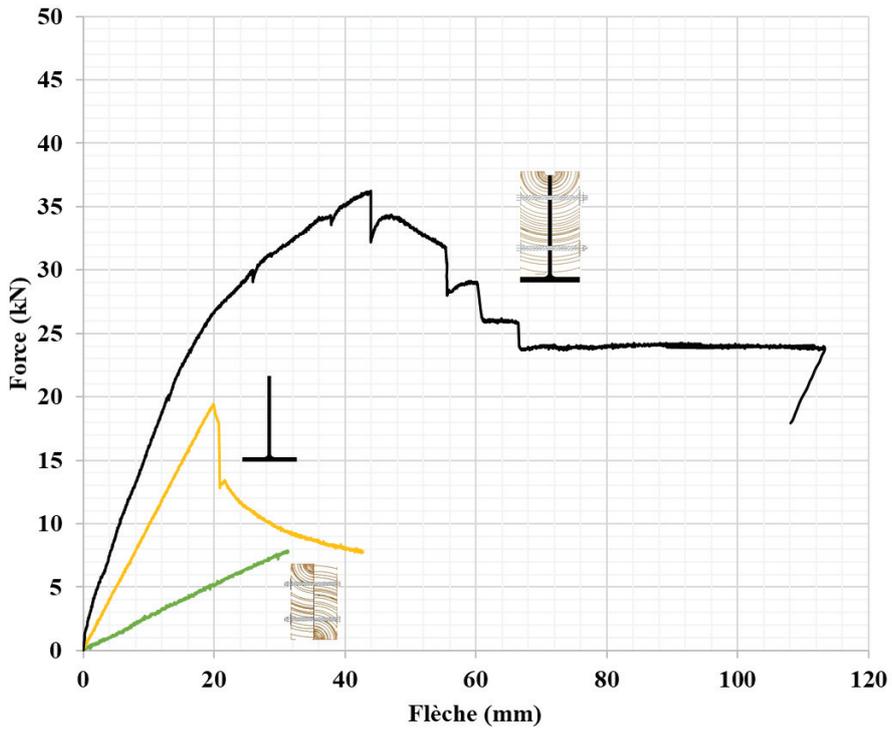


Figure I.22: Comportement en flexion des poutres hybrides acier-bois et leurs composants [JUR2017]

I. 3. e. Structures mixtes composite GFRP – bois

Dans la littérature, la plupart des études de poutre hybride GFRP - bois considèrent que les matériaux composites viennent renforcer le bois. [LAN 2013] ont créé une section hybride composée de bois et de lamelles GFRP en visant l'amélioration des propriétés élastiques limitées du bois. L'objectif principal est de réaliser une étude expérimentale sur la solution technique représentée par l'association de ces deux matériaux.

Dans le cadre de ce programme expérimental, l'essai de flexion 4 points des éléments de structure de type poutre en bois est réalisé en considérant deux types de sections : la première étant composée par l'assemblage de trois planches de bois de 24x90x1800 mm³ à l'aide de vis nommé poutre CTB, (Figure I.24) et la seconde, de section hybride bois/GFRP, ayant le même nombre de planches de bois que la poutre « tout bois » ci-dessus, assemblées avec des lamelles de 3x90x1800 mm de GFRP interposées avec deux et trois couches de GFRP dénommée poutre HTB1 et HTB2. La Figure I.23 montre le procédé de fabrication des poutres hybrides.

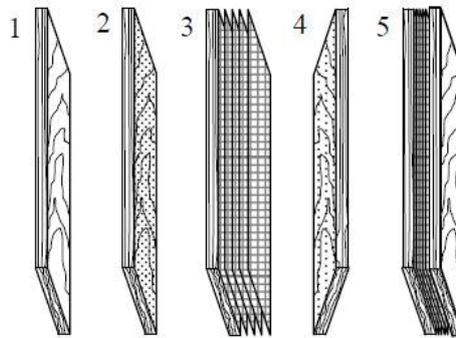


Figure I.23 : étapes successives pour obtenir les sections hybrides bois-composite étudiées [LAN 2013]

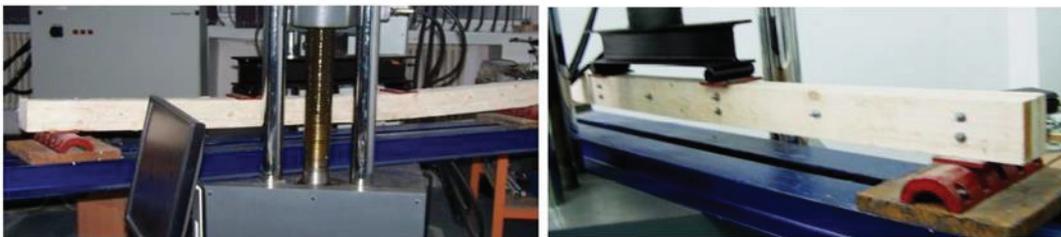


Figure I.24 : Flexion 4 points de la poutre hybride [LAN 2013]

Il convient de mentionner que ces poutres hybrides ne peuvent être produites que dans des conditions de laboratoire. L'environnement de travail doit respecter la température intérieure de 20 ± 2 °C et l'humidité relative de l'air de 35 %.

Dans la partie AB des courbes de la Figure I.25, on remarque que l'élément a eu un comportement élasto-plastique, le point B marquant la fracture de la deuxième pièce de bois ainsi que le détachement des lamelles de GFRP dans la zone du moment de flexion maximum.

La capacité portante dans les parties 0 jusqu'au C, où les éléments en bois et GFRP travaillent ensemble, le déplacement a augmenté de 21% et la déformation totale est diminuée de 38%.

En comparant la capacité de charge finale des poutres, on constate que la capacité portante est augmentée de 40% et le déplacement final est réduite de 6% seulement (point D sur les diagrammes).

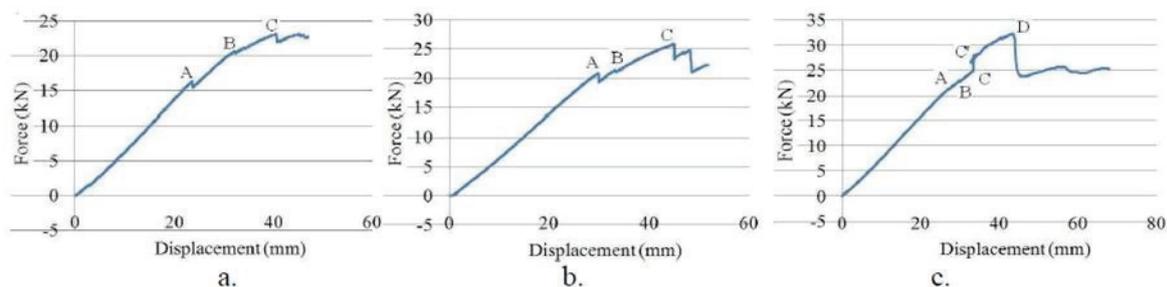


Figure I.25 : Courbe force-déplacement pour les essais 4 points de flexion : a. Poutre CTB (bois seul) ; b. poutre HTB1 c. poutre HTB2 [LAN 2013]

[COR 2007 a] ont effectué un programme expérimental basé sur une configuration d'essai de flexion quatre et trois points pour mesurer la rigidité et la résistance en flexion des poutres en bois renforcées par des éléments GFRP pultrudés (Figure I.26).

Une série d'expériences a été réalisée sur 13 poutres en bois afin d'analyser les améliorations des caractéristiques de rigidité et de résistance à la flexion résultant du renforcement par le composite pultrudé.

Le renforcement des poutres a été effectué à l'aide de neuf éléments pultrudés GFRP de 2500 mm de longueur : cinq de type H (assemblage de deux poutres C) et quatre de type I. Chaque élément pultrudé, d'une longueur de 2500 mm, a été centré et connecté par collage et par des vis sur une poutre en bois de 3050 mm de long.



Figure I.26 : Poutres hybrides en bois renforcées par GFRP [COR 2007 a]

Une comparaison directe des mesures prises sur la même poutre en bois avant et après le renforcement met en évidence une augmentation significative de la rigidité en flexion après l'application de l'élément pultrudé (Figure I.27).

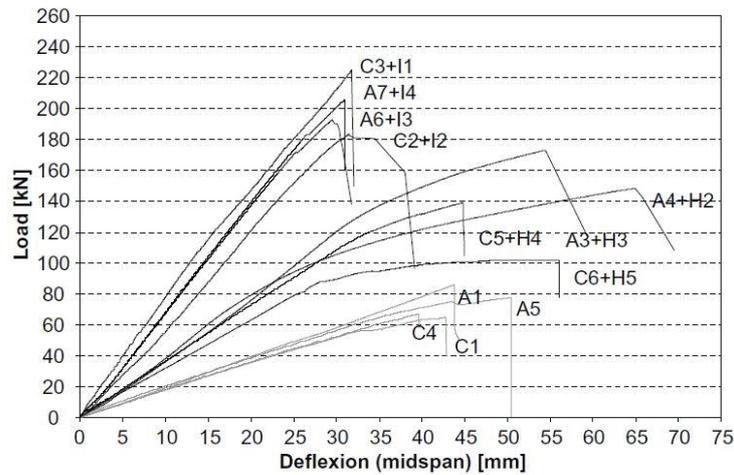


Figure I.27 : Résultats d'essais de flexion effectués sur des poutres bois renforcées et non renforcées [COR2007a]

Les mesures effectuées lors de ces essais ont montré une augmentation importante de la résistance et de la rigidité pour les poutres en châtaignier renforcées par des éléments pultrudés de type I (augmentation de P_{max} 208%). Un modèle théorique a été réalisé Figure I.28. Les valeurs expérimentales et numériques pour les poutres en châtaignier et en sapin renforcées par des éléments de type I sont similaires et l'écart mesure/calculs est de l'ordre de 10-20 % (Tableau I.5). En ce qui concerne le renforcement de type H, un comportement non linéaire a été observé pendant l'essai. Cette non-linéarité peut être due à la compression du bois et/ou à l'action composite imparfaite entre le bois et le FRP comme discuté ci-dessus, que le modèle linéaire-élastique ne peut pas prendre en compte.

Le renforcement des poutres bois par des poutre en I ou H en composite s'avèrent donc efficace sur le plan mécanique mais n'est pas très intéressante sur le plan pratique car elle augmente de façon importante la hauteur des poutres.

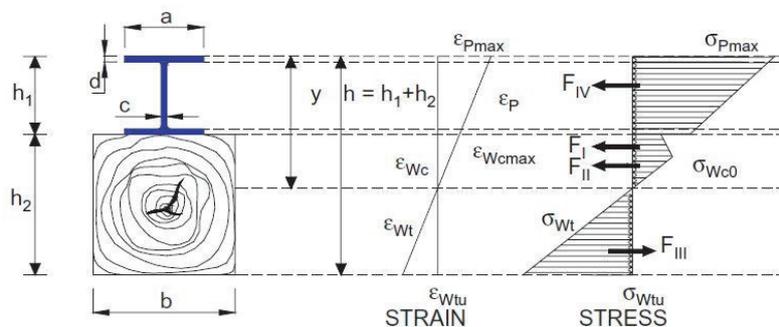


Figure I.28 : section de poutre hybride et analyse des contraintes [COR 2007 a]

Tableau I.5 : capacité portante des poutres entre expérimentales et numériques [COR 2007 a]

Experimental vs. numerical: capacity values			
No.	Reinforcement	Experimental P_{max} (kN)	Numerical P_{max} (kN)
C (chestnut wood)	I-type	204.3	159.4
A (fir wood)	I-type	199.4	190.6
C (chestnut wood)	H-type	119.5	96.1
A (fir wood)	H-type	160.7	111.5

Une autre forme de renforcement de bois a été étudiée par [SHE 2020]. Les poutres en bois ont été renforcées par des profilés pultrudés (GFRP), en forme de U et en forme de L, de longueur 1400 mm (Figure I.29). Les éléments GFRP ont été fixés par collage. Au total, 24 spécimens, dont 20 poutres renforcées et 4 poutres non renforcées (témoins), ont été soumis à des essais de flexion trois points. Le comportement en flexion des spécimens a été évalué de différentes manières : charge par rapport à leur portée moyenne, déplacement à mi-portée, charge ultime, rigidité, ductilité et capacité d'absorption d'énergie.

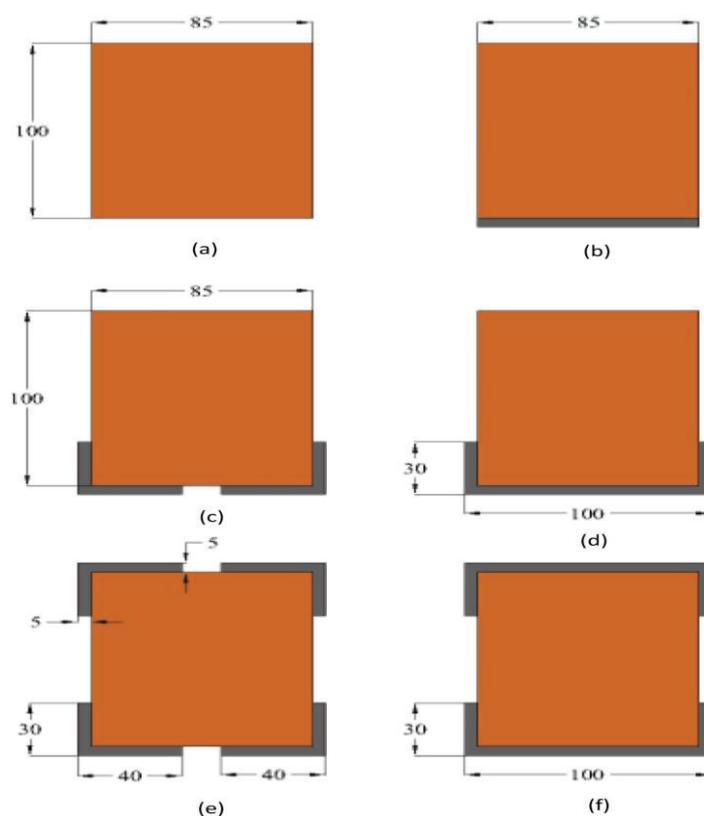


Figure I.29 : sections hybrides GFRP-Bois testées en flexion 3 points [SHE 2020]

Les résultats des tests ont permis de tirer plusieurs conclusions. Bien que toutes les poutres de référence aient montré une faible partie de comportement plastique, elles se sont rompues de manière brutale avec un comportement principalement fragile.

La rigidité initiale des spécimens renforcés a été améliorée de 59 % environ par rapport aux poutres seules (Figure I.30). La pente des courbes relatives aux spécimens renforcés dans leur partie élastique linéaire était inférieure à celle des poutres témoins.

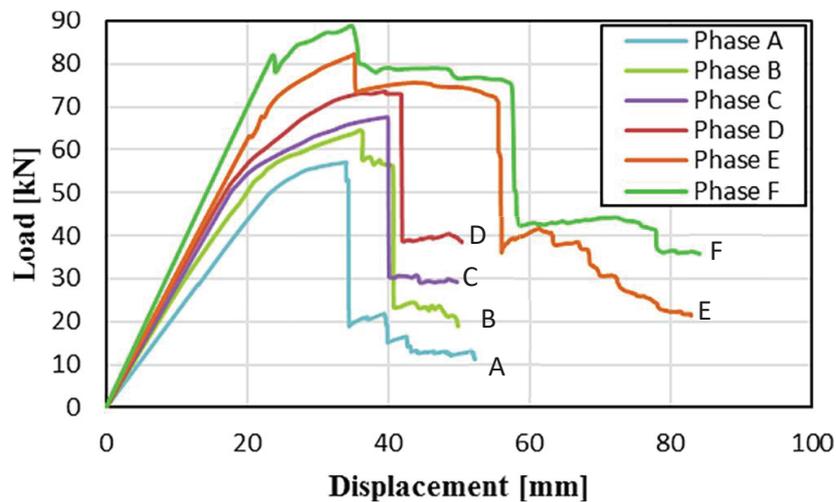


Figure I.30 : Courbes force-déplacement pour les spécimens testés [SHE 2020]

Les poutres en bois renforcées avec du GFRP pultrudé plat (b) ont subi un décollement prématuré pendant les essais (Figure I.31). Au contraire, dans les spécimens renforcés avec un profil GFRP en forme de U et de L (c, d, e, f), la force d'adhérence de l'adhésif était suffisante pour transférer les contraintes entre le bois et le profil GFRP sans subir de défaillance prématurée.



Figure I.31 : décollement du composite dans la poutre hybride [SHE 2020]

L'association du bois et de poutres en I en matériaux composites GFRP a fait l'objet de quelques travaux de prospectives au LMC2 en 2019 / 2020, [FED 2019] et [HAC2020]. Dans [FED2019], une campagne de flexion 4 points a été réalisée dans l'objectif initial de tester l'application du concept de renfort bois (étudié précédemment pour les poutres en acier) à des poutres GFRP. La section des poutres étudiées est montrée sur la Figure I.32. Deux poutres en bois Wo1 et Wo2 (deux poutres constituées de 2 planches en bois de 37 x 130 mm² testées selon l'axe fort) assemblées avec Co1 et Co2 (deux poutres composites en I acrylique testées selon l'axe fort) pour obtenir une poutre hybride HCW1.1 constituée de la poutre Co2 associée aux deux planches en bois de la poutres Wo2.

Dans le cadre du projet de [HAC 2019], une campagne dans la continuité de la campagne de [FED 2019] a été menée et visait à vérifier les résultats obtenus pour les 2 géométries initiales. Dans cette campagne 12 poutres ont été testées en flexion 4 points. Wo3, Wo4, Wo5, Wo6 et Wo7 sont les poutres bois constituées de 2 planches en bois 43 x 170 mm² testées selon l'axe fort, Co3 et Co4 sont des poutres composites en I polyester testées selon l'axe fort. De même, Co5 et Co6 sont des poutres composites constituées en double U associées, testées selon l'axe fort. Les poutres hybrides HCW2.1 et HCW3.1 sont formées de l'assemblage de ces poutres homogènes. Les résultats de ces essais ont montré un gain intéressant mais différent selon les géométries. Dans le cadre de cette thèse, ces résultats d'essais seront exploités sur le plan numérique et le concept sera étendu à d'autres géométries.

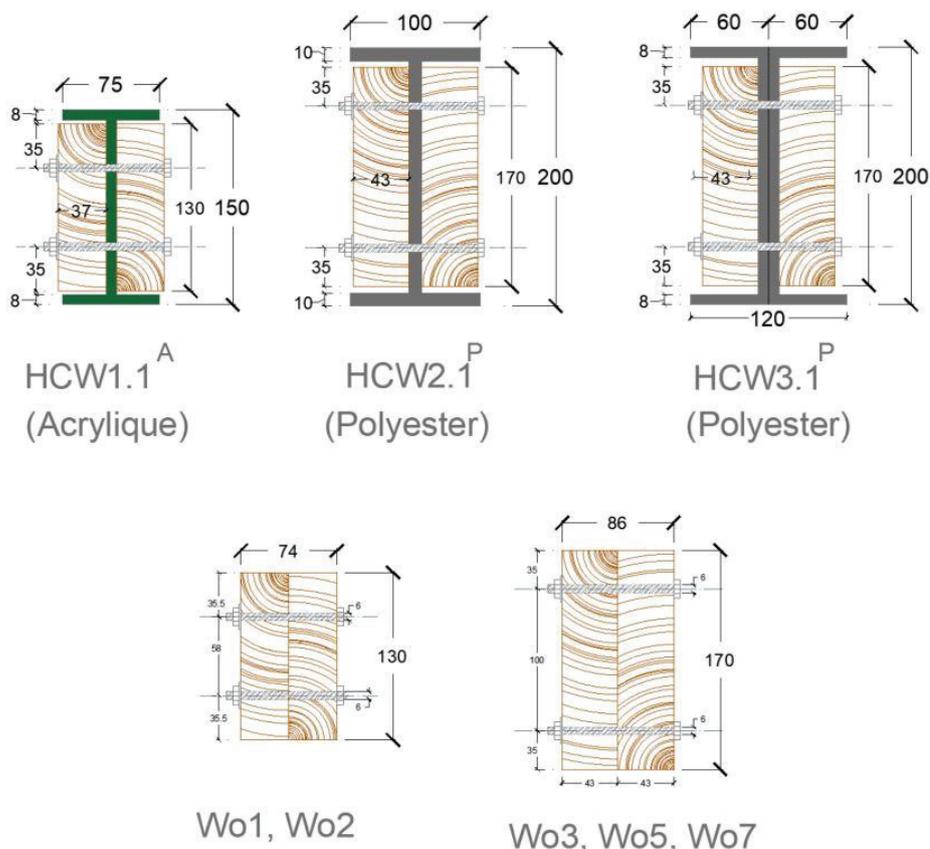


Figure I.32 : Sections des poutres hybrides et bois jumelés testées avant la thèse

I. 4. Comportement mécanique en torsion et déversement

I. 4. a. Torsion

Une poutre travaille en torsion lorsqu'elle est soumise à l'action de moments qui tendent à faire tourner ses sections droites autour de son axe longitudinal appelé axe de torsion. Cet axe rencontre le plan de chaque section droite en des points appelés centres de torsion de ces sections. On parle de torsion pure quand les éléments étudiés sont sollicités par des couples axés sur l'axe de torsion. Ces sollicitations comprennent les forces appliquées et les réactions. Après déformation, les sections droites restent planes et parallèles entre elles. Il n'existera alors dans ces sections que des contraintes tangentielles, quel que soit le mode de fixation des extrémités.

I. 4. a. i. Théorie de torsion

La théorie élémentaire de la torsion est limitée aux éléments circulaires et a été développée sur des hypothèses où la section doit être circulaire sans conicité et sans concentration de contraintes.

- **Poutre de section circulaire :**

La relation entre le moment de torsion appliqué T et l'angle de rotation Θ pour un élément circulaire est :

$$\theta = \frac{T \cdot L}{G \cdot J} \quad (\text{I. 13})$$

$$\tau_{max} = \frac{T \cdot r}{J} \quad (\text{I. 14}) \quad \text{avec}$$

- θ : angle de rotation [rad]
- T : moment de torsion appliqué
- L : longueur de l'extrémité fixe jusqu'à l'endroit de mesure de l'angle
- J : moment d'inertie polaire
 $J = \frac{1}{2} \pi r^4$
avec r le rayon de l'élément circulaire
- G : module de cisaillement du matériau
- τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale à la surface de la section

- **Poutre de section rectangulaire constituée d'un matériau isotrope :**

Afin de développer le comportement en torsion des sections non circulaires, Saint-Venant a émis les hypothèses suivantes : l'élément est droit et a une section transversale constante toute au long de la poutre (figure I.33). Chaque section transversale de l'élément tourne alors comme

un corps rigide autour de son axe de torsion et la rotation de chaque section transversale varie linéairement dans le sens longitudinal [KHO 2011].

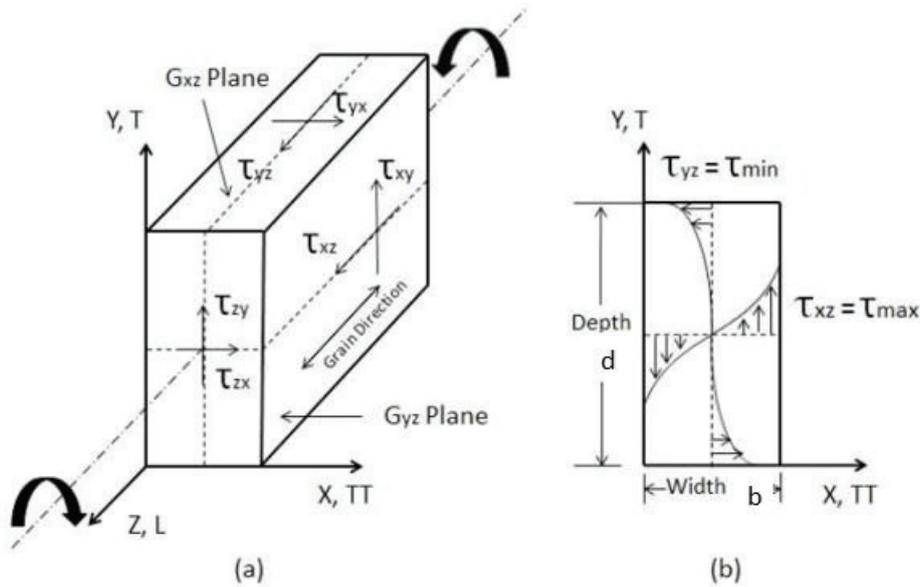


Figure I.33 : Contraintes de cisaillement due à la torsion d'une poutre rectangulaire [YAN 2012]

La relation entre l'angle et le moment de torsion est :

$$\theta = \frac{T.L}{G.d.b^3.K_1} \quad (I.15)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{max(coté\ long)} = \frac{T}{K_2.d.b^2} \quad (I.16)$$

$$\tau_{zx\ max(coté\ court)} = \eta\tau_{yz} \quad (I.17)$$

K_1 , K_2 et η sont des coefficients qui peuvent être obtenus selon le Tableau I.6.

Tableau I.6 : paramètres de torsion d'une section rectangulaire isotrope

d/b	1	1.5	2	2.5	3	4	6	10	∞
K_1	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.312	0.333
K_2	0.208	0.231	0.246	0.254	0.267	0.282	0.299	0.312	0.333
η	1.000	0.859	0.795	0.766	0.753	0.745	0.743	0.742	0.742

- **Poutre de section rectangulaire constituée d'un matériau orthotrope :**

Un matériau est anisotrope si son module d'élasticité et son module de cisaillement sont différents dans les différentes directions de l'espace. La propriété d'orthotropie signifie que les propriétés élastiques du matériau sont différentes dans ces trois directions orthogonales.

G_{LT} et G_{LR} sont respectivement les modules de cisaillement dans les plans Longitudinal-Tangentiel (LT) et Longitudinal-Radial (LR) (voir Figure I.34).

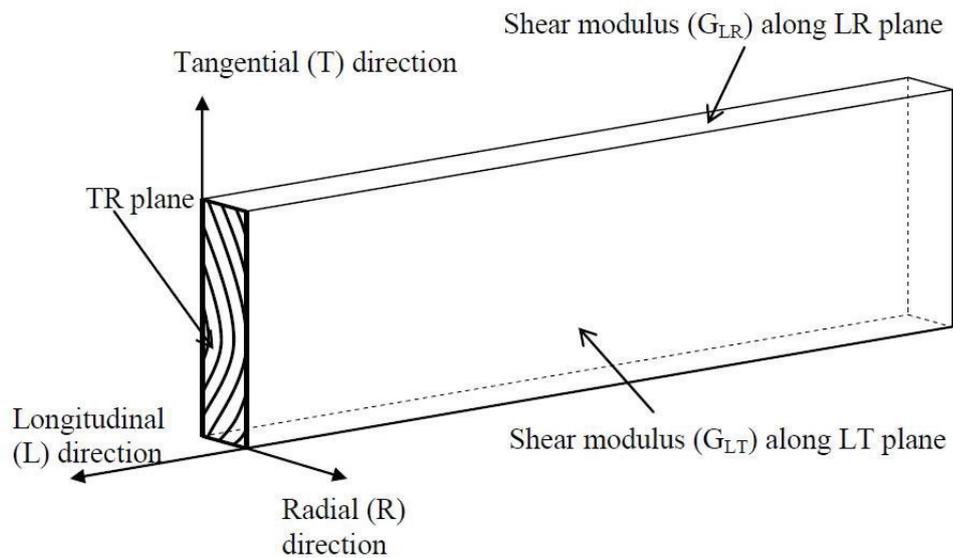


Figure I.34 : schéma d'une poutre orthotrope [KHO 2011]

La relation entre l'angle et le moment de torsion est :

$$\theta = \frac{T \cdot L}{G_{LT} \cdot d \cdot b^3 \cdot \beta} \quad (I.18)$$

$$\tau_{max(long\ coté)} = \frac{T \cdot K_{A2}}{d \cdot b^2 \left(\sqrt{\frac{G_{LT}}{G_{LR}}} \right)} \quad (I.19)$$

$$\tau_{max(court\ coté)} = \frac{T \cdot K_{A1}}{d \cdot b^2} \quad (I.20)$$

K_{A1} , K_{A2} et β sont des coefficients donnés dans le Tableau I.7.

Tableau I.7 : paramètres de torsion d'une section rectangulaire orthotrope

$\frac{d/b}{\sqrt{\frac{G_{LT}}{G_{LR}}}}$	β	K_{A1}	K_{A2}
1	0.141	4.803	4.803
2	0.229	4.065	3.232
5	0.291	3.430	2.548
10	0.312	3.202	2.379

- **Poutre à section ouverte :**

Les profils minces ouverts ont tendance à se déformer sous l'effet d'une action de torsion de façon particulière. Si le gauchissement est bloqué, seules les contraintes de torsion pures sont

présentes. Cependant, lorsque le gauchissement n'est pas bloqué, des contraintes de cisaillement directes supplémentaires ainsi que des contraintes longitudinales dues au gauchissement doivent également être prises en compte (figure I.35). Les contraintes de cisaillement de torsion pure, les contraintes de cisaillement et les contraintes normales dues au gauchissement sont toutes liées aux dérivées de la fonction de rotation [AISC 2003]. Nous avons :

$$T = T_{sv} + T_w \quad (I.21)$$

$$T = GI_{T_{sv}}\theta' - EI_w\theta''' \quad (I.22)$$

avec :

- T est le moment de torsion

- T_{sv} et T_w sont les moments de torsion de Saint-Venant et de gauchissement

- θ' et θ''' sont les dérivées du premier et troisième ordre de l'angle de torsion par rapport à l'axe longitudinal de la poutre

- $I_{T_{sv}}$ et I_w sont les moments d'inerties de Saint -Venant et de gauchissement

$$I_{T_{sv}} = \frac{2bt_f^3 + d_w t_w^3}{3} \quad (I.23)$$

$$I_w = \frac{I_z (h-t_f)^2}{4} \quad (I.24)$$

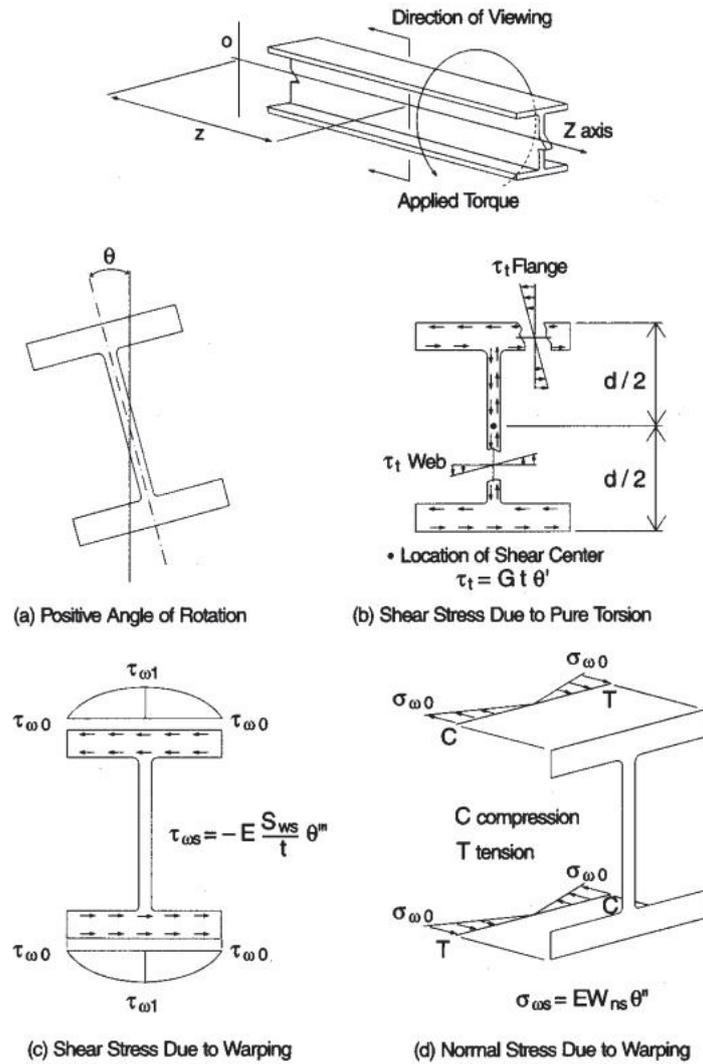


Figure I.35 : Contraintes dans un profilé en I en torsion [AISC 2003]

Alors :

$$\frac{T}{GI_{Tsv}} = \theta' - a^2 \theta''' \quad \text{avec} \quad a = \sqrt{\frac{EI_w}{GI_{Tsv}}} \quad (I.25)$$

Après résolution de cette équation différentielle on obtient [AISC 2003] :

$$\theta = A \sinh(x/a) + B \cosh(x/a) + Cx^3 + Dx^2 + Ex + F \quad (I.26)$$

Les paramètres de A à F dépendent des conditions aux limites, du chargement et des supports, x de la position de l'angle de rotation θ cherché et L la longueur de la poutre. L'expression de θ et de ses dérivées est donnée sur la Figure I.36 dans le cas d'une poutre encastree avec un moment de torsion à l'autre extrémité.

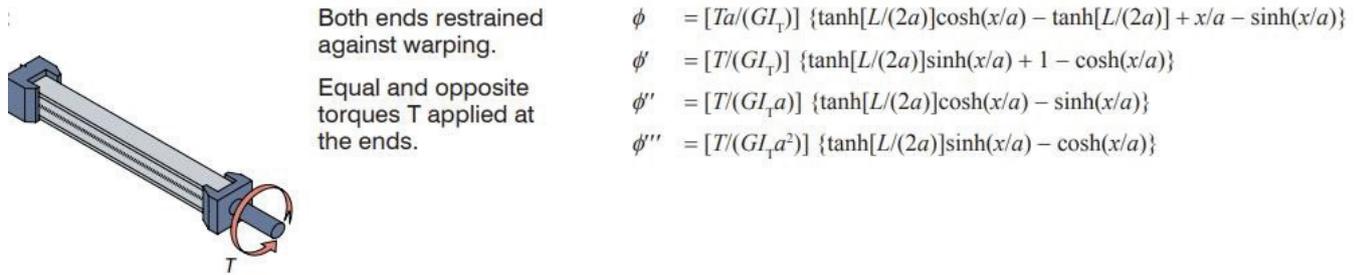


Figure I.36 : Solution de l'équation différentielle d'une poutre encastrée avec un moment de torsion à l'autre extrémité [WAY 1988]

I. 4. a. ii. Normes d'essais de torsion

ASTM D198 propose plusieurs méthodes d'essais de torsion dans le but d'évaluer le comportement des éléments structuraux en torsion.

- **Banc de flexion avec efforts déportés :**

Cette méthode consiste à utiliser le banc de flexion pour appliquer deux forces identiques et antagonistes de part et d'autre de la poutre comme montré dans la Figure I.37. Le corps d'épreuve doit être fixé symétriquement par rapport à l'axe longitudinal de la section transversale par deux plaques d'acier aux deux extrémités. L'ensemble de l'appareil permet au corps d'épreuve de recevoir un couple de forces égal pour imposer un moment de torsion aux deux extrémités et de mesurer les rotations.

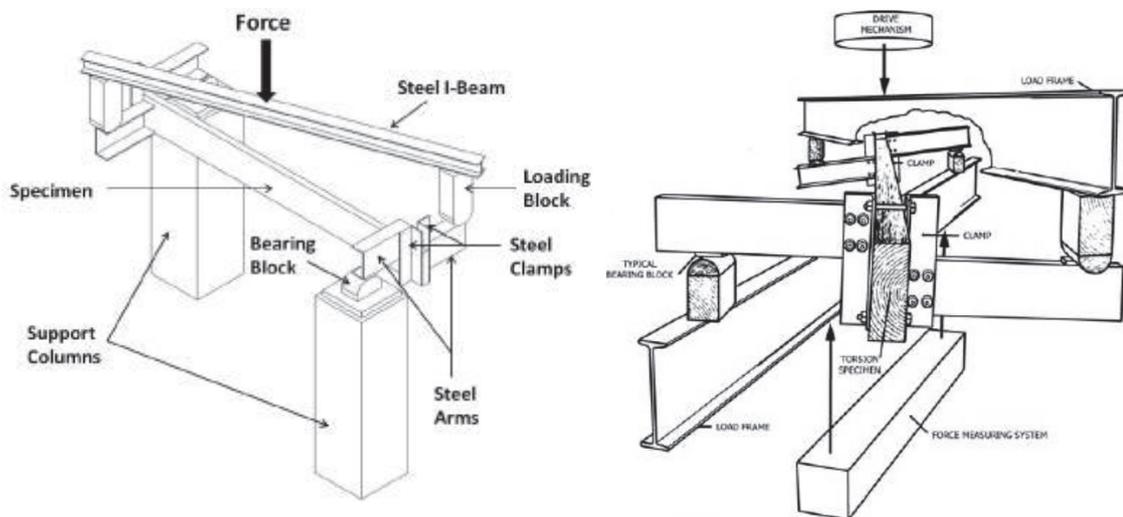


Figure I.37 : essai de torsion par banc de flexion ASTM D198

- **Machine de torsion :**

La machine de torsion consiste à appliquer un couple de torsion sur une ou deux extrémités d'une poutre (Figure I.38). L'**ASTM D198** donne les conditions du chargement qui doit progresser à une vitesse de déformation constante telle que le temps moyen jusqu'à la charge maximale pour la série d'essais soit d'au moins 4 minutes.

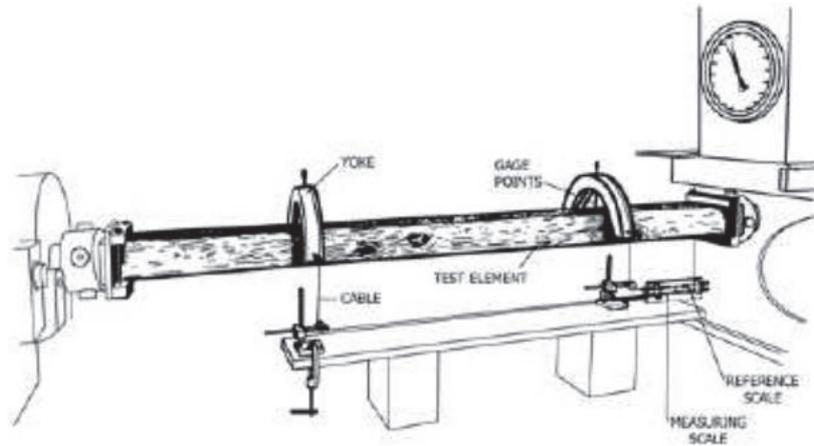


Figure I.38 : Machine de torsion ASTM D198

I. 4. a. iii. Exemples de modélisation de la torsion dans la littérature

[KHO 2011] a vérifié et quantifié l'effet de la géométrie en cas de rupture par cisaillement selon les directions d'orthotropie pour des poutres en bois sollicitées en torsion. Des essais ont été effectués sur des spécimens en bois de longueur fixe et de sections transversales différentes pour obtenir une rupture en cisaillement pur en utilisant le banc de flexion. Les résultats expérimentaux indiquent que la hauteur de la section n'a aucune influence sur le phénomène de rupture par cisaillement. Un modèle d'éléments finis a été créé pour simuler, dans le domaine élastique, l'essai de torsion pour l'éprouvette de bois de $44 \times 140 \text{ mm}^2$ de section et de portée 1980 mm. A une extrémité, tout mouvement (translation et rotation) a été empêché. A l'autre extrémité, le couple de torsion appliqué a été obtenu par 2 pressions égales et opposées appliquées sur la demie-hauteur de la joue (Figure I.39).

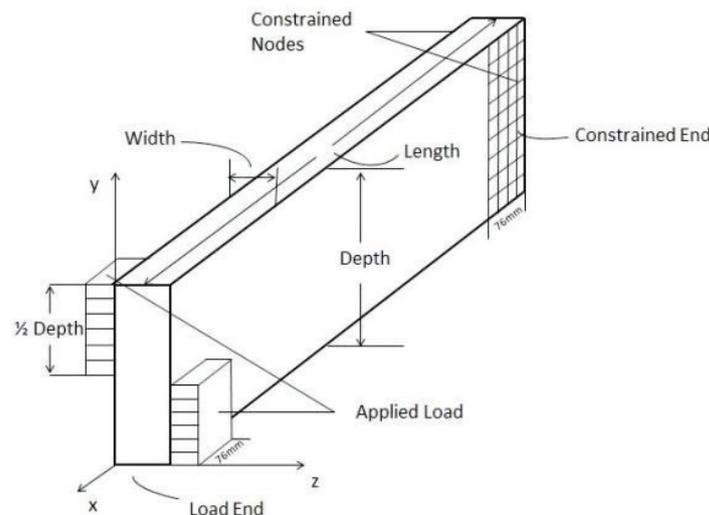


Figure I.39 : Modèle de poutre bois en torsion [KHO 2011]

D'autre part, [SAN 2012] a proposé une méthodologie simple pour l'analyse d'une poutre en I composite à paroi mince soumise à une torsion libre. Il a remarqué que les expressions

développées pour le centre de cisaillement, la rigidité en torsion équivalente et la rigidité en gauchissement pour une poutre en I composite mono-symétrique, dépendent des propriétés du matériau et de l'orientation des fibres et de la géométrie. Les résultats de la théorie proposée donnent un meilleur accord avec les résultats ANSYS.

I. 4. b. Déversement

Toutes les poutres fléchies dont l'inertie selon l'axe faible est beaucoup plus faible que celle de l'axe fort, peuvent subir un phénomène d'instabilité appelé déversement au cours duquel la partie comprimée de la poutre fléchie va se dérober latéralement. Alors, lors de la flexion, la poutre fléchie, subit à chaque section, en plus de sa translation verticale, un mouvement de translation horizontale accompagné d'une rotation autour de son centre de cisaillement.

I. 4. b. i. Théorie du déversement élastique

La résistance ultime d'une poutre fléchie qui déverse est atteinte pour une charge Q_D inférieure à la charge Q_{pl} correspondant à la plastification totale de la section pour l'acier, où la limite élastique pour des autres matériaux (figure I.40).

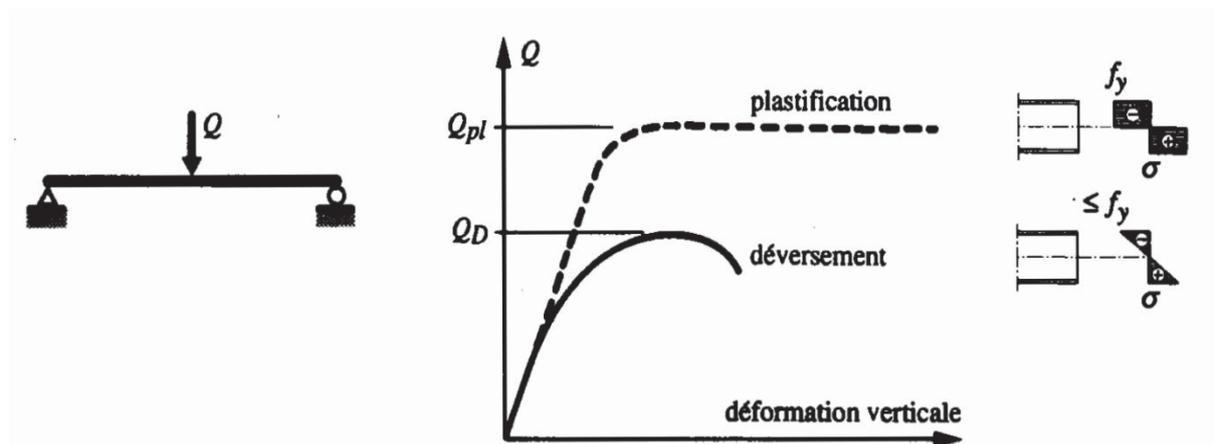


Figure I.40 : Comportement d'un élément fléchi [TGC 1994]

Dans le cas d'une poutre simple sollicitée en flexion pure, et en partant de l'état déformé de la barre, il est possible de calculer la charge critique pour laquelle le système est en équilibre. Ce cas fondamental de la poutre simple a été résolu par Timoshenko en considérant une barre parfaitement rectiligne de section constante et indéformable sur toute sa longueur, sans imperfections, avec une inertie I_Z de la section faible vis-à-vis de l'inertie I_Y sur l'axe fort.

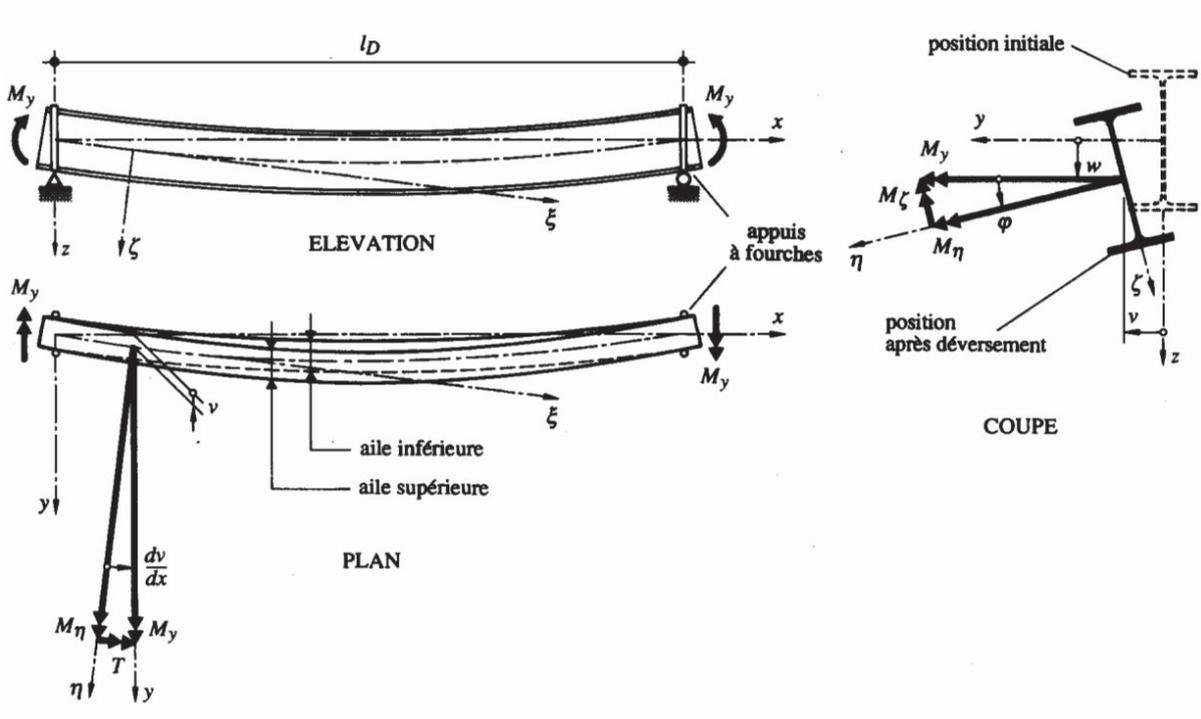


Figure I.41 : Déversement d'une poutre constituée d'une section en double té bi symétrique sollicitée en flexion pure [TGC 1994]

En écrivant les conditions d'équilibre par rapport au système de coordonnées (ξ, η, ζ) à l'état déformé (Figure I.41), on obtient un système de trois équations à trois inconnues (v , w et φ) :

Flexion selon l'axe η , en tenant compte du fait que $M_\eta = M_y \cos \varphi = M_y$:

$$EI_y \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + M_y = 0 \quad (I.27)$$

Flexion selon l'axe ζ , en tenant compte du fait que $M_\zeta = M_y \sin \varphi = \varphi M_y$:

$$EI_z \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + \varphi(x) M_y = 0 \quad (I.28)$$

Torsion autour de l'axe ξ , en tenant compte du fait que $T = M_y \sin \frac{dv}{dx} \approx M_y \frac{dv}{dx}$:

$$EI_w \frac{d^3 \varphi(x)}{dx^3} - GK \frac{d\varphi(x)}{dx} + M_y \frac{dv(x)}{dx} = 0 \quad (I.29)$$

Nous avons alors :

$$EI_w \frac{d^4 \varphi(x)}{dx^4} - GK \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} - \varphi(x) \frac{M_y^2}{EI_z} = 0 \quad (I.30)$$

Le moment critique de déversement élastique M_{crD} est :

$$M_{crD} = \frac{\pi}{l_D} \sqrt{GK EI_z \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l_D^2 GK}\right)} \quad (I.31)$$

avec :

l_D : longueur de déversement (distance entre deux appuis latéraux empêchant le déversement)

G : Module de cisaillement

K : constante de torsion uniforme (ou moment d'inertie de torsion)

GK : rigidité de torsion

E : Module d'élasticité

I_z : Moment d'inertie par rapport à l'axe z

EI_z : rigidité de flexion latérale

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

EI_w : rigidité de torsion non uniforme

I. 4. b. ii. *Exemples d'études du déversement dans la littérature*

Dans la littérature, de nombreuses études ont été menées sur le déversement sur différents éléments structuraux. [NGU 2013] et [NGU 2014] ont effectué des essais sur des poutres en FRP pultrudé jusqu'à la ruine par déversement dans diverses conditions de chargement et de déplacement. Les poutres sont simplement appuyées aux deux extrémités avec une flexion sur l'axe principal (Figure I.42). Les résultats sont présentés pour une campagne expérimentale de 114 essais comptant 19 poutres de quatre sections PFRP à quatre ou cinq portées, et six groupes pour une charge à mi-portée appliquée à trois hauteurs, avec ou sans fixation des extrémités pour la flexion latérale. Les charges critiques de déversement mesurées sont comparées à un modèle prédictif analytique. L'objectif était de montrer que ces expressions fournissent une résistance fiable pour la conception lorsque les modules d'élasticité sont ceux pris directement dans le manuel de conception des pultrudés. La charge critique est :

$$P_{cr} = \frac{4M_{cr}}{L} = \frac{5.39 \pi^2 E_L I_z}{L^3} \left(\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G_{LT} I_T}{\pi^2 E_L I_z}} + 0.40 Z_g^2 - 0.63 Z_g \right) \quad (I.32)$$

[SAH 2015] ont développé une théorie de déformation en cisaillement et un modèle d'élément fini pour déterminer la capacité de déversement des poutres avec des sections en I mono-symétriques soumis à la flexion. Une solution est également dérivée pour le cas d'une poutre mono-symétrique simplement appuyée sous des moments de flexion uniformes. Le moment critique de déversement est :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{yy}}{2L^2} \left(\sqrt{4 \left(\frac{I_{ww}}{I_{zz}} + \frac{L^2 G J}{\pi^2 E I_{yy}} \right) + \beta_x^2} \pm \beta_x \right) \quad (I.33)$$

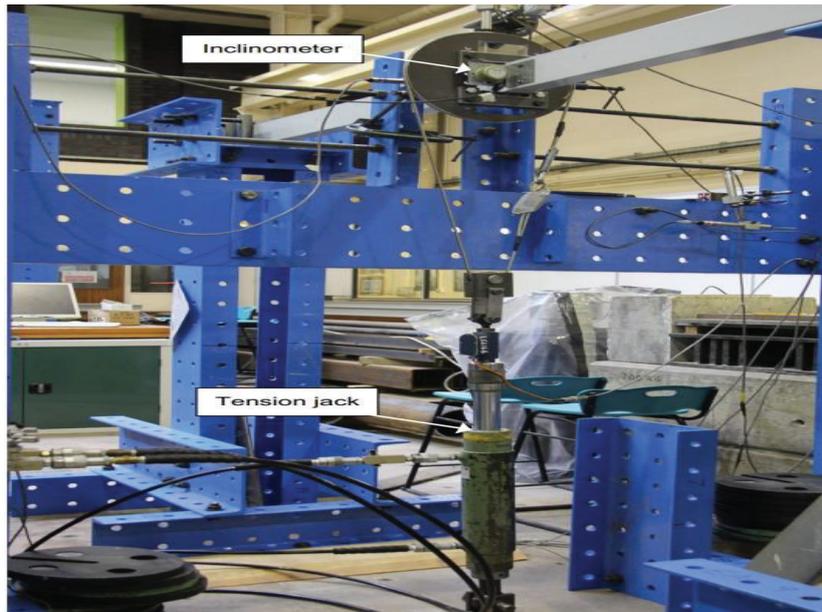


Figure I.42 : Dispositif d'étude du déversement [NGU 2014]

I. 4. b. iii. *Limitation du phénomène de déversement*

Pour éviter le déversement, un blocage latéral total de la semelle comprimée doit être assuré : par exemple par un plancher en béton ou des tôles nervurées, où un blocage continu contre la torsion de la section est réalisé. De même, il existe des dispositifs de supports latéraux de la membrure comprimée ou des deux membrures ou de la section totale, suffisamment rapprochés, comme des pannes, poutres transversales, entretoises ou bracons, qui peuvent être considérés comme points fixes (Figure I.43).

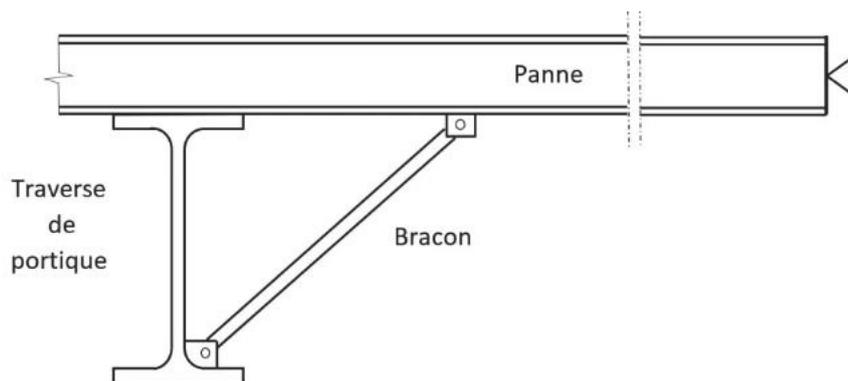


Figure I.43 : Maintien d'une section par un bracon

I. 5. Conclusions de chapitre I

Dans cette étude bibliographique, il a été présenté les matériaux utilisés dans notre étude, l'effet des connecteurs et la géométrie. En effet, cette partie est indispensable pour comprendre les structures de ces matériaux et les phénomènes que l'on peut observer pendant la mise en œuvre de l'assemblage et qui conditionnent le comportement.

Plusieurs études ont comparé l'effet des connecteurs locaux et le collage entre deux matériaux (béton, bois, acier et matériaux composites). Nous avons remarqué que la connexion par collage donne une grande rigidité pour la structure en comparaison de celle avec connecteurs mécaniques. Ceci vient du fait que la répartition des contraintes est plus uniforme dans le joint de colle. Cependant, la connexion par collage est beaucoup plus compliquée à réaliser, par exemple dans le cas des structures mixtes acier-béton ou GFRP-béton.

La plupart des études faites dans la littérature a été effectuée sur des poutres en bois classé, de plusieurs essences de bois, soit en bois massif, soit en bois lamellé-collé.

D'autre part, nous avons abordé la théorie d'instabilité de déversement et celle de torsion, pour les sections minces et ouvertes, comme les profilés en I métallique ou en GFRP. Ces éléments sont très sensibles aux instabilités qui peuvent entraîner une ruine prématurée de ces éléments bien avant l'atteinte de la capacité portante par épuisement des matériaux.

Dans chaque partie de cette étude bibliographique, nous avons exposé succinctement des travaux antérieurs réalisés sur l'instabilité des poutres pultrudés en GFRP et des profilés métalliques, où plusieurs solutions ont été mises en œuvre pour limiter ce phénomène de déversement.

Dans ce travail de thèse, dans le but de limiter le phénomène d'instabilité de déversement et ainsi augmenter la capacité portante des poutres en acier ou celles des profilés en GFRP, des poutres en bois douglas non classé seront assemblées à l'âme de ces profilés. Une série d'essais de caractérisation à grande échelle sera effectuée dans le but de déterminer par analyse inverse les propriétés des matériaux. Des essais de flexion jusqu'à la ruine de ces structures hybrides seront également réalisés pour étudier les phénomènes de rupture. Un modèle par éléments finis sera ensuite construit pour prédire les capacités portantes de ces poutres hybrides. Enfin, une étude de sensibilité sur la géométrie, l'assemblage et des états de contrainte à l'interface entre le bois et le profilé sera menée.

Chapitre II
Etude expérimentale

Chapitre II : Etude expérimentale

II. 1. Introduction

L'étude bibliographique a mis en évidence que l'association d'éléments en bois avec des poutres en acier peut présenter un intérêt sur le plan mécanique. En effet, selon la configuration géométrique, elle permet d'accroître de façon significative la capacité portante de l'élément hybride car elle augmente la rigidité de torsion et retarde l'instabilité de déversement.

Dans ce travail, nous avons décidé d'étendre ce concept au cas des poutres en matériaux composites qui sont également très sensibles au déversement du fait de leur faible module d'élasticité longitudinal et de leur faible module de cisaillement. Ces travaux s'inscrivent dans la suite des premiers essais effectués au Laboratoire en 2020 [HAC 2019].

Dans cette étude, nous avons retenu des profilés composites à base de fibre de verre (GFRP), en forme de I ou de double U, car ils présentent des performances mécaniques intéressantes pour un coût raisonnable (par rapport à d'autres type de matériaux composites). Pour les éléments en bois (tous de section rectangulaire), nous avons décidé d'utiliser des bois non classés, de performances mécaniques forcément très variables (avec la présence de nombreux nœuds) afin de valoriser cette ressource naturelle peu coûteuse.

Les éléments composites GFRP sont associés aux poutres en bois pour former des sections hybrides. Les éléments sont assemblés au moyen de connecteurs mécaniques de type boulons. Cette technique d'assemblage a été retenue car elle permet le démontage des structures en fin de vie et offre un potentiel de réemploi de certains éléments qui s'inscrit dans une démarche de développement durable. Une connexion par collage pourrait peut-être accroître les performances mais elle ne permet pas le démontage, présente certaines faiblesses sur le plan de la durabilité [ALA 2018] ou sur celui de la résistance à l'incendie [COR 2015] et nécessite une bonne planéité des surfaces de collage difficilement compatible avec des pièces de bois non classé présentant souvent des défauts de rectitude.

La figure II.1 montre les sections types étudiées.

Dans ce chapitre, nous présentons les essais effectués, ils se sont déroulés en plusieurs étapes. Les éléments en bois et les éléments GFRP ont d'abord été testés seuls en flexion dans le domaine élastique et jusqu'à la ruine pour certains (selon 3 schémas statiques). Ces éléments homogènes ont également été testés dans le domaine élastique en torsion. Les éléments hybrides ont ensuite été assemblés et ont également été testés dans le domaine élastique en flexion et en torsion. Enfin, les éléments hybrides ont été testés en flexion jusqu'à la ruine. La Figure II.1 résume les différentes configurations d'essais.

De plus, dans les zones peu sollicitées de certaines poutres, des éprouvettes en bois et en composites ont été prélevées et ont été soumises à des essais de traction (pour le GFRP) et à des essais de flexion (pour le bois). Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques locales des matériaux utilisés.

Tous les essais ont été effectués sous chargement quasi-statique. Des photos des corps d'épreuve et des dispositifs expérimentaux utilisés pendant ces essais sont présentées en annexe A4.

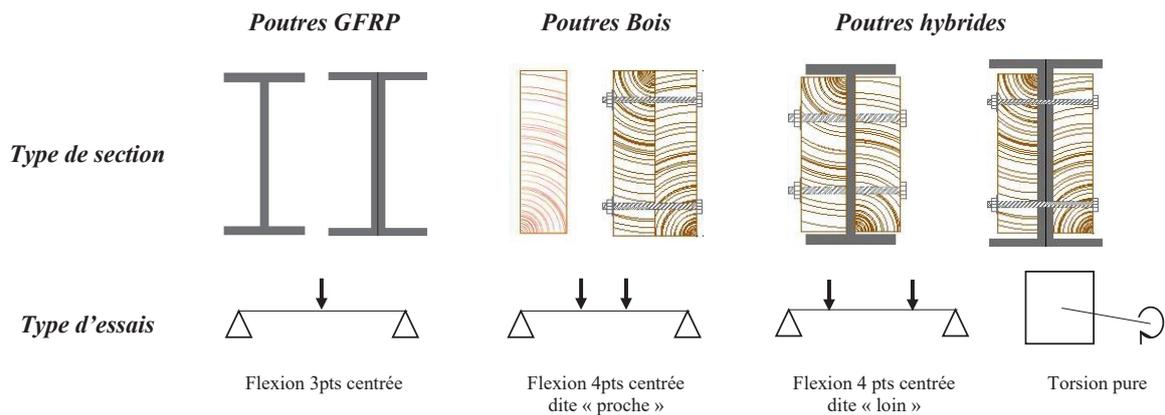


Figure II.1 : Les sections types étudiées et les tests effectués

II. 2. Caractérisation des poutres élémentaires

II. 2. a. Caractérisation du GFRP

15 profilés en matériaux composites ont été utilisés lors de la thèse. Ils ont été fournis (presque tous) par l'entreprise Solutions Composites avec les fiches techniques associées.

Sur ces 15 profilés en fibres de verre, nous avons 8 profilés en I de hauteur 150 mm (dont 5 avec une matrice acrylique et 3 avec une matrice polyester), 4 profilés en I de hauteur 200 mm (matrice acrylique) et 3 profilés en double U (matrice acrylique). Il est à noter que les U n'ont pas été fournis par Solutions Composites mais proviennent d'un autre lot de poutres disponible au laboratoire. La dénomination de ces profilés et leurs géométries sont données en Figure II.2.

Ces profilés ont une longueur de 3 m, avec des raidisseurs en béton de 10 cm placés aux extrémités (section pleine) pour éviter l'endommagement des semelles inférieures au niveau des appuis lors des essais de flexion.

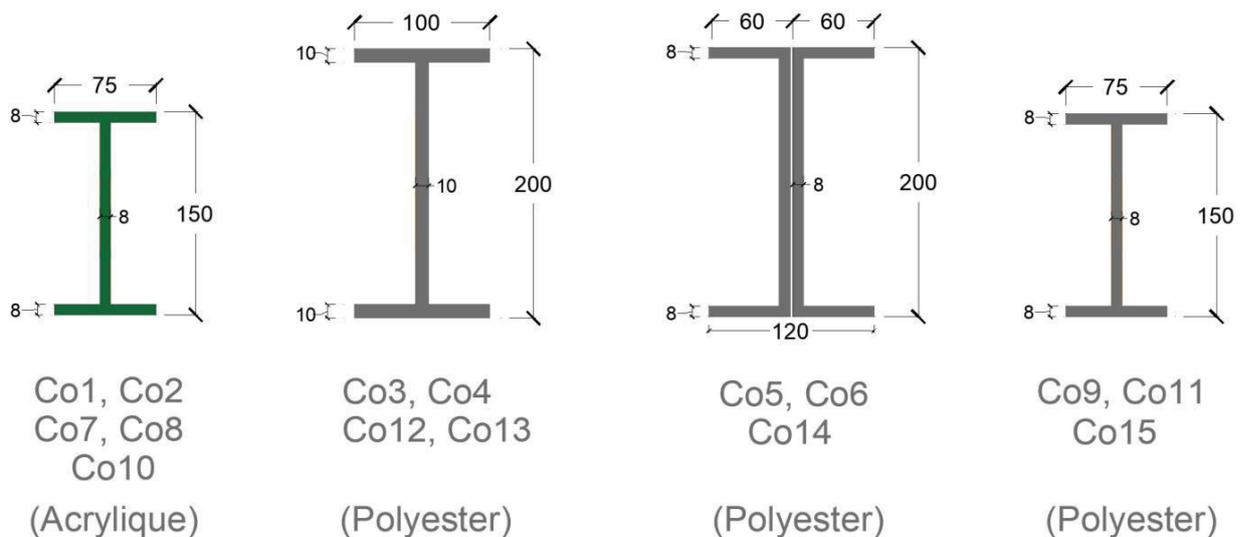


Figure II.2 : section des poutres composites testées durant la thèse

II. 2. a. i. *Caractérisation locale du GFRP par traction*

Afin de caractériser le matériau GFRP en traction, des échantillons ont été prélevés sur les poutres pultrudées en I après qu'elles aient été testées à la ruine. Les éprouvettes sont de longueur 450 mm (sens des fibres) et de section 20mm x 8mm et 20mm x 10mm (selon le profilé testé).

Au minimum, 5 éprouvettes dans les semelles et 5 éprouvettes dans les âmes ont été découpées sur chacun des profilés. Chaque échantillon a ensuite été testé en traction jusqu'à la ruine avec un déplacement imposé de 4 mm/minute (Figure II.3). Des jauges de déformations ont été placées dans le sens longitudinal et transversal (une longitudinale et une transversale) dans le but de déterminer le module d'élasticité longitudinal et le coefficient de Poisson.

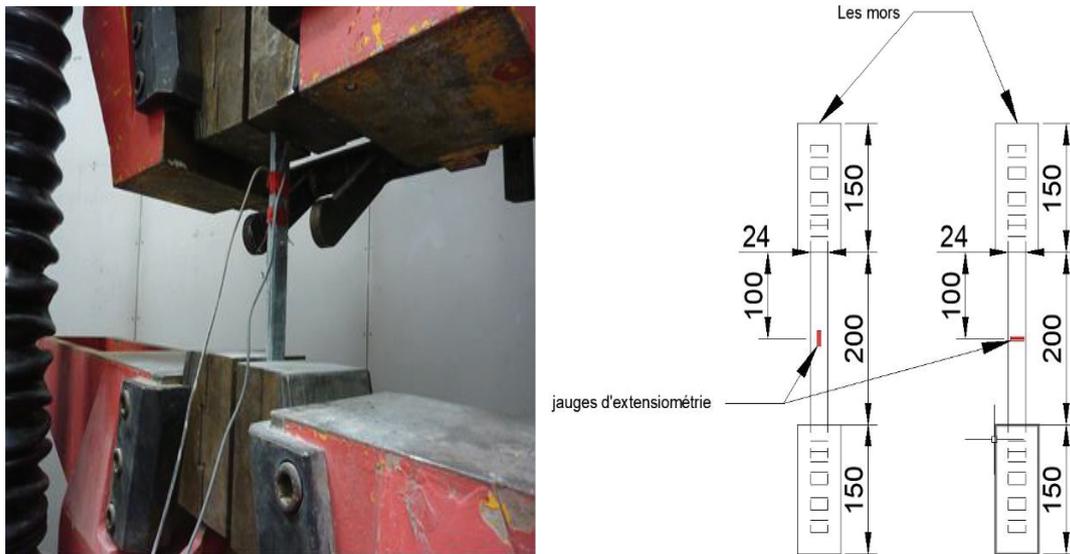


Figure II.3 : Dispositif expérimental des essais de traction

Le comportement de ce matériau est élastique - fragile. Toutes les éprouvettes présentent une rupture brutale et le même faciès de rupture (Figure II.4).

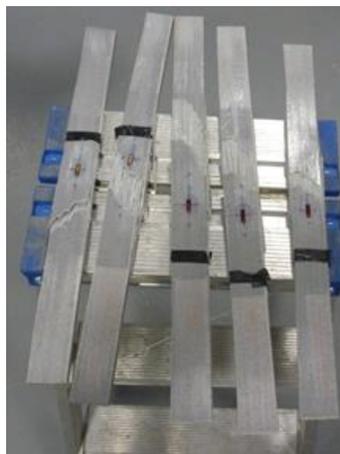


Figure II.4 : éprouvettes rompues par essais de traction

Les résultats des essais sont exprimés en termes de contrainte à la rupture longitudinale (ou résistance), de module d'élasticité longitudinal et de coefficient de Poisson dans le plan de l'âme ou des semelles. Le Tableau II.1 résume les résultats obtenus.

Tableau II.1 : Synthèse des résultats de la campagne d'essais de traction sur GFRP

		Contrainte max (MPa)	Module d'élasticité longitudinal (MPa)	Coefficient de Poisson
<i>I acrylique 150</i>	Semelle	417.4 ± 24.7	34 167 ± 2 787	0.23 ± 0.02
	Ame	439.2 ± 30.6	35 900 ± 2 278	0.25 ± 0.00
<i>I polyester 150</i>	Semelle	495.3 ± 23.8	34 783 ± 1 550	0.29 ± 0.02
	Ame	504.1 ± 20.0	33 779 ± 800	0.29 ± 0.03
<i>I Polyester 200</i>	Semelle	487.2 ± 19.7	34 839 ± 1 125	0.30 ± 0.02
	Ame	449.1 ± 20.1	35 632 ± 2 189	0.31 ± 0.02
<i>U Polyester 200</i>	Semelle	708.2 ± 31.2	47 067 ± 4 584	0.26 ± 0.07
	Ame	557.7 ± 27.0	40 116 ± 2 931	0.28 ± 0.05

En termes de contrainte à la rupture, on observe une très bonne répétabilité des essais puisque le COV varie entre 3.97 % et 6.96 %. Les Figure II.5 et II.6 montrent l'évolution des contraintes en fonction de la course du vérin ou de la déformation pour les échantillons prélevés dans la semelle du profilé I polyester 150 (le plateau en début de courbe correspond à la mise en place de l'essai).

Si on met le double U de côté, on peut dire que la contrainte à la rupture moyenne varie entre 417.4 MPa et 504.1 MPa, soit une variabilité de 20 %. Cette variabilité peut s'expliquer par l'influence de la matrice avec des propriétés plus faible pour le GFRP acrylique. En effet, lorsque l'on compare les résultats entre les échantillons I polyester 150 et I polyester 200, la variation diminue à 12 %. L'écart observé entre les éprouvettes prélevées dans les semelles ou âmes est inférieur à 5 %, sauf pour le I polyester 200 où on est de l'ordre de 8 %.

De manière générale, les contraintes à la rupture mesurées sur les I lors de cette campagne sont plus élevées que celles du catalogue Solutions Composites : d'environ 25 % pour les profilés en polyester et d'environ 30 % pour les profilés acryliques (Annexe A3).

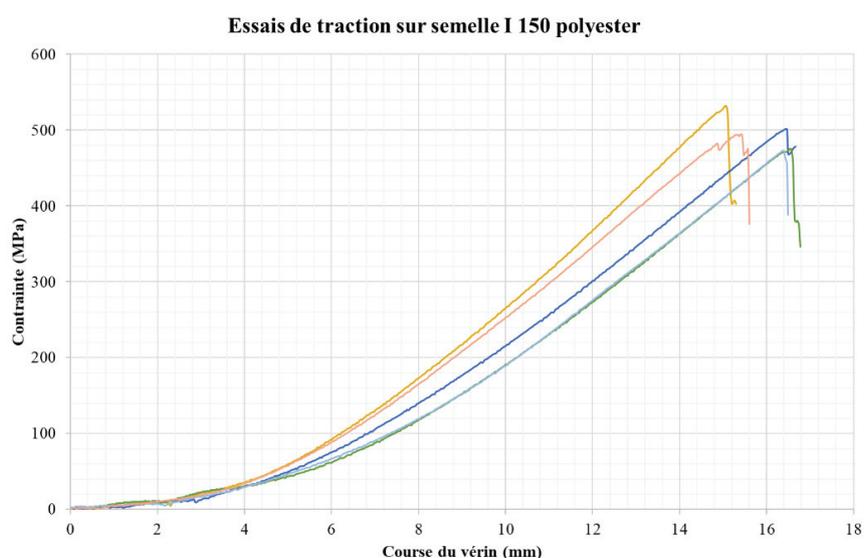


Figure II.5 : Essais de traction sur semelle I 150 polyester (σ – course)

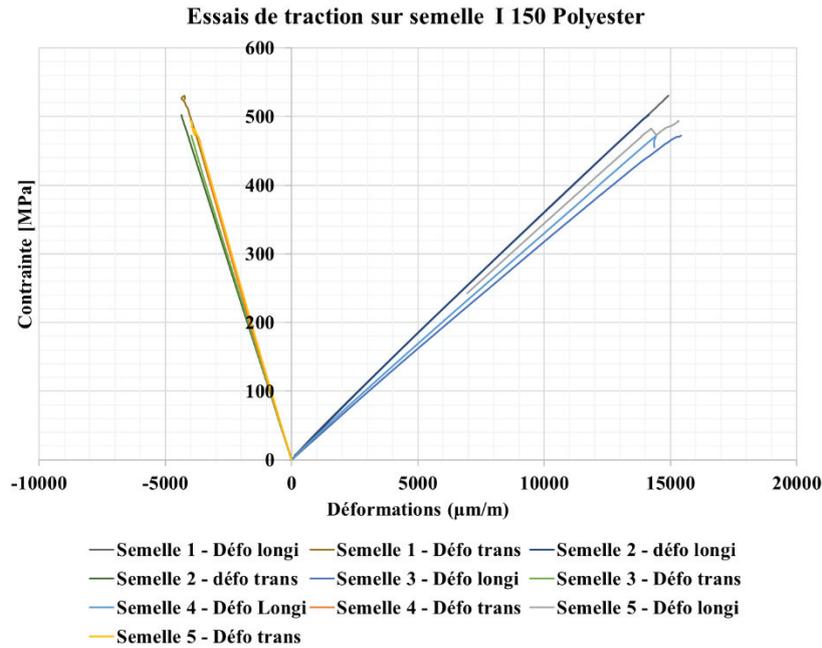


Figure II.6 : Essais de traction sur semelle I 150 polyester ($\sigma - \varepsilon$)

En termes de module d'élasticité longitudinal, les courbes montrent pour toutes les éprouvettes qu'il varie avec le niveau de chargement (Figure II.7). La détermination du module dépend donc de la manière dont on le calcule. En première approximation, nous avons calculé un module moyen entre 25 % et 90 % environ de la charge de ruine, ce qui correspond à peu de chose près à la pente des courbes contrainte – déformation longitudinale. Les valeurs sont résumées pour l'ensemble de la campagne dans le Tableau II.1. Si on met le double U de côté, on constate que le module varie entre 34167 MPa et 35900 MPa pour les I selon la taille et la zone du profilé (semelle ou âme) avec un faible COV de 8,1 % en max. Il n'y a donc pas de différence significative entre les semelles et l'âme, ni entre I 150 et I 200 et entre polyester et acrylique.

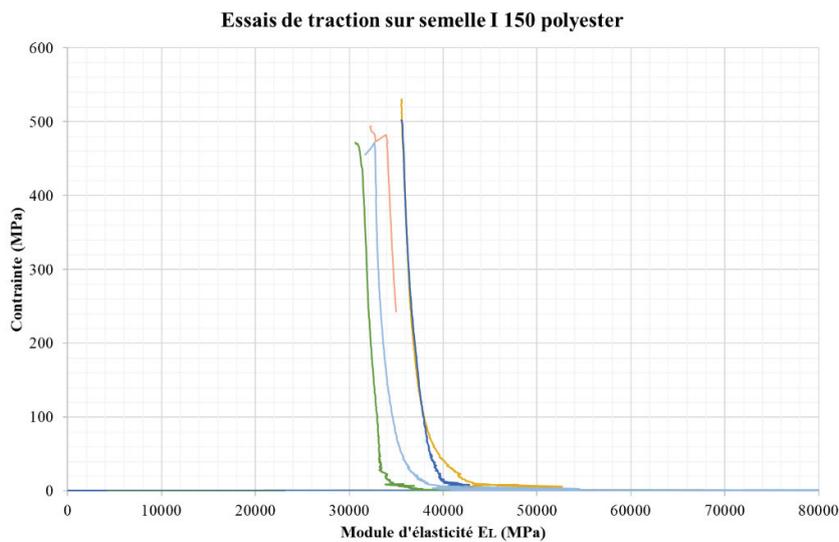


Figure II.7 : Variation du module d'élasticité, durant l'essai de traction sur la semelle de I 150 polyester

Pour le coefficient de Poisson, l'analyse est analogue à celle du module, les courbes montrant pour toutes les éprouvettes qu'il varie aussi avec le chargement (Figure II.8). La détermination du coefficient de Poisson dépend aussi de la manière dont on le calcule. Nous l'avons évalué de façon analogue au cas du module. Les valeurs sont résumées pour l'ensemble de la campagne dans le Tableau II.1. On constate que le coefficient de Poisson varie entre 0,23 et 0,31 pour l'ensemble des éprouvettes, avec un COV faible de 9,93 % et presque aucune différence entre semelles et âme. Le catalogue Solutions Composites indique des valeurs de 0,28 pour le polyester ce qui est relativement proche de nos résultats (Annexe A3).

Les performances du U sont nettement supérieures à celles des profilés en I, on remarque une différence importante entre l'âme et les semelles. Ces différences s'expliquent principalement par la densité de fibres.

Essais de traction sur semelle I 150 polyester

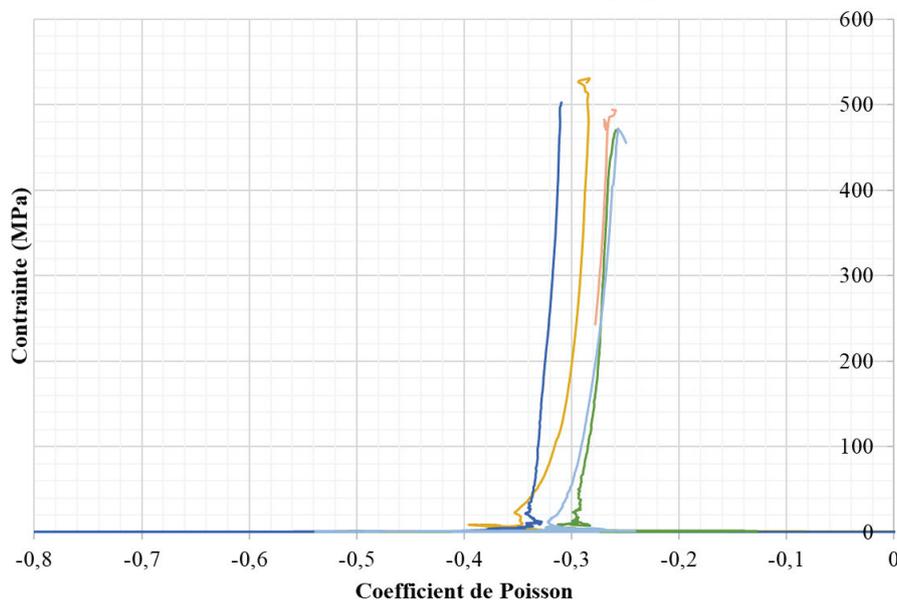


Figure II.8 : Variation du coefficient de Poisson durant l'essai de traction de I 150 polyester

II. 2. a. ii. Caractérisation globale par essais élastiques de flexion et de torsion

Toutes les poutres pultrudées GFRP (Figure II.2) ont été soumises à des essais dans leur domaine élastique, que ce soit en flexion ou en torsion, dans le but de déterminer leur rigidité (en flexion ou en torsion). Ces essais nous permettront également de déterminer par analyse inverse les propriétés mécaniques de ces matériaux, en particulier le module d'élasticité longitudinal et le module de cisaillement transverse, et de les comparer avec les valeurs obtenues lors des essais de traction.

Au total, plus de 135 essais de caractérisation par flexion et 35 essais de caractérisation par torsion (dans le domaine élastique ou à la ruine, en inertie forte ou en inertie faible, selon différentes portées) nous ont permis de bien appréhender le comportement de ces éléments composites GFRP et d'évaluer par analyse inverse certaines propriétés mécaniques comme le

module d'élasticité longitudinal, le module de cisaillement de ces matériaux ainsi que leurs rigidités de flexion et de torsion.

Nous présentons ci-après une synthèse des principaux résultats.

- *Analyse inverse par flexion*

Les poutres pultrudées ont d'abord été testées en flexion 3 points, dans leur domaine élastique dans le but de les caractériser en flexion et de déterminer le module d'élasticité E_L et le module de cisaillement G_{LT} par analyse inverse. Cette méthode, présentée dans le code **ASTM-D198-94** et généralement utilisée dans cette situation, consiste à tester la poutre sur plusieurs portées et à mesurer la flèche au centre (une poutre par portée). A partir de l'équation de flèche donnée par la théorie des poutres (équation II.1), on peut exprimer le facteur de forme $\left(\frac{4Av}{FL}\right)$ en fonction de l'élanement $\left(\frac{L}{r}\right)^2$ (équation II.2 et Figure II.9). On peut alors obtenir le E_L et le G_{LT} de cette poutre à partir de la pente et de l'ordonnée à l'origine de cette équation.

$$v = \frac{FL^3}{48EI_y} + \frac{FL}{4GK_yA} = \frac{FL^3}{48EI_y} \left(1 + \frac{12E}{GK_y(L/r)^2}\right) \quad (II.1)$$

$$\frac{4Av}{FL} = \frac{1}{12E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 + \frac{1}{GK_y} \quad (II.2)$$

On déduit : $E = \frac{1}{12 \times \text{pente}}$ et $G_{LT} = \frac{1}{K_y \times \text{ordonnée à l'origine}}$

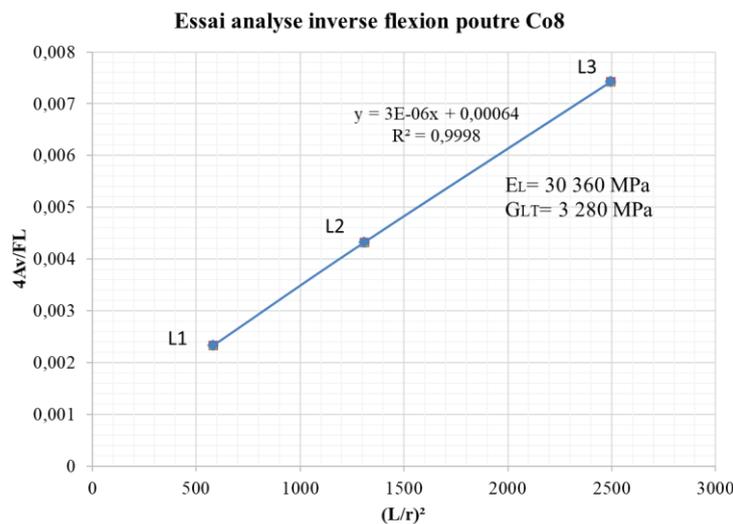


Figure II.9 : Analyse inverse par flexion pour la poutre Co8

Les résultats d'analyse inverse par flexion sont présentés dans le Tableau II.2. Ces résultats sont cohérents avec ceux des essais de traction (voir tableau II.1) mais on peut souligner quelques écarts. Par exemple, les modules E_L obtenus par analyse inverse sont environ 16 % plus faibles que ceux obtenus en traction pure. D'autre part, ces valeurs sont plus élevées que celles de

Solutions Composites (de l'ordre de 20 %), constat déjà observé sur les essais locaux en traction.

Tableau II.2 : Résultats d'analyse inverse sur les poutres pultrudées testées

<i>Poutres composites</i>	E_L (MPa)	G_{LT} (MPa)
Co8 (Acrylique)	30 360	3 280
Co9 (Polyester)	28 900	2 572
Co12 (polyester)	32 840	2 390
Co14 (Polyester)	37 900	2 820
Moyenne	$32\,500 \pm 3\,950$	$2\,765 \pm 387$

Tous les profilés en acrylique ont été comparés entre eux (premier graphe de la Figure II.10). Quatre des cinq profilés en I de 150 mm en acrylique (Co1, Co7, Co8 et Co10) ont été testés en flexion 4 points proches dans le domaine élastique. On remarque que toutes les poutres présentent un comportement parfaitement linéaire avec un écart maximal de 15 % sur les déplacements à force égale. Ces profilés ont une variabilité limitée en termes de propriétés élastiques.

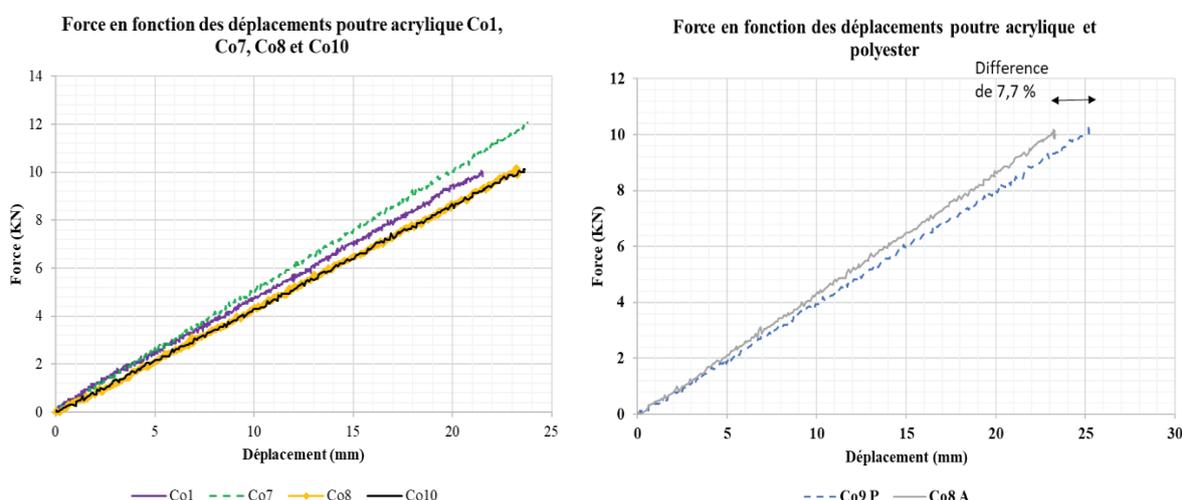


Figure II.10 : Comportement en flexion élastique des poutres pultrudées à matrice acrylique

On remarque sur le deuxième graphe de la Figure II.10 que la poutre Co8 à matrice acrylique est légèrement plus rigide que Co9 à matrice polyester (de l'ordre de 8 %), bien qu'elles aient la même géométrie. La différence observée étant toutefois dans la gamme de la variabilité intrinsèque des profilés, on peut donc en conclure que la matrice utilisée n'a pas d'influence significative sur les propriétés élastiques en flexion.

Pour les profilés en I de 200 mm à matrice polyester, les poutres Co12 et Co13 ont été testées et comparées de façon analogue. Un écart de 13,5 % sur la flèche à force équivalente est observé alors que ce sont les mêmes profilés en tout point. Comme pour les essais précédents, la différence est admissible et nous permet de conclure à une variabilité relativement limitée pour ces profilés.

De manière générale, ces écarts peuvent être dus à la quantité de fibres dans chacun des profilés qui peut varier pendant la phase de production en usine ou à des imprécisions de mesure.

Les rigidités en flexion $E_L I$ ont ensuite été déduites à partir des modules d'élasticité déterminés en flexion et les moments quadratiques donnés par Solutions Composites. Les résultats des rigidités de flexion en inertie forte et inertie faible sont présentés dans les Tableau II.3 et Tableau II.4.

Tableau II.3 : Rigidité en flexion des poutres composites testées en élastique en inertie forte

	I_y [mm^4]	E_L [MPa]	EI [$N.m^2$]
Co8 (Acrylique)	7 659 669	30 360	232 548
Co9 (Polyester)	7 659 669	28 900	221 364
Co12 (Polyester)	22 926 666	32 840	752 912
Co14 (Polyester)	26 010 965	37 900	985 816

Tableau II.4 : Rigidité en flexion des poutres composites testées en élastique en inertie faible

	I_z [mm^4]	E_L [MPa]	EI [$N.m^2$]
Co8 (Acrylique)	568 217	30 360	17 251
Co9 (Polyester)	568 217	28 900	16 421
Co12 (Polyester)	1 681 667	32 840	55 226
Co14 (Polyester)	2 366 805	37 900	89 702

- **Essais de torsion**

Pour générer la torsion dans le domaine élastique, chaque poutre est encastree à une extrémité et simplement appuyée sur un cylindre à l'autre extrémité. A cette dernière extrémité, on applique un couple de torsion grâce à une force F excentrée d'une distance B (Figure II.11). Ce dispositif permet de limiter l'effet de flexion parasite (ici uniquement dû au poids propre de l'élément soumis à la torsion) qui sera négligé dans l'analyse. Par ailleurs, compte tenu de la faible rigidité de torsion de ces profilés, le couple de torsion et donc la force F à appliquer, sont faibles : une série de masses (préalablement pesées au gramme près) mises en place dans un seau (également pesé) permet d'obtenir la torsion désirée. Les rotations sont mesurées aux extrémités par des inclinomètres, la différence des deux capteurs nous permet ainsi d'obtenir la rotation autour de l'axe longitudinal que l'on appellera aussi déformation angulaire réelle φ (exprimée en degré) et de s'affranchir des rotations parasites qui peuvent se produire au niveau de l'encastrement.

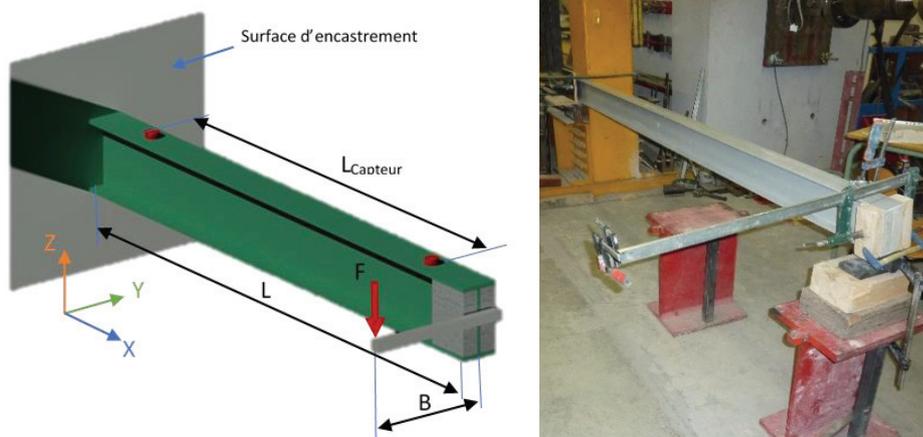


Figure II.11 : Dispositif d'essai de torsion

Chacune des poutres composites a été testée sur trois portées ($L=900$ mm, 1800 mm et 2700 mm). Pour toutes les configurations, le comportement est linéaire et proportionnel aux charges appliquées. La Figure II.12 montre le cas de la poutre Co10 comme exemple. Il est à noter que le comportement est le même si la poutre est tournée de 90° (courbe intitulée « inertie faible » sur la Figure II.12). Durant les essais, une souplesse torsionnelle importante a été notée pour tous les profils pultrudés confirmant leur piètre performance en torsion.

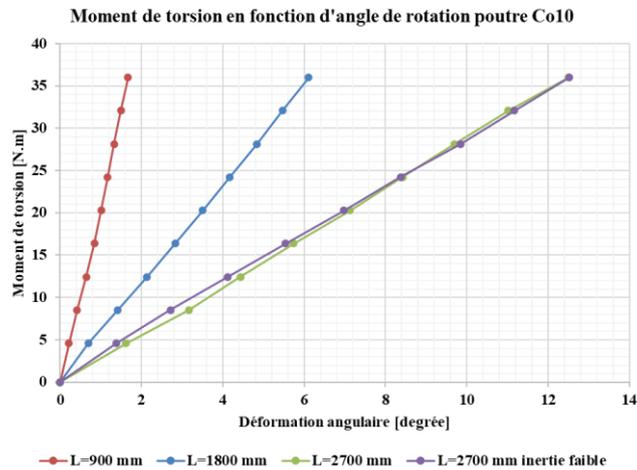


Figure II.12 : Résultats d'essais de torsion sur la poutre composite Co10

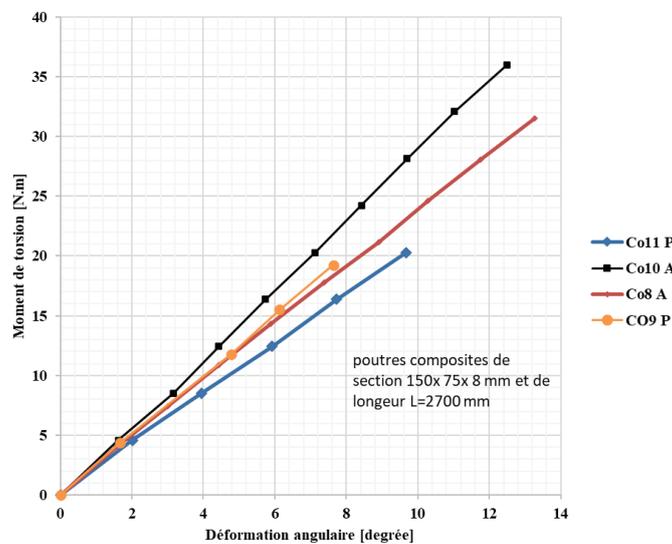


Figure II.13 : Comparaison de comportement en torsion des poutres composites en polyester et en Acrylique

La Figure II.13 compare les profilés pultrudés en I de 150 mm (acrylique ou polyester). A moment de torsion égale, on observe un écart de 16% sur la déformation angulaire pour les poutres de même matrice et un écart de 23% entre les poutres à matrice différente. De nouveau, les GFRP à matrice acrylique semblent présenter une rigidité légèrement plus importante mais ces faibles écarts ne permettent de conclure de façon définitive et, si besoin, des essais complémentaires devront être menés.

Tableau II.5 : Rigidités de torsion des poutres composites (avec M moment de torsion appliqué et ϕ la déformation angulaire en rad)

	$L=2700\text{ mm}$	$L=1800\text{ mm}$	$L=900\text{ mm}$
	M/ϕ [N . m] / rad		
Co8 (Acrylique I 150)	130	279	1057
Co9 (Polyester I 150)	138	279	994
Co10 (Acrylique I 150)	173	276	1593
Co11 (Polyester I 150)	120	254	1107
Co12 (Polyester I 200)	376	1087	6389
Co13 (Polyester I 200)	385	843	3545
Co14 (Polyester U 200)	-	-	4651

Le Tableau II.5 présente les valeurs expérimentales de la rigidité de torsion en termes de rapport M / ϕ ce qui nous donne une idée de leur ordre de grandeur pour des poutres composites. Les profilés en I de 150 mm de haut, sont compris entre 120 et 173 N.m sur la portée 2700 mm. De plus fortes valeurs sont observées pour les profilés acryliques (Co8 et Co10) que pour les profilés polyester (Co9 et Co11) avec un écart moyen de 18 %. Ces résultats sont cohérents avec les résultats expérimentaux de flexion, où on ne constate pas de grande différence entre les rigidités des poutres à base polyester et acrylique (faible variabilité intrinsèque des matériaux).

II. 2. a. iii. Essais de flexion à la ruine

Plusieurs poutres pultrudées ont été testées jusqu'à la rupture en flexion 4 points proches, à savoir :

- Profilés acrylique I de 150 mm : Co1 et Co10
- Profilé polyester I de 150 mm : Co15
- Profilé polyester I de 200 mm : Co3
- Profilé polyester double U de 200 mm : Co5

Pour ces 5 essais, un capteur LVDT et 3 jauges de déformation (semelle supérieure, âme et semelle inférieure) ont été positionnés à mi-portée. Excepté pour la poutre Co1, les déplacements horizontaux de la section centrale ont été mesurés à 48 mm des fibres extrêmes comme montré sur la Figure II.14. Pour les poutres Co10 et Co15, des inclinomètres au niveau des appuis ont été ajoutés.

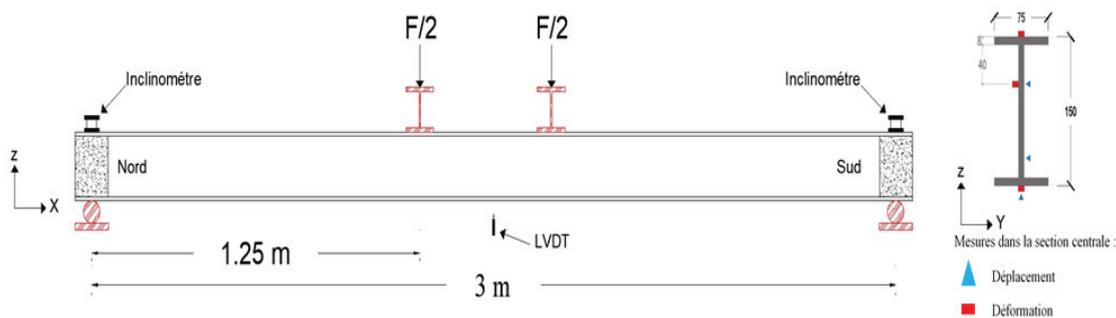


Figure II.14 : dispositif expérimental de flexion 4 points des poutres composites testées jusqu'à la ruine

Toutes les poutres ont présenté un comportement linéaire jusqu'à la ruine qui s'est produite par instabilité de déversement. Les figures II.15 à II.19 illustrent à titre d'exemple le comportement pour le profilé Co10. Le Tableau II.6 donne pour les différents profilés les charges de ruine et les contraintes correspondantes estimées à l'aide de la théorie des poutres.

Les figures II.15 et II.16 montrent l'évolution des flèches et des déformations lors de l'essai. L'allure des courbes montre un comportement linéaire jusqu'à la rupture par déversement de la poutre à une charge de 19.18 kN (soit 117 MPa), avec des déformations $-3284 / 4002 \mu\text{m/m}$ sur les fibres inférieure et supérieure. Ces déformations sont éloignées des valeurs maximales enregistrées lors des essais de traction (voir Figure II.6).

Pour les déplacements horizontaux (Figure II.17), la section centrale de la poutre s'est déplacée globalement de 10.4 mm (semelles inférieure et supérieure). Une accélération du déplacement est observée à partir de 10 kN (61.2 MPa), elle correspond très probablement à l'amorce de l'instabilité.

Pour les rotations (Figure II.18), on note que les rotations de flexion sont cohérentes avec la position des capteurs. Les rotations autour de l'axe longitudinal de la poutre au niveau des appuis restent constantes jusqu'à la rupture instantanée à 19 kN où une rotation soudaine sur un appui apparaît, traduisant le renversement de la poutre consécutif à la ruine.

Tableau II.6 : Charges de ruine des poutres pultrudées testées en flexion
(les contraintes sont calculées à partir des déformations mesurées et du module E_L)

Poutres	Co1	Co3	Co5	Co10	Co15
Charge de Ruine (kN)	20.25	37.10	58.10	19.18	18.60
Contrainte de flexion (MPa)	123.92	101.14	139.60	117.00	113.83

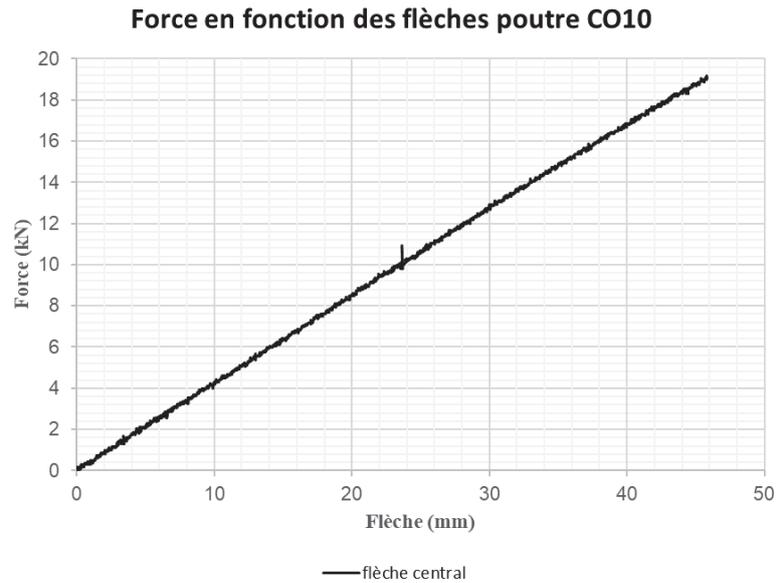


Figure II.15 : Flèche de la poutre Co10 pour l'essai de flexion jusqu'à rupture

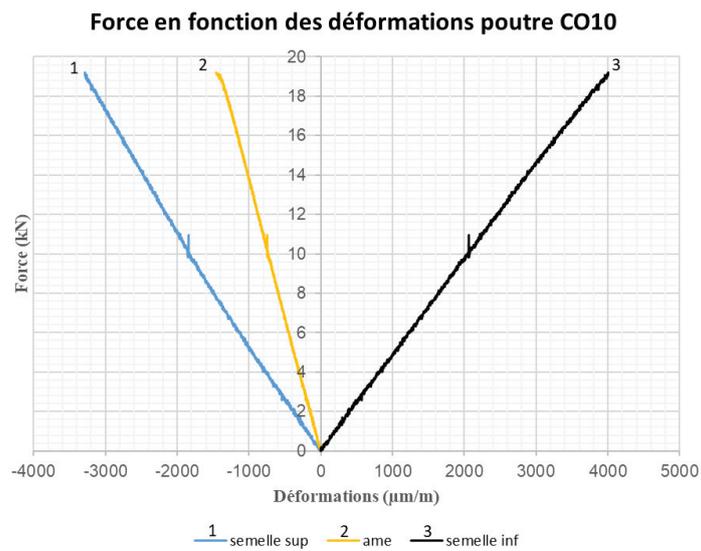


Figure II.16 : Déformation de la poutre Co10 testée en flexion jusqu'à rupture

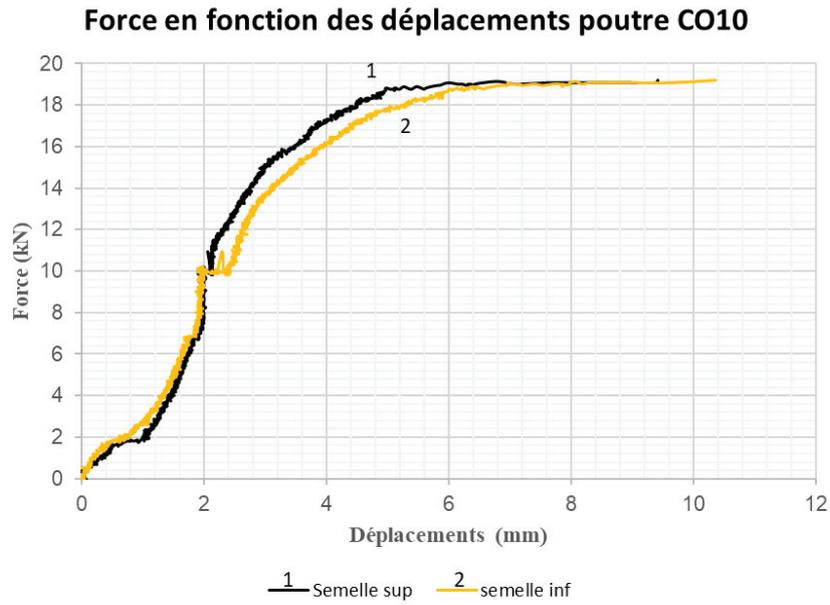


Figure II.17 : Déplacements horizontaux pour la poutre Co10 testée en flexion jusqu'à rupture

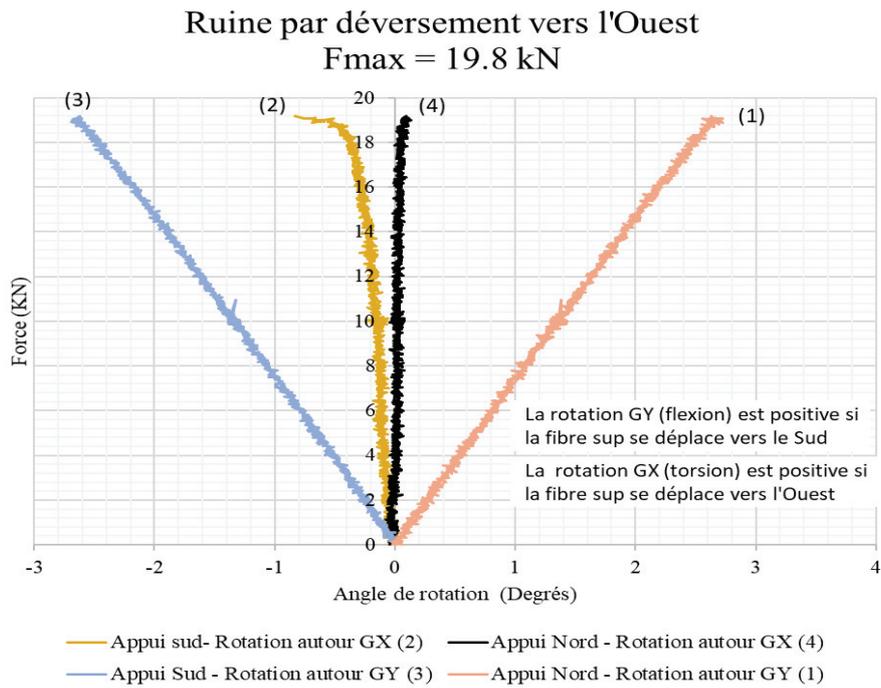


Figure II.18 : Rotation de flexion (autour de GY) et de torsion (autour de l'axe longitudinal GX) de la poutre Co10



Figure II.19 : Ruine de la poutre Co10

II. 2. a. iv. *Bilan*

Les résultats de flexion sur les profilés pultrudés ont montré un comportement élastique linéaire jusqu'à la ruine brutale par déversement. Ce comportement a été remarqué sur toutes les sections testées, avec différentes charges de ruine.

La variabilité du comportement entre des poutres de même type est relativement faible ce qui est tout à fait logique car les profilés GFRP sont des produits industriels dont la fabrication est très bien contrôlée ce qui donne une bonne régularité des géométries et des propriétés matérielles.

II. 2. b. *Caractérisation du Bois*

Deux lots comprenant chacun 10 poutres ont été commandés dans une scierie de la région Auvergne-Rhône Alpes. L'essence utilisée est le Pin Douglas et les poutres sont des bois non-classés. Les poutres du lot 1 sont numérotées de 1 à 10 et présentent une section nominale de $175 \times 63 \text{ mm}^2$. Les poutres du lot 2 sont numérotées de 11 à 20 et présentent une section nominale de $145 \times 43 \text{ mm}^2$. Il est à noter que les dimensions réelles des sections (surtout la hauteur) sont généralement légèrement plus petites que les dimensions nominales.

Les poutres ont été stockées dans le hall à température ambiante pendant toute la durée des essais. Ces poutres ont été mesurées et pesées à plusieurs reprises avant les essais dans le but de connaître l'évolution des masses liées au séchage et la densité. Une fois stabilisée, la masse volumique mesurée varie entre 340 et 505 kg/m^3 . Après les essais à rupture, des échantillons ont été prélevés dans 5 poutres différentes et mis dans le four à 100 °C jusqu'à leur masse n'évolue plus. La teneur en eau moyenne mesurée vaut 12.8% .

Les poutres 2, 3, 5, 10 et 11 ont été testées dans leur géométrie d'origine tandis que toutes les autres poutres ont été rabotées au laboratoire, certaines pour former les poutres hybrides. Les dimensions de section des poutres rabotées du lot 1 sont $170 \times 43 \text{ mm}^2$, celles du lot 2 sont 130

x 37 mm². Une fois rabotées, les poutres sont identifiées par la lettre « R » : par exemple, une fois rabotée, la poutre 1 devient 1R. La Figure II.20 montre l'ensemble des poutres bois testées.



Figure II.20 : section des bois testée en flexion

Le bois étant un matériau naturel présentant des défauts (nœuds...), la détermination de ses propriétés mécaniques peut s'avérer délicate : on peut obtenir des valeurs très différentes selon que l'on fasse des tests à petite échelle (échelle de l'éprouvette) ou à l'échelle de l'élément de structure. Comme le bois retenu dans cette étude est un bois non classé présentant donc un plus grand nombre de défaut que les bois classés, nous avons privilégié une caractérisation à l'échelle de l'élément de structure. Toutefois, quelques essais à l'échelle locale ont également été effectués sur des éprouvettes prélevées dans les poutres testées.

Par ailleurs, dans les poutres hybrides, les poutres bois sont rabotées et jumelées. Nous avons également cherché à apprécier l'influence du rabotage et du jumelage sur la réponse mécanique des éléments bois.

C'est la raison pour laquelle la caractérisation des poutres en bois a été effectuée en plusieurs étapes, à partir d'essais de flexion dans le domaine élastique ou à la ruine, à partir d'essais de torsion dans le domaine élastique, sur les poutres non rabotées et rabotées, sur les poutres seules ou jumelées. La Figure II.21 schématise les principales étapes de la caractérisation.

Il est à noter que le choix des poutres jumelées liées aux poutres GFRP a été effectué en associant des poutres en bois de module élastique longitudinal proche de telle sorte à viser une symétrie verticale et ainsi limiter les effets de flexion déviée parasites.

Avant Rabotage :

- 1) Test en flexion élastique de toutes les poutres
- 2) Test en flexion à la ruine des poutres 10 et 11. Les parties saines de la poutres 10 deviennent des poutres plus courtes appelées 10.1 et 10.2.
- 3) Test en torsion élastique des poutres 1 à 9, 10.1, 10.2 et 15 à 20.
- 4) Jumelage des poutres 1/7, 6/8 et 10.1/10.2
- 5) Test en flexion à la ruine des poutres 2, 3 et 5.

Rabotage des poutres non ruinées : 1R, 4R, 6R, 7R, 8R, 9R, 10.1R, 10.2R, 12R à 20R

- 6) Test en flexion élastique de toutes les poutres sauf 4R et 9R
- 7) Test en torsion élastique de toutes les poutres
- 8) Jumelage des poutres 1R/7R, 6R/8R et 10.1R/10.2R puis test de flexion élastique e t torsion élastique
- 9) Jumelage des poutres 4R/9R, 15R/16R, 17R/19R et 18R/20R puis test de torsion élastique
- 10) Test en flexion à la ruine de 4R/9R (après démontage, la poutre 4R n'est pas endommagée)
- 11) Test en flexion à la ruine de 4R et 13R

Formation et tests sur les poutres hybrides

Prélèvement d'éprouvettes dans les zones saines des poutres en bois des poutres hybrides et tests à l'échelle local

Figure II.21 : principales étapes de la caractérisation des éléments bois

II. 2. b. i. Caractérisation locale du bois par flexion

L'objectif des essais de flexion à l'échelle locale est de déterminer la résistance et le module d'élasticité E_L des poutres bois par analyse inverse selon les normes **NF B51 008** dans le cas du bois sans défaut (noté Sd) et **NF EN 408** pour le bois avec défaut (noté Ad).

Après les avoir testés en flexion jusqu'à la ruine (partie II.2.b.iv), les poutres n° 2, 3 et 5 ont été sélectionnées pour y prélever 4 échantillons avec défaut et 4 sans défaut (Figure II.22).



Figure II.22 : Zones de prélèvement des échantillons avec et sans défaut sur poutre 3

Tous les échantillons ont été testés en flexion 4 points sur une machine Zwick avec une vitesse de chargement de 0.04 mm/s. Les dimensions des éprouvettes testées ainsi que le dispositif de chargement sont présentées sur les figures II.23 et II.24.

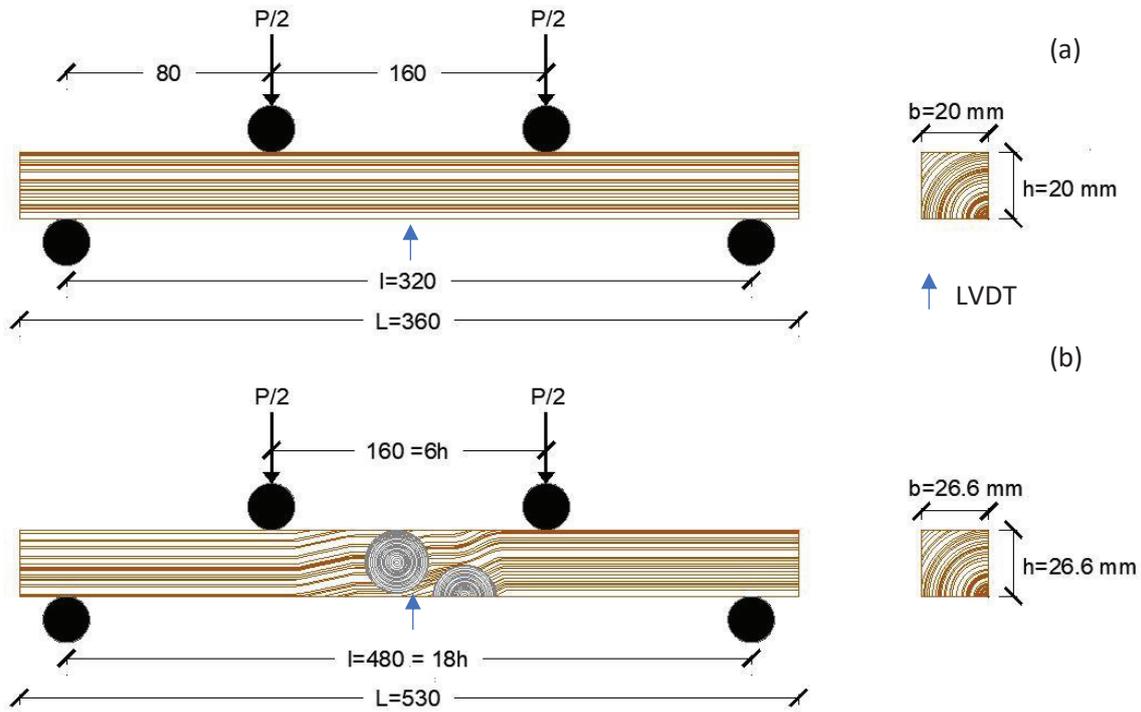


Figure II.23 : schéma statique pour mesurer le module d'élasticité en flexion, conformément à
 (a) NF B52 008 pour un bois sans défaut (en mm),
 (b) NF EN 408 pour un bois avec défaut (en mm)

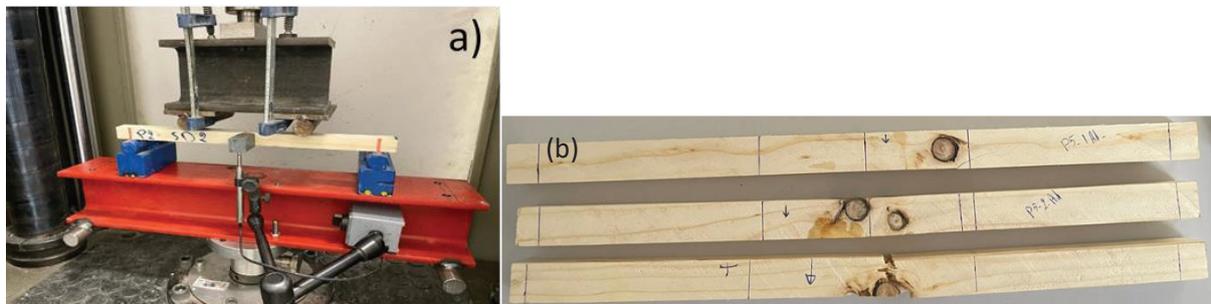


Figure II.24 : échantillons testés en flexion 4 points, (a) dispositif d'essai, (b) mode de ruine de quelques échantillons Ad

Chaque échantillon de bois a été testé deux fois : la première dans le domaine élastique puis déchargé et la seconde jusqu'à la ruine. Les déplacements sont mesurés par le déplacement de la traverse qui donne le déplacement sous les points de chargement et par un capteur LVDT placé à mi-portée (Figure II.24 a).

Les modules d'élasticité ont été calculés à partir de l'équation de flèche pour une flexion 4 points selon les normes :

A partir du déplacement traverse (sous point de chargement) :

$$E_{m,g} = \frac{(F_2 - F_1)(3L - 4a) a^2}{6I \left[(w_2 - w_1) - \frac{K_y(F_2 - F_1)a}{Gbh} \right]} \quad II.3$$

A partir du déplacement LVDT (à mi-portée) :

$$E_{m,g} = \frac{(F_2 - F_1)(3L^2 - 4a^2)a}{24I \left((w_2 - w_1) - \frac{K_y(F_2 - F_1)a}{GA} \right)} \quad II.4$$

où :

L : la portée de la poutre

b, h : les dimensions de la section

a : la distance de l'appui jusqu'au point de chargement

$F_2 - F_1$: est un accroissement de force en newtons sur la partie linéaire de la courbe force/déplacement.

$W_2 - W_1$: est un accroissement de flèche en millimètres correspondant à $F_2 - F_1$.

Si $E_{m,g}$ est calculé par une régression linéaire force/déplacement, il convient que le carré du coefficient de corrélation soit supérieur à 0.99.

I: Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

K_y : coefficient de forme égale 5/6 pour les sections rectangulaires

G : Module de cisaillement

A : Air de la section

Les figures II.25 et II.26 montrent les résultats en termes de courbe contrainte-flèche pour les 8 échantillons prélevés sur la poutre 3 (SD11 à SD14 pour les éléments sans défaut et AD1 à AD4 pour ceux avec défaut). Le module d'élasticité est déterminé selon les équations II.3 et II.4 et les contraintes à la rupture sont calculées à partir de la théorie des poutres. Le tableau II.7 donne le détail des résultats pour les échantillons de la poutre 3 et le bilan pour les échantillons des autres poutres.

De manière générale, le comportement est quasi-fragile. Pour les échantillons sans défaut, la rupture se fait par traction parallèle aux fibres / cisaillement. Pour ceux avec défauts, la rupture se fait autour du défaut, là où la pente de fil est importante et où les propriétés du matériau sont les plus faibles. Un rapport moyen approximatif de 2 est obtenu entre les propriétés du bois sans défaut et celles avec défauts. Le COV varie entre 5 et 11 % pour les propriétés déterminées pour le bois sans défaut, tandis que celle du bois avec défaut varie autour de 20 %. Les

contraintes à la rupture du bois sans défaut sont supérieures à 40 MPa et celles du bois avec défauts sont inférieures à 26 MPa.

Comme attendu, ces résultats montrent la très forte disparité que l'on peut avoir sur ces deux propriétés mécaniques au sein d'une même poutre. Ceci justifie le choix d'une approche globale à l'échelle de l'élément de structure.

P3 SD rupture

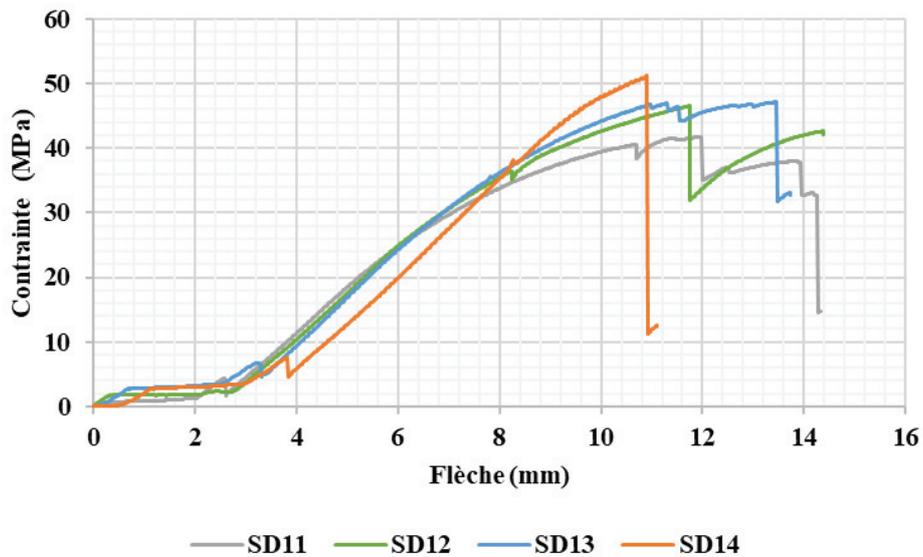


Figure II.25 : comportement en flexion jusqu'à rupture des échantillons Sd sans défauts poutre 3

P3 AD rupture

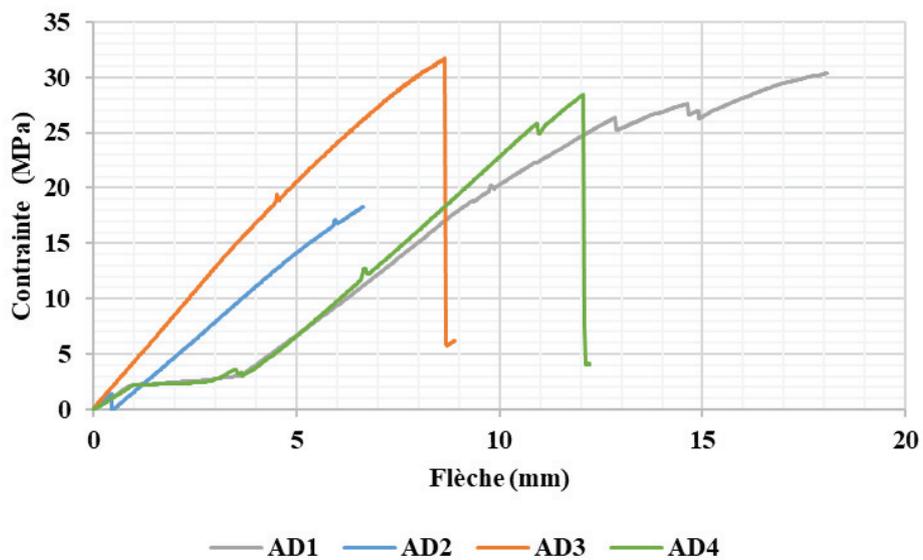


Figure II.26 : comportement en flexion jusqu'à rupture des échantillons Ad avec défauts poutre 3

Tableau II.7 : résultats des modules d'élasticité obtenus pour les échantillons Sd et Ad des poutres 2, 3 et 5

Poutre 3	E_L (MPa) LVDT	E_L (MPa) traverse	σ rupture (MPa)
<i>SD11</i>	6639	5562	42.00
<i>SD12</i>	7906	6092	46.50
<i>SD13</i>	8795	6165	47.10
<i>SD14</i>	7818	6317	51.18
<i>Moyenne</i>	7790	6034	46.70
<i>Ecart-type</i>	884.89	328.33	3.76
<i>COV</i>	11%	5%	8%
<i>AD1</i>	3593	3557	24.65
<i>AD2</i>	3653	3841	14.9
<i>AD3</i>	5287	5220	25.68
<i>AD4</i>	3565	3574	23.07
<i>Moyenne</i>	4025	4048	22.08
<i>Ecart-type</i>	842.47	792.08	4.90
<i>COV</i>	21%	20%	22%

		E_L (MPa) LVDT	σ rupture (MPa)
Poutre 2	SD	9 394	60.06
	AD	7 075	35.05
Poutre 3	SD	7 790	46.70
	AD	4 025	22.08
Poutre 5	SD	6 277	54.5
	AD	5 901	21.60

II. 2. b. ii. Essais élastiques

Dans un premier temps, comme pour les poutres composites (voir paragraphe II.1.a.ii) et comme indiqué dans la norme **NF EN 408**, nous avons effectué des essais de flexion sur les poutres en bois et cherché à déterminer par analyse inverse le module d'élasticité longitudinale E_L et le module de cisaillement G_{LT} . Si les valeurs de E_L pouvaient s'avérer crédibles, celles obtenues pour G_{LT} présentaient de très fortes variabilités, étaient environ 3 fois plus faibles que celles de l'EC5 ou étaient carrément incohérentes. Cette difficulté à déterminer G_{LT} par essais de flexion a été soulignée par d'autres auteurs [**YOS 1998**] et [**MUR 2007**].

En conséquence, nous avons décidé de déterminer d'abord G_{LT} par des essais de torsion puis de déterminer E_L à partir des mesures de flèche obtenues lors d'essais de flexion tout en tenant compte de la flèche de cisaillement en se servant du G_{LT} précédemment obtenu en torsion.

- **Analyse inverse par essais de torsion**

Le dispositif expérimental est analogue à celui utilisé pour les poutres composites (voir II.1.a.ii). Les poutres en bois ont été sollicitées en torsion et les déformations angulaires (rotations des sections autour de leur axe longitudinal) ont été mesurées par deux inclinomètres placés aux deux extrémités de chaque poutre (voir Figure II.27).

Toutes les poutres en bois (sauf 10.1, 10.2, 10.1R et 10.2R) ont été testées selon trois portées (2700 mm, 1800 mm et 900 mm). Nous avons d'abord effectué les tests sur les poutres d'origine

non rabotées puis sur les poutres rabotées. Le comportement observé est parfaitement linéaire, et ce, quelle que soit la portée, avec un coefficient de détermination de l'ordre de $R^2=0.99$, comme illustré sur la Figure II.28 pour la poutre 1R.

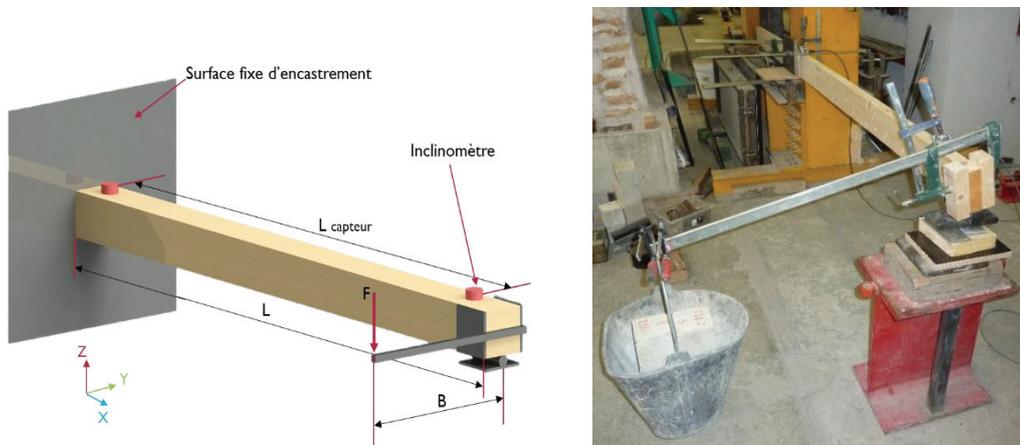


Figure II.27 : Poutres en bois testées en torsion

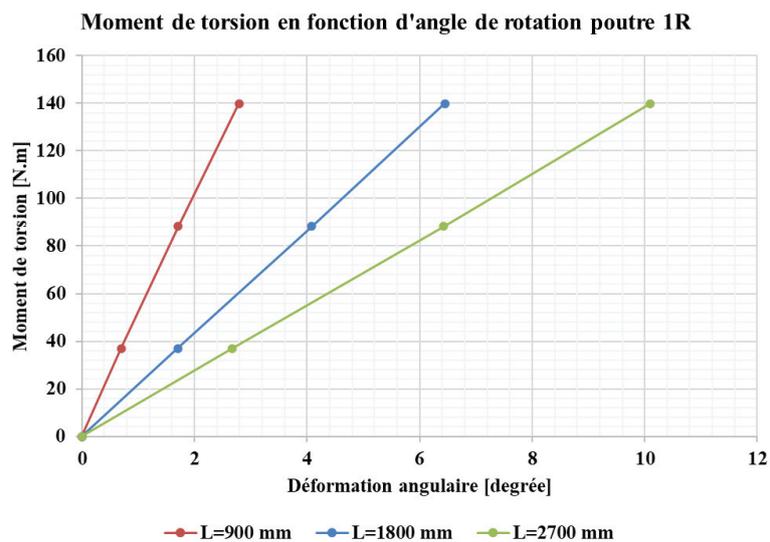


Figure II.28 : Torsion de la poutre 1R

Connaissant le moment de torsion appliqué, la déformation angulaire, les dimensions, il est possible de déterminer le module de cisaillement G_{LT} à partir des équations de St-Venant pour des matériaux orthotropes à section rectangulaire massive :

$$\theta = \frac{T \cdot L}{G_{LT} \cdot d \cdot b^3 \cdot \beta} \quad (I.18)$$

Il est à noter que dans cette équation, le coefficient β dépend du rapport G_{LT}/G_{LR} . Conformément aux travaux de [GUI 1978], il sera pris égal à 1.1.

Le Tableau II.8 présente les valeurs de G_{LT} ainsi obtenues pour chacune des poutres non rabotées et rabotées.

On constate tout d'abord pour chaque poutre que la valeur de G_{LT} obtenue présente des petites variations selon la portée : le COV moyen vaut 37.73 % mais on peut noter quelques pics pour les poutres 6, 15 et 9R.

Les valeurs moyennes de G_{LT} obtenues pour les 2 lots de poutres non rabotées sont très similaires : elles varient entre 607 et 930 MPa, ce qui est dans la gamme des valeurs définies dans l'EC5 pour des bois classés entre le C14 et le C50 (NF EN 338) qui sont comprises entre 440 et 1000 MPa.

Pour ce qui est de l'influence du rabotage sur cette propriété élastique, on observe un écart maximal pour les deux demi-poutres 10.1 et 10.2 de 21%. La différence des modules de cisaillement moyens des 2 populations (759 MPa pour les poutres rabotées et 722 MPa pour les non rabotées) est inférieure à 6 % ce qui montre que la perte de matière (bois sans défaut ou avec) n'a pas d'influence significative sur le module de cisaillement.

Néanmoins, comme le montre, la

Figure II.29, on observe une variabilité assez importante des rigidités de torsion du bois qui peut atteindre 30 % pour les poutres du même lot et de même section.

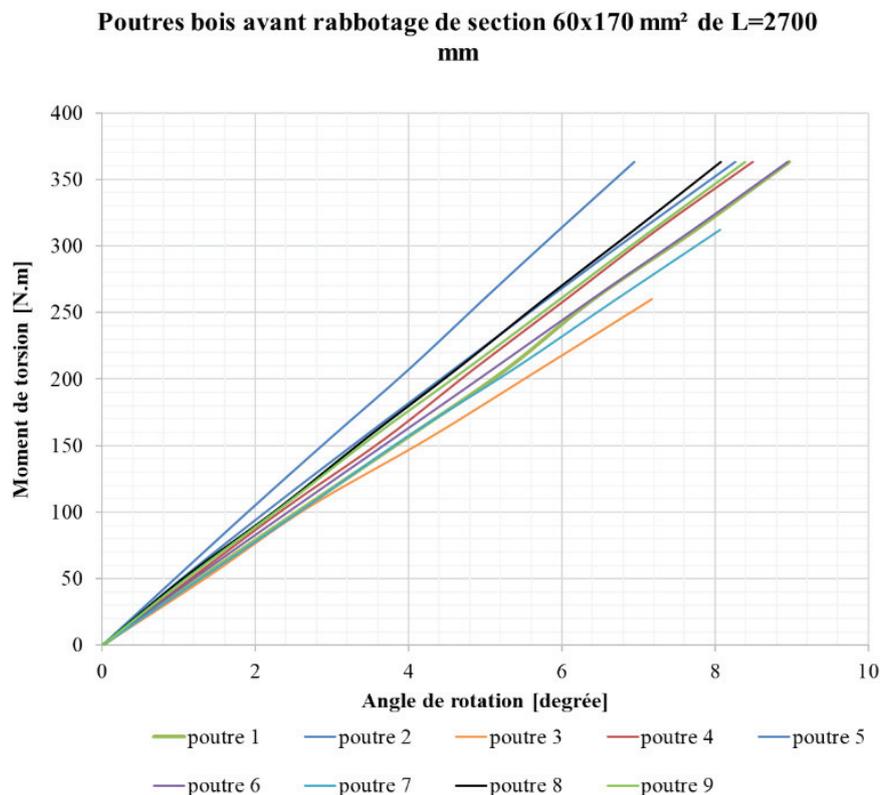


Figure II.29 : comparaison du comportement en torsion des poutres bois du lot 1

Tableau II.8 : Modules de cisaillement G_{LT} résultant de l'analyse inverse de torsion

Poutres	GLT (MPa)			Moyenne GLT (Mpa)	Ecart type
	L=2700 mm	L=1800 mm	L=900 mm		
1	649	615	639	634	17
2	689	691	777	719	50
3	563	597	662	607	50
4	675	698	772	715	51
5	783	777	832	797	30
6	621	705	819	715	99
7	624	641	684	650	31
8	715	750	847	771	68
9	704	715	748	722	23
10 1	-	-	928	928	
10 2	-	-	893	893	
15	690	898	866	818	112
16	777	813	841	810	32
17	660	691	788	713	67
18	889	884	895	889	6
19	727	752	771	750	22
20	773	768	773	771	3
1R	588	585	644	606	33
4R	745	705	783	744	39
6R	624	610	586	607	19
7R	660	617	644	640	22
8R	707	692	635	678	38
9R	781	848	1020	883	123
10 1R	-	-	731	731	
10 2R	-	-	765	765	
12R	-	-	715	715	
13R	-	-	1060	1060	
14R	-	-	757	757	
15R	624	608	599	610	13
16R	783	834	838	818	31
17R	640	664	678	661	19
18R	791	806	822	806	16
19R	723	756	779	753	28
20R	782	786	835	801	30

- *Analyse inverse par essais de flexion*

Les poutres en bois ont été soumises à des essais de flexion 3 points dans le domaine élastique sur plusieurs portées selon la norme **ASTM-D198-94**. Seules la force et la flèche à mi-travée sont mesurées. Pour les poutres composites, 3 portées avaient été utilisées. Pour le bois, le nombre a été augmenté à 5 (700 mm, 960 mm, 1400 mm, 2100 mm, 2800 mm) dans le but d'obtenir des valeurs plus précises sur les propriétés obtenues par analyse inverse.

Pour ce type d'essai, la flèche à mi travée s'exprime par :

$$v = \frac{PL^3}{48EI_y} + \frac{PL}{4GK_yA} \quad II.5$$

Dans cette équation, le coefficient de forme K_y sera pris égal à 5/6 (section massive rectangulaire).

Comme évoqué plus haut, le module de cisaillement ayant une contribution beaucoup plus importante que celui du composite sur la flèche, il n'a pas été possible de déterminer cette propriété par analyse inverse comme montré dans la partie II.2.a.ii. En effet, pour les faibles

portées (700 et 960 mm), la flèche due au terme de cisaillement est plus importante que celui du terme du module d'élasticité longitudinale, ce qui ne nous permet pas d'obtenir une droite comme sur la Figure II.9 avec une contribution constante des termes E et G. Les modules d'élasticité longitudinale E_L seront alors déterminés à partir de l'équation II.5 pour une seule portée de 2800 mm (portée la plus représentative des poutres qui seront assemblées par la suite pour constituer les poutres hybrides), sauf pour les poutres 10.1, 10.2, 10.1R et 10.2R qui seront testées pour une portée de 1400 mm. Le module de cisaillement utilisé dans cette équation est celui déterminé par analyse inverse de torsion.

Le tableau II.9 ci-dessous synthétise les valeurs obtenues avant et après rabotage.

Les modules d'élasticité longitudinaux des poutres non rabotées ainsi obtenus varient entre 6000 et 13500 MPa avec une valeur de moyenne de 9170 MPa et un COV de 24.50 %. Les valeurs des poutres rabotées varient quant à elles de 6266 à 12 392 MPa avec une valeur moyenne de 8826 MPa et un COV de 25.68 %. On obtient alors une différence moyenne de 4 % entre les 2 populations. Les poutres 10-1R et 10-2R de portée 1400 mm ont des modules d'élasticité beaucoup plus faibles, de l'ordre de 5000 MPa. Ceci peut s'expliquer par l'influence des nœuds plus importante pour des éléments de plus faible longueur. Comme pour le module de cisaillement, l'influence du rabotage peut être considérée comme négligeable sur les propriétés élastiques.

Néanmoins, la nodosité et les autres défauts présents dans les éléments entraînent une très forte variabilité des propriétés (rapport de 2 sur le module d'élasticité pour une même population) comme illustré sur la Figure II.30.

Les résultats obtenus par cette approche globale pour déterminer le module E_L sont cohérents avec les résultats obtenus par l'approche locale. Par exemple, pour la poutre 3, on obtient un module E_L de 6084 MPa par analyse inverse de flexion à grande échelle et un module de 6034 MPa à l'échelle locale. Ceci traduit que pour le module E_L , la présence des nœuds a peu d'influence sur la flèche à l'échelle d'un élément de structure. Il peut en être différent pour les contraintes à rupture.

Tableau II.9 : résultats analyse inverse flexion 3 points portée 2800 mm

Poutres bois	b [mm]	h [mm]	I [mm ⁴]	F [kN]	v [mm]	G _{LT} [MPa]	E _L [MPa]
1	60	167	23 287 315	6	11,30	634	11 215
2	60	170	24 565 000	6	12,80	719	9 222
3	60	171	25 001 055	6	18,85	607	6 084
4	60	169	24 134 045	6	10,80	715	11 252
5	61	170	24 974 416	6	14,80	797	7 743
6	61	167	23 675 437	6	15,65	715	7 748
7	60	166	22 871 480	6	11,00	650	11 738
8	60	168	23 708 160	6	16,35	771	7 372
9	60	165	22 460 625	6	9,70	722	13 582
15	42	141	9 811 274	3	12,70	818	11 481
16	42	141	9 811 274	3	14,55	810	9 971
17	43	142	10 260 115	3	19,15	713	7 200
18	42	141	9 811 274	3	21,20	889	6 749
19	41	141	9 577 672	3	16,70	750	8 887
20	43	143	10 478 408	3	18,45	771	7 307
						Moyenne	9170

Poutres bois	b [mm]	h [mm]	I [mm ⁴]	F [N]	v [mm]	G [MPa]	E _L [MPa]	EI [N.m ²]
1R	41,8	164,6	15 534 044	4 000	12,25	538	11 568	179 703
4R	43	168	16 990 848	16 500	59,30	773	8 461	143 761
6R	42,7	166,6	16 454 005	4 000	16,97	605	7 643	125 757
7R	41,9	166,3	16 058 668	4 000	10,98	651	12 392	199 006
8R	42,8	168,3	17 002 582	4 000	17,00	697	7 330	124 636
15R	37,2	130	6 810 700	2 000	14,06	623	11 067	75 373
16R	37,3	129,3	6 719 287	2 000	16,56	810	9 385	63 061
17R	37,5	129,7	6 818 203	2 000	19,50	711	7 846	53 494
18R	37,9	130	6 938 858	2 000	23,78	867	6 266	43 479
19R	37,3	129,7	6 781 840	2 000	18,89	754	8 138	55 190
20R	37,5	129,6	6 802 445	2 000	21,78	862	6 992	47 565

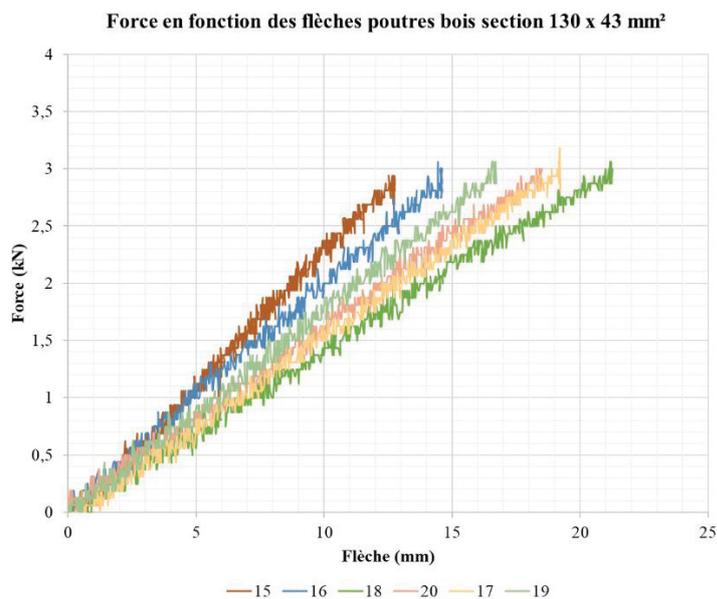


Figure II.30 : comportement élastique en flexion 4 points des poutres bois de section 130 x 43 mm²

- *Jumelage des poutres bois pour l'hybridation*

Une fois les propriétés élastiques des composants unitaires bois déterminées, il a fallu définir les couples de poutres en vue de leur assemblage avec les profilés composites. Pour essayer de tendre au maximum vers une symétrie des poutres hybrides en termes de rigidité, des binômes ont été formés en fonction de leur module d'élasticité proche. Ainsi à partir du tableau II.9, les duos suivants (Tableau II.10) ont été choisis pour les caractériser également dans le domaine élastique.

Tableau II.10: Jumelage des poutres Bois (non rabotées et rabotées)

1/7	1R/7R	15R/16R	18R/20R
6/8	6R/8R	17R/19R	4R/9R

Les couples ainsi créés, connectés par boulonnage, ont été testés en flexion et en torsion (même méthode que pour les composants unitaires). La Figure II.31 illustre le dispositif expérimental en flexion pour la poutre 6R/8R.



Figure II.31 : Dispositif expérimental de flexion de la poutre 6R/8R

Le Tableau II.11 résume les données obtenues pour l'ensemble des poutres avec les essais de flexion. La valeur du E_L moyen obtenu pour chaque poutre jumelle est proche de celui des poutres unitaires. Par exemple, on obtient pour la poutre 1R/7R une valeur $E_L = 11282$ MPa alors que le E_L vaut 11568 MPa et 12392 MPa pour 1R et 7R respectivement. Cette petite différence peut s'expliquer par des erreurs de mesures, les conditions d'appui de la poutre jumelle forcément différentes de celles des poutres unitaires ou par la connexion qui peut induire une baisse de la rigidité flexionnelle de la poutre jumelle.

Tableau II.11 : Propriétés élastiques des couples de poutres bois

<i>Poutres bois</i>	<i>b [mm]</i>	<i>h [mm]</i>	<i>I [mm⁴]</i>	<i>F [N]</i>	<i>v [mm]</i>	<i>G [MPa]</i>	<i>EL [MPa]</i>
1R/7R	83,7	165,45	31 589 629	8 000	12,25	595	11 282
6R/8R	85,5	167,45	33 453 405	7 400	15,11	651	7 797
15R/16R	74,5	129,65	13 529 838	4 500	17,88	717	9 760
17R/19R	74,8	129,7	13 600 043	4 500	23,43	733	7 348
18R/20R	75,4	129,8	13 740 868	4 500	26,83	865	6 311
4R/9R	85	169	34 189 897	10 000	13,45	779	11 408

Le Tableau II.12 résume les rigidités de torsion obtenues. On note que la rigidité de torsion GJ des poutres jumelles est bien plus grande que celle des poutres unitaires ce qui est tout à fait logique car le jumelage accroît la section.

Par ailleurs, bien que les modules de cisaillement G_{LT} du bois soient bien plus faibles que ceux du composite (750 MPa contre 2760 MPa en moyenne), la rigidité de torsion GJ ou le rapport M / θ des poutres jumelles bois sont nettement supérieurs (rapport de 10 environ) à ceux du composite, laissant présager de l'intérêt de cette hybridation.

Tableau II.12 : Rigidité de torsion des poutres bois et poutres bois jumelées

Poutres en bois	L=2700 mm	L=1800 mm	L=900 mm	Moyenne
	GJ=M*L/θ [N.m ² /rad]			
1	5 804	5 500	5 716	5 673
7	5 537	5 695	7 110	6 114
1/7	13 152	13 478	16 765	14 465
1R	1 959	1 950	1 924	1 945
7R	2 220	2 074	2 164	2 152
1R/7R	4 871	4 837	5 654	5 120
6	5 817	6 598	7 672	6 695
8	6 443	6 758	7 632	6 944
6/8	13 941	14 762	16 688	15 130
6R	2 251	2 232	2 115	2 199
8R	2 570	2 516	2 309	2 465
6R/8R	5 602	5 787	6 084	5 824
4R	2 731	2 583	2 871	2 728
9R	2 776	3 013	3 622	3 137
4R/9R	7 202	7 045	8 010	7 419
10-1	-	-	8 238	8 238
10-2	-	-	7 927	7 927
10-1R	-	-	2 476	2 476
10-2R	-	-	2 570	2 570
10-1R/10-2R	-	-	6 185	6 185
15	1 877	2 444	2 355	2 225
16	2 114	2 211	2 289	2 205
15R	1 083	1 056	1 041	1 060
16R	1 347	1 435	1 442	1 408
15R/16R	3 309	3 404	3 857	3 523
17	1 931	2 021	2 305	2 086
19	1 851	1 917	1 964	1 911
17R	1 195	1 240	1 267	1 234
19R	1 256	1 314	1 353	1 308
17R/19R	2 637	2 920	3 157	2 905
18	2 418	2 404	2 435	2 419
20	2 283	2 268	2 281	2 277
18R	1 477	1 505	1 535	1 506
20R	1 459	1 468	1 559	1 496
18R/20R	2 728	2 781	2 839	2 783

II. 2. b. iii. Essais de flexion à la ruine

Plusieurs poutres en bois ont été testées jusqu'à la rupture en flexion 4 points proches dans le but de d'évaluer la résistance des poutres des 2 lots commandés lors de la thèse et de les comparer à celles de lots antérieurs (notées poutres Wo - voir (Annexes A2 et A5)).

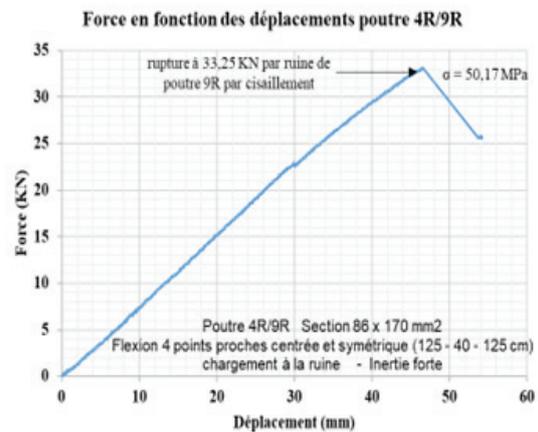
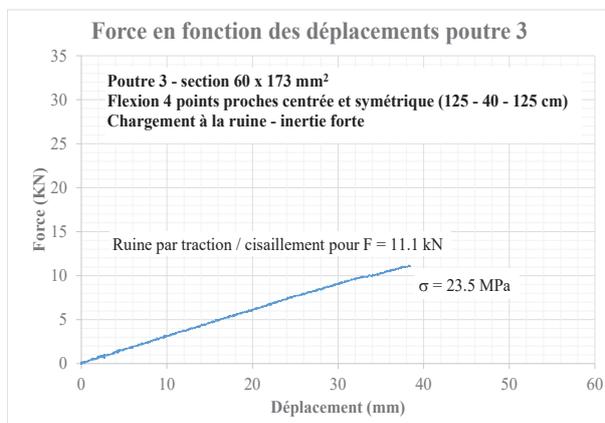
Le dispositif expérimental est analogue aux essais de flexion présentés plus haut (Figure II.31).

Le comportement des poutres bois unitaire originale non rabotée, comme celui des poutres rabotée et/ou jumelées, est de type quasi-élastique fragile avec une rupture brutale par traction - cisaillement comme illustrée sur la Figure II.32 pour les poutres 3 et 4R/9R.

Les contraintes de rupture des poutres seules et des poutres jumelées sont montrées dans le Tableau II.13. On remarque une grande variabilité dans la contrainte de rupture entre les

poutres, même celles provenant du même lot. Les valeurs varient entre 23 et 61 MPa (voir jusqu'à 73 MPa si on considère les poutres de la campagne précédente). Le taux d'humidité des bois, déterminé après les essais, est compris entre 11 et 15 %. On constate alors que les résistances des bois correspondent à des bois classés (C22 minimum), leur non classement mécanique est probablement dû à leur faible module d'élasticité ou au nombre important de nœuds présents.

La Figure II.33 montre l'évolution des déformations de la poutre jumelée 4R/9R données par des jauges positionnées dans la section centrale en différents points. Les deux jauges positionnées en partie inférieure des poutres 4R et 9R ont eu un dysfonctionnement à cause des nœuds qui se trouvaient très près. Les jauges supérieures indiquent une déformation maximale à rupture de l'ordre de 3300 $\mu\text{m}/\text{m}$. Après la rupture de la poutre 4R/9R et son démontage, la poutre 4R ne présentait aucun endommagement visible. Elle a alors été ainsi re-testée en flexion selon le même schéma jusqu'à la rupture. La résistance obtenue est de 49.8 MPa ce qui est très proche de celle de 4R/9R (50.2 MPa).



Ruine poutre 3



Ruine poutre 4R/9R

Figure II.32 : Comportement des poutres bois en flexion 4 points inertie forte jusqu'à rupture

Tableau II.13 : Contrainte à la rupture des poutres bois seules et jumelées

Poutres Bois seul	2	3	4R	5	10	11	13R	Wo31	Wo61
Contrainte de Flexion [MPa]	36.8	23.5	49.8	38.3	22.9	61.4	26.4	73	55
Poutres Jumelée	Wo1	Wo3	Wo5	Wo7	4R/9R				
Contrainte de Flexion [MPa]	35.1	72.8	52.2	64.7	50.2				

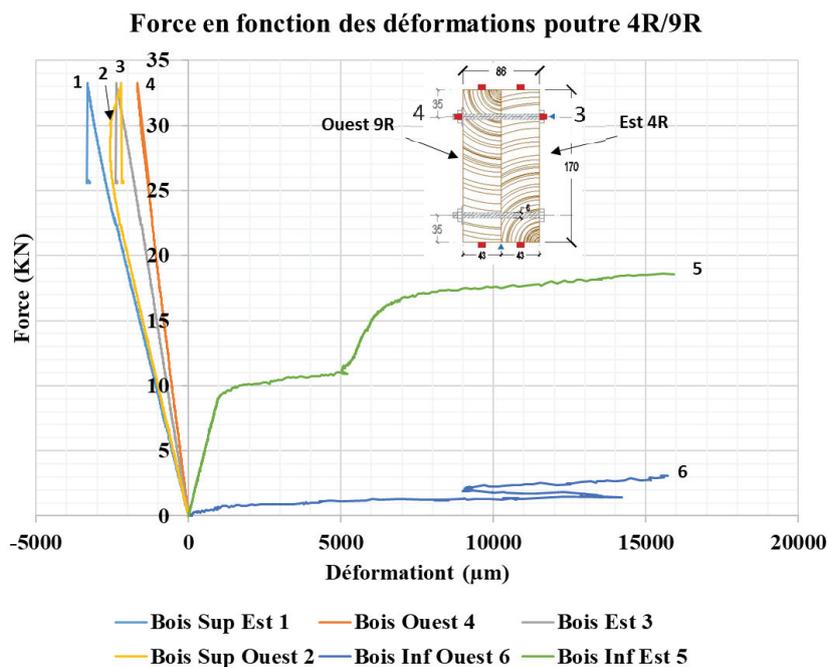


Figure II.33 : Force en fonction des déformations poutre 4R/9R, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

II. 2. b. iv. Bilan

Les résultats de flexion et de torsion sur les poutres bois ont permis d'évaluer le module d'élasticité longitudinale E_L , le coefficient de cisaillement G_{LT} et la contrainte à rupture des lots utilisés. L'influence du rabotage et du jumelage a également pu être identifiée.

Il ressort d'abord que, sous toutes leurs formes (unitaire, rabotée ou non, jumelée), les poutres bois présentent sans surprise un comportement quasi élastique linéaire jusqu'à la ruine brutale par traction / cisaillement qui se produit souvent près des nœuds dans la zone la plus sollicitée.

De plus, la variabilité du comportement entre des poutres de même lot peut être importante : les contraintes à la rupture varient entre 23 et 70 MPa, les modules d'élasticité longitudinaux sont compris entre 6300 et 11400 MPa et les modules de cisaillement varient entre 600 et 930 MPa. Cette variabilité est connue pour le bois qui est un matériau naturel, elle est ici certainement un peu accrue par le fait qu'il s'agit de bois non classé.

Les essais de torsion ont mis en évidence une rigidité pour les poutres rabotées jumelées beaucoup plus importante que celle des profilés ouverts en GFRP (bien qu'ayant un module de

cisaillement plus faible) ce qui confirme l'intérêt a priori d'assembler le bois et les composites et laisse augurer que le bois peut jouer un rôle important dans le renforcement des poutres pultrudées pour éviter l'instabilité de déversement causée, entre autres, par des phénomènes de torsion.

II. 3. Comportement des poutres hybrides composites-bois

Dix spécimens de poutres hybrides GFRP-bois ont été étudiés dans cette thèse et reprennent les dimensions et compositions des différents constituants présentés précédemment (durant cette étude et lors des travaux préliminaires). Les sections transversales des poutres hybrides sont présentées sur la Figure II.34. La composition des poutres en fonction des composants unitaires est donnée dans le Tableau II.14.

Les poutres ont une longueur de 3 m et une portée de 2,90m., exceptée la poutre HCW3.2 qui a une portée de 1,4 m.

La géométrie (dimensions et forme du profilé) et la nature du profilé (acrylique ou polyester) seront les principales variables étudiées.

Chaque profilé (excepté HCW3.2) est connecté avec les poutres en bois par douze paires de boulons de 6 mm de diamètre (couple de serrage de 8 kNm), espacés tous les 24 cm, fixés au niveau de l'âme des profilés. Pour éviter une rupture prématurée aux appuis, des raidisseurs en béton armé de 10 cm de large ont été coulés aux deux extrémités des poutres hybrides. Les Figures II.34 et II.35 montrent la position des boulons (des détails de toutes les poutres hybrides sont présentées dans l'annexe A2).

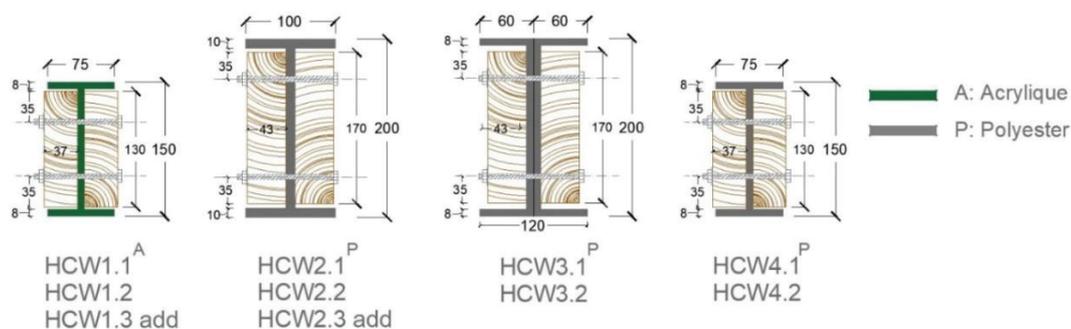


Figure II.34 : section des poutres hybrides testées en flexion et en torsion

Tableau II.14 : Composition des poutres hybrides en fonction des composants unitaires

Poutres Hybride	HCW1.1	HCW1.2	HCW1.3	HCW2.1	HCW2.2	HCW2.3	HCW3.1	HCW3.2	HCW4.1	HCW4.2
Profilés GFRP	Co2	Co7	Co8	Co4	Co12	Co13	Co5	Co14	Co9	Co11
Poutres Bois	Wo2	12R/13R	15R/16R	Wo4	1R/7R	6R/8R	Wo6	10.1R/10.2R	18R/20R	17R/19R

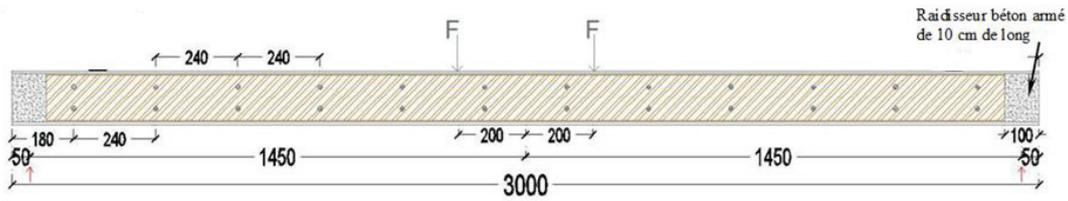


Figure II.35 : Vue longitudinale des poutres hybrides

Les poutres hybrides ont été étudiées en plusieurs phases. Elles ont d'abord été soumises à des essais dans le domaine élastique : des essais de flexion selon différents schémas statiques, en inertie forte et en inertie faible, ainsi que des essais de torsion. Puis, elles ont été testées jusqu'à la ruine en flexion 4 points proches centrée selon l'inertie forte.

Pour les poutres HCW1.3 et HCW2.3, nous avons cherché à évaluer l'effet d'un accroissement de la connexion sur le comportement. Ces poutres ont été d'abord testées dans le domaine élastique sans connecteurs supplémentaires puis avec des connecteurs supplémentaires. Ces connecteurs supplémentaires sont des vis de 4 mm de diamètre et d'une longueur comprise entre 40 et 60 mm reliant les semelles inférieure et supérieure du profilé aux poutres en bois (figures II.36 et II.37). Ces deux poutres ont finalement été testées en flexion jusqu'à la ruine avec les vis additionnelles. Lorsque ces vis additionnelles sont présentes, l'indice « add » a été ajouté dans le nom de la poutre.

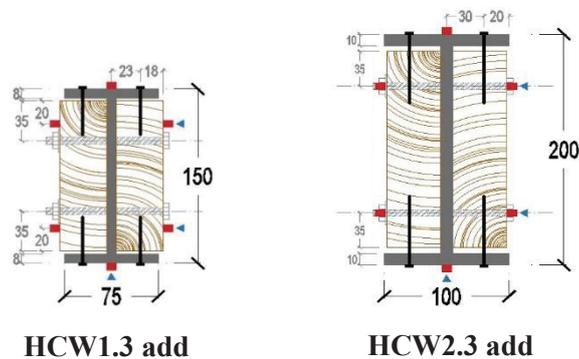


Figure II.36 : sections des poutres hybrides avec vis additionnelles

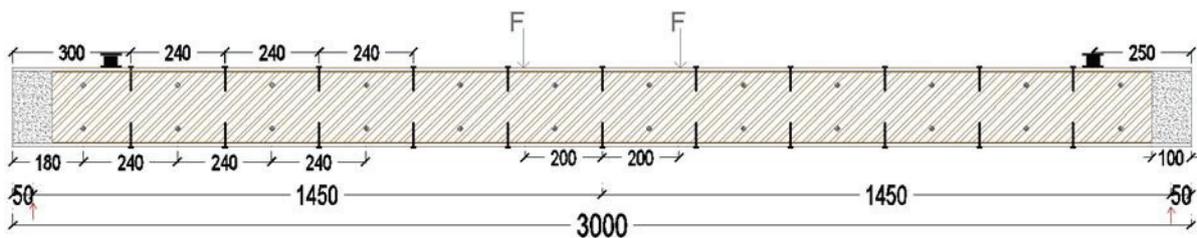


Figure II.37 : Vue longitudinale des poutres hybrides avec vis additionnelles

II. 3. a. Phase élastique

II. 3. a. i. Essais de flexion élastique

Les poutres hybrides HCW1.2, HCW1.3, HCW2 .2, HCW2.3, HCW3.2, HCW4.1 et HCW4.2 ont été soumises à des essais de flexion :

- 4 points éloignés (les points de chargement sont espacés de 93 cm et centrés sur la poutre),
- 4 points rapprochés (les points de chargement sont espacés de 40 cm et centrés sur la poutre),
- 3 points selon leur inertie forte et faible dans le domaine élastique (voir annexes A4 et A5).

Le but est de voir ici, si dans le domaine élastique, le type de matrice et la variabilité du bois ont une forte influence sur les propriétés élastiques des systèmes hybrides.

Pour la suite de cette partie, les résultats d'essais seront donnés pour la flexion 4 points proches, car les structures hybrides ont été testées à la ruine selon ce mode de sollicitations.

Les déplacements verticaux (un au centre et l'autre à 93 cm de l'appuis) et horizontaux (deux capteurs et section centrale) ont été enregistrés par des capteurs LVDT, et les déformations longitudinales ont également été mesurées dans la zone centrale à différents points à l'aide de jauges d'extensométrie. La Figure II.38 montre les mesures effectuées dans la section.

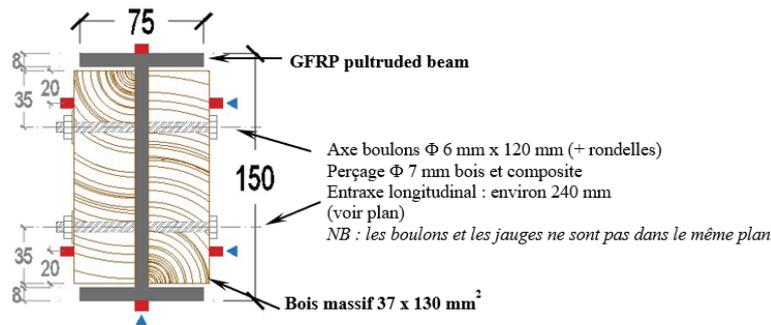


Figure II.38 : mesure des déformations et déplacements dans la section centrale

La Figure II.39 illustre les résultats obtenus en termes de force-déplacement pour des populations identiques à savoir, HCW2 (poutres hybrides avec profilé polyester de 200 mm) et HCW4 (poutres hybrides avec profilé polyester de 150 mm).

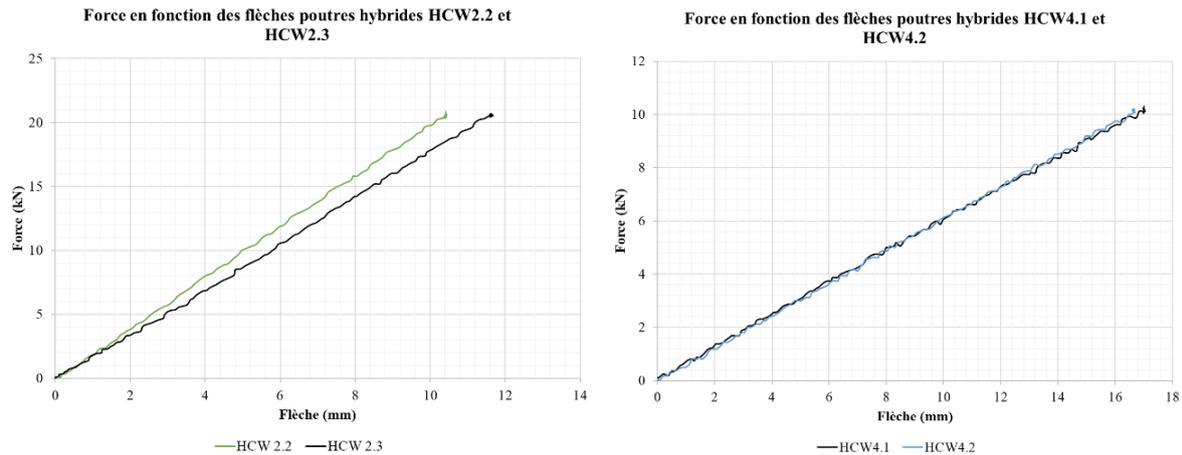


Figure II.39 : comportement en flexion élastique des poutres hybrides de même matrice et même dimension

On constate alors que les poutres hybrides HCW2.2 et HCW2.3 ont un écart de 12 % sur le déplacement à force égale. La poutre HCW2.2 est plus rigide que HCW2.3, ce qui est cohérent puisque les poutres jumelles bois 1R/7R ont un module d'élasticité longitudinal de 11 282 MPa contre 7 797 MPa pour le couple 6R/8R (45 %). Pour les poutres HCW4.1 et HCW4.2, le comportement est identique, bien que les couples 18R/20R et 17R/19R avaient des modules d'élasticité longitudinaux de 6311 MPa et 7348 MPa (16 %). On peut donc en conclure que dans le domaine élastique en flexion, l'hybridation des poutres permet d'atténuer l'influence des propriétés du bois.

La Figure II.40 compare le comportement force-déplacement des poutres hybrides constituées de profilés I de 150 mm acrylique et polyester (HCW1.3 et HCW4.1).

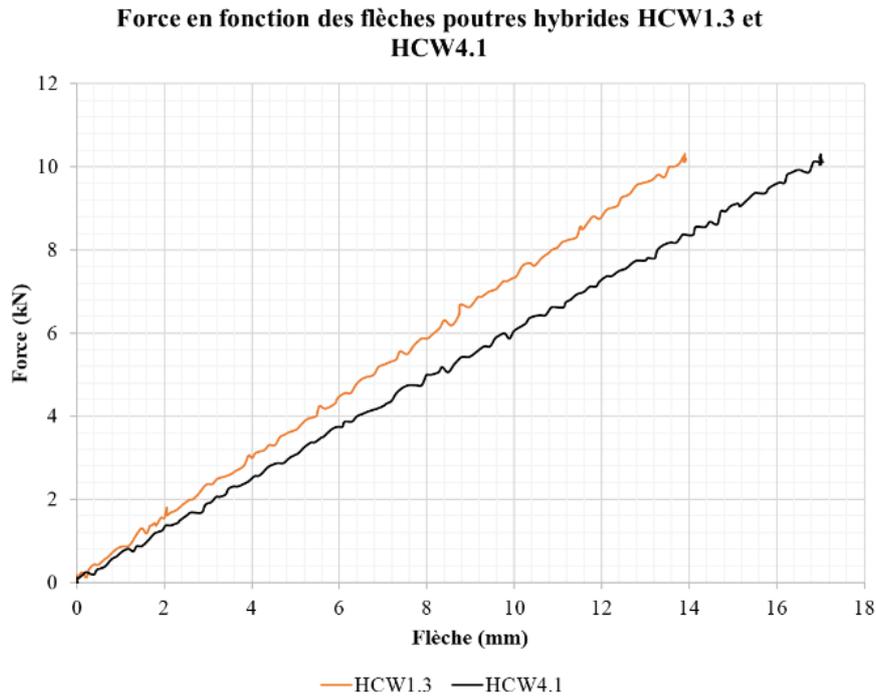


Figure II.40 : Comportement force-déplacement des poutres hybrides acrylique et polyester

On remarque alors qu'à force égale, un écart de déplacement de 23 %. La poutre HCW1.3 est plus rigide que la poutre HCW4.1. Cela s'explique par la différence de propriété des poutres jumelles, puisque les poutres 15R/16R (HCW1.3) avaient un module d'élasticité de 9711 MPa contre 6311 MPa pour le couple 18R/19R (HCW4.1), soit un écart de 53 %. Cette différence est également due à l'effet de la matrice. En effet, dans la partie I.2.a.ii, un écart sur les propriétés élastiques de 8 % avait été observé entre les profilés acrylique et polyester, avec un meilleur comportement pour l'acrylique.

Enfin, la Figure II.41 permet d'étudier l'influence de vis additionnelles sur le comportement élastique.

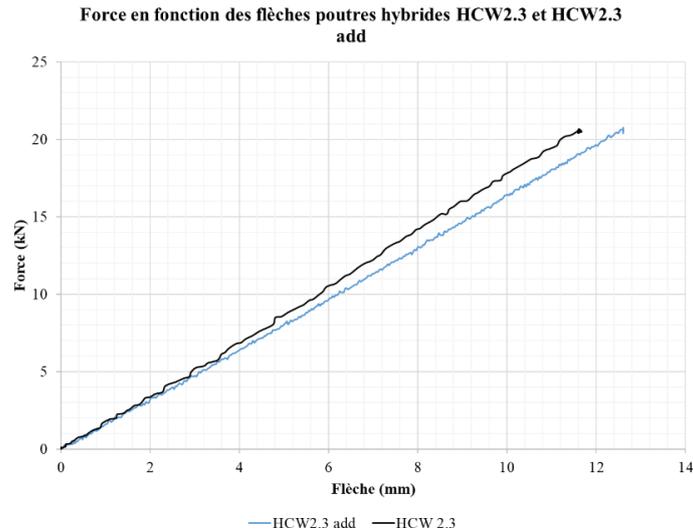


Figure II.41 : Influence de vis additionnelles sur le comportement élastique de la poutre HCW2.3

On constate alors que l'ajout de vis ne semble pas avoir d'effet significatif dans le domaine élastique. Un écart de 8 % est observé en défaveur des vis additionnelles mais cet écart peut provenir des propriétés des poutres bois constitutives.

La Figure II.42 montre à titre d'exemple l'évolution des déformations au cours du chargement pour la poutre HCW1.3. Le profilé composite Co8 a un comportement symétrique en termes de déformations. Ce constat peut également se faire pour la poutre élémentaire bois 15R. Par contre, un rapport de 2 est observé pour la poutre 16R qui semble 2 fois plus rigide en traction qu'en compression. Ce rapport de 2 s'observe aussi en comparant le comportement en traction des deux poutres bois. Cette différence s'explique en réalité par la présence d'un nœud près de la jauge qui vient perturber les données. On peut donc en déduire que de manière générale le comportement est relativement symétrique.

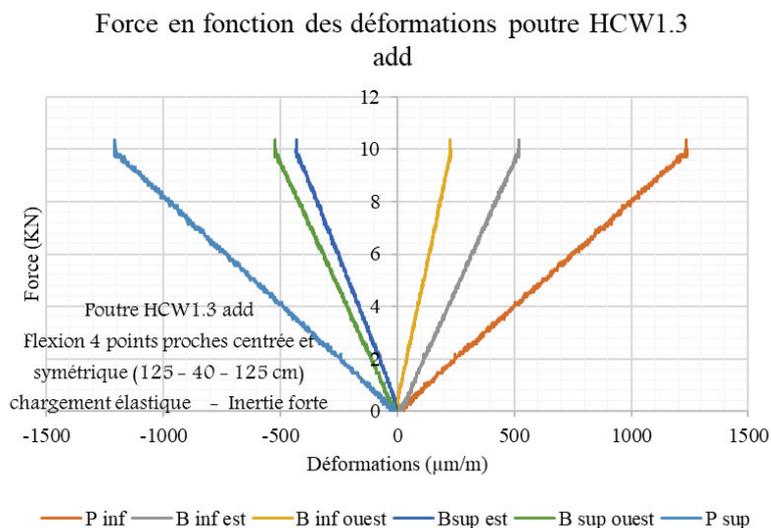


Figure II.42 : Force en fonction des déformations poutre HCW1.3 add, flexion 4 points inertie forte

De ces essais, nous avons pu également calculer les rigidités en flexion en inertie forte et faible de certaines poutres, qui sont présentées dans les tableaux II.15 à II.18. Les valeurs sont calculées par le coefficient d'homogénéisation n fonction des modules d'élasticité du bois E_B et du composite E_C , ainsi que les modules d'inertie comme montré dans l'équation II.6.

Les gains apportés par les poutres en bois sur les profilés pultrudés sont également calculés par l'équation II.7. Il est à noter que la faible différence de valeurs des modules E_L n'a pas été prise en compte dans le calcul du centre de gravité de la section homogénéiser.

$$I_h = I_c + n \cdot I_B \quad \text{avec} \quad n = \frac{E_B}{E_C} \quad \text{Et} \quad EI_h = E_C \cdot I_h \quad (II.6)$$

$$\% \text{ gain} = \frac{EI_h - EI_c}{EI_c} * 100 \quad (II.7)$$

Tableau II.15 : Rigidité en flexion des poutres hybrides testées en élastique en inertie forte

	ly (composite) mm4	E (composite) Mpa	ly (Bois) mm4	E (Bois) Mpa	ly (hybride) mm4	EI [N.m ²]
HCW1.3	7 659 669	30 360	13 529 838	9 768	12 012 610	364 703
HCW2.2	22 926 666	32 840	31 589 629	11 220	33 719 568	1 107 351
HCW2.3	22 926 666	32 840	33 453 405	7 786	30 857 597	1 013 363
HCW3.2	26 010 965	37 900	32 172 549	5 024	30 275 738	1 147 450
HCW4.1	7 659 669	28 900	13 740 868	6 316	10 662 919	308 158
HCW4.2	7 659 669	28 900	13 600 043	7 353	11 120 038	321 369

Tableau II.16 : Rigidité en flexion des poutres hybrides testées en élastique en inertie faible

	lz (composite) mm4	lz (Bois) mm4	lz (hybride) mm4	EI [N.m ²]
HCW1.3	568 217	4 467 454	2 005 527	60 888
HCW2.2	1 681 667	8 084 663	4 443 870	145 937
HCW2.3	1 681 667	8 721 722	3 749 360	123 129
HCW4.1	568 217	4 636 684	1 581 626	59 944
HCW4.2	568 217	4 523 385	1 719 138	49 683

Tableau II.17 : comparaison des rigidités de flexion des éléments des poutres hybrides testées en inertie forte

	EI (composite) [N.m ²]	EI (Bois) [N.m ²]	EI [N.m ²]	gain % composite
HCW1.3	232 548	132 155	364 703	56,83
HCW2.2	752 912	354 439	1 107 351	47,08
HCW2.3	752 912	260 452	1 013 363	34,59
HCW4.1	221 364	86 794	308 158	39,21
HCW4.2	221 364	100 005	321 369	45,18

Tableau II.18 : comparaison des rigidités de flexion des éléments des poutres hybrides testées en inertie faible

	EI (composite) [N.m ²]	EI (Bois) [N.m ²]	EI [N.m ²]	gain % composite
HCW1.3	17 251	22 087	60 888	252,95
HCW2.2	55 226	30 564	145 937	164,25
HCW2.3	55 226	22 233	123 129	122,95
HCW4.1	16 421	11 518	59 944	265,03
HCW4.2	16 421	12 314	49 683	202,55

L'apport du bois sur le composite en termes de rigidité flexionnelle est compris entre 35 et 55 % lorsque l'élément est testé selon son inertie forte. Lorsqu'il est testé selon son inertie faible, le gain peut aller de 120 à 265 %. Ces résultats sont encourageants car pour des bois de très faibles qualités mécaniques (HCW4.1), l'hybridation a un réel impact sur le comportement en flexion.

Cette observation se vérifie, en superposant sur le même graphe, les composants élémentaires, les poutres jumelles et la poutre hybride (Figure II.43). On constate alors que la somme des raideurs composite/jumelles est équivalente à la raideur des poutres hybrides.

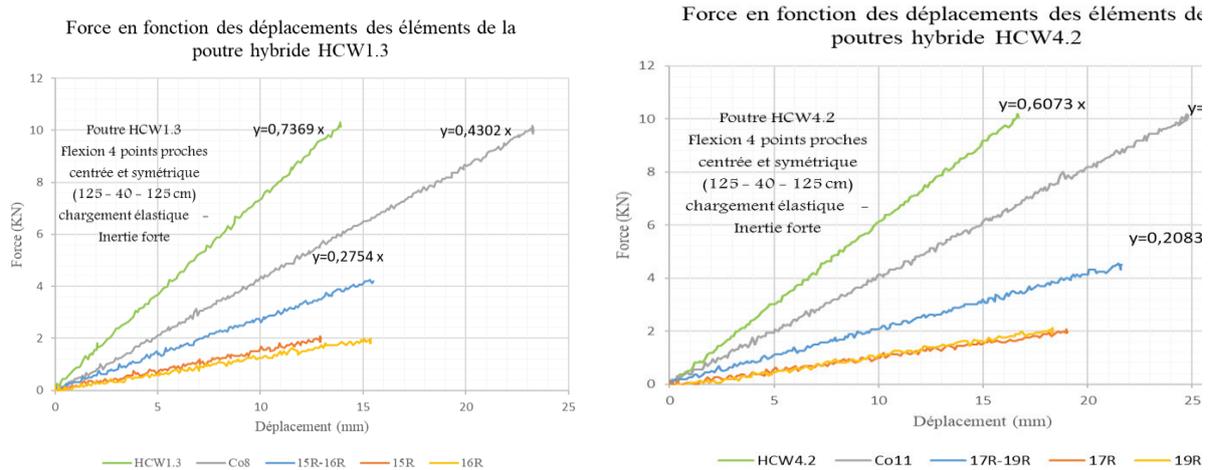


Figure II.43 : Rigidité de flexion des composants des poutres hybrides testées en flexion 4 points inertie forte

II. 3. a. ii. Essais de torsion élastique

8 configurations de ces poutres hybrides (HCW1.3 sans vis additionnelles, HCW1.3 avec vis additionnelles, HCW2.2, HCW2.3 sans vis additionnelles HCW2.3 avec vis additionnelles, HCW3.2, HCW4.1 et HCW4.2) ont été soumises à des essais de torsion dans le domaine élastique dans le but de déterminer la rigidité de torsion. On cherche notamment à mesurer l'apport des poutres bois sur les profilés composites ainsi que l'influence de la connexion.

Le dispositif expérimental est le même que celui utilisé dans les essais d'analyse inverse des poutres en bois et des profilés pultrudés seuls. Les poutres testées dans ces campagnes ont été sollicitées en torsion et les déformations angulaires (rotations de sections autour de leur axe longitudinales) ont été mesurées par des inclinomètres placés aux extrémités de la poutre (Figure II.44).

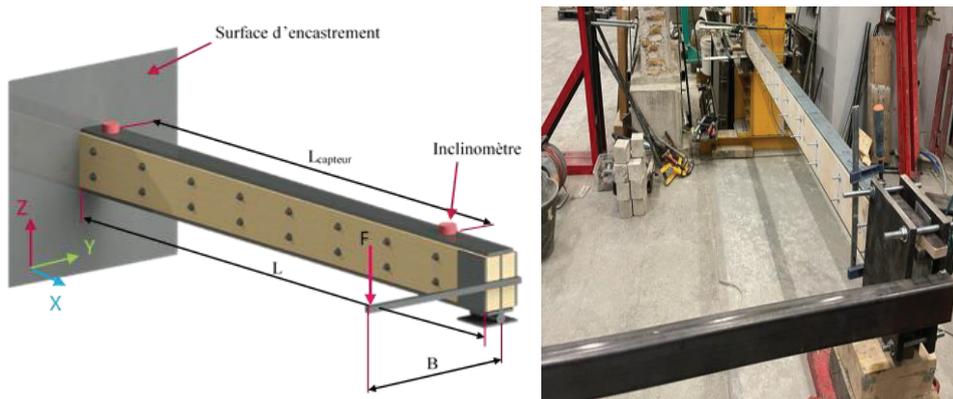


Figure II.44 : Dispositif d'essais de torsion

Chaque poutre a été alors testée en torsion selon trois portées (2700, 1800 et 900 mm) en étant positionnées selon son inertie forte. Un essai complémentaire a été effectué pour chaque poutre en tournant la poutre de 90° (elle se retrouve selon son inertie faible), avec la portée de 2700 mm uniquement.

La Figure II.45 (et d'autres en annexe A5) montre le comportement parfaitement linéaire de quelques poutres hybrides en torsion pour chacune des portées et selon l'orientation. Le coefficient de détermination vaut $R^2 = 0.99$.

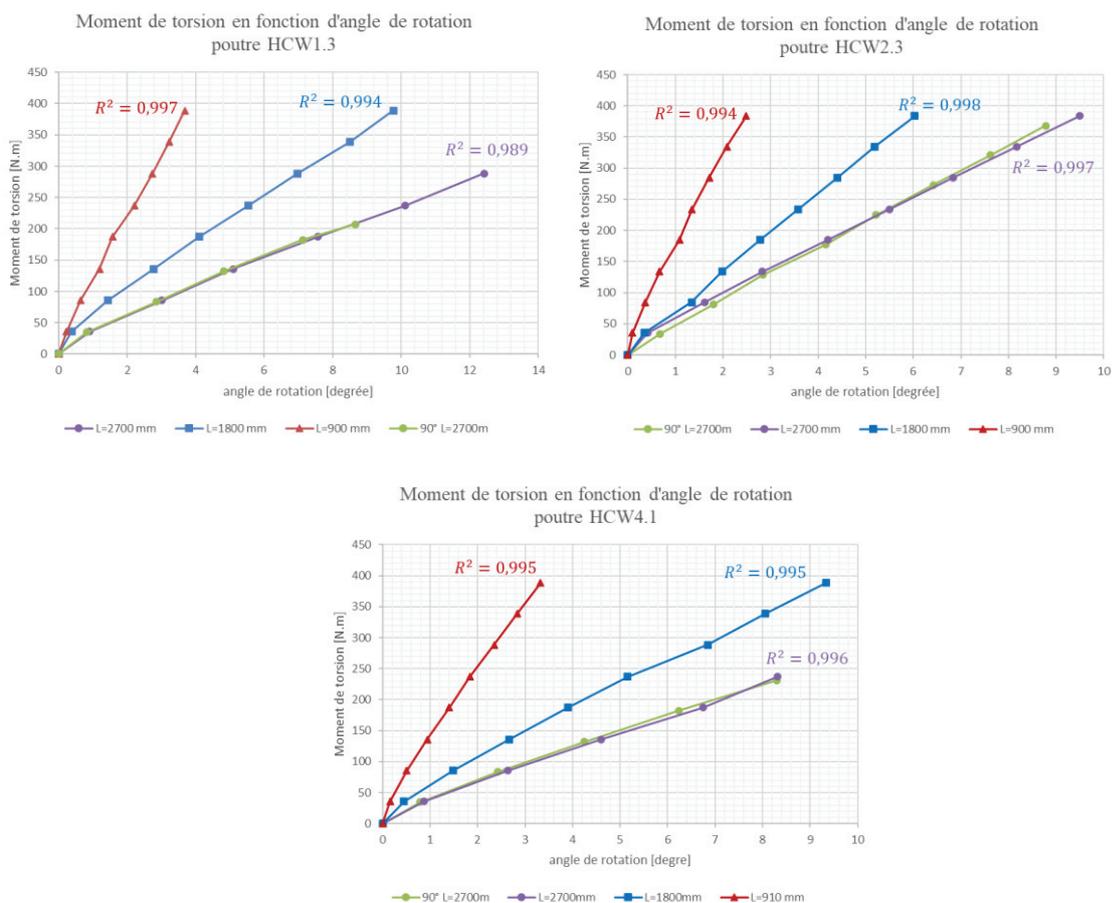


Figure II.45 : Comportement en torsion de quelques poutres hybrides composite-bois

Suite à cela, les rigidités de torsion ont été calculées. Le Tableau II.19 présente les valeurs obtenues sur les poutres hybrides et le gain apporté par cette hybridation sur le composite. Pour la portée 2700 mm à titre d'exemple, la figure II.46 illustre ce gain pour HCW4.1.

Tableau II.19 : Rigidité de torsion des poutres hybrides composite-bois

<i>M/φ [N .m] pour L=2700 mm</i>				
<i>Poutres</i>	<i>Bois</i>	<i>GFRP</i>	<i>Hybride</i>	<i>Gain % (GFRP hybride)</i>
<i>HCW1.3</i>	1311	130	1345	935%
<i>HCW1.3 add A</i>	1311	130	1370	954%
<i>HCW2.2 P</i>	2449	376	2496	564%
<i>HCW2,3</i>	2109	385	2438	533%
<i>HCW2.3 add P</i>	2109	385	2947	665%
<i>HCW4.1 P</i>	1077	138	1634	1084%
<i>HCW4.2 P</i>	1068	120	1360	1033%

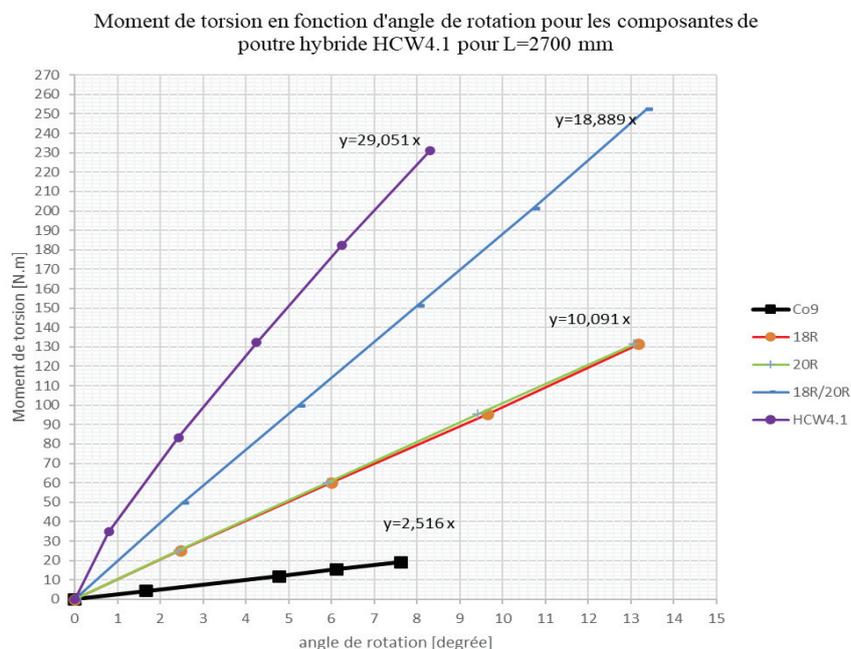


Figure II.46 : comportement en torsion de la poutre HCW4.1 et ces composants

On remarque alors que dans le cas des poutres hybrides de 150 mm de haut, le gain est compris entre 954 et 1084 %, selon le type de matrice utilisé. Pour le lot HCW2, avec des profilés plus important (200 mm), le gain varie entre 564 et 665 %.

Suite à cela, les vis additionnelles ont été mises en place sur les poutres HCW1.3 et HCW2.3. Les valeurs obtenues sont également dans le tableau II.19. Pour la poutre de 150 mm de haut (HCW1.3add), un gain de 5 % est observé. Par contre, pour la poutre de 200 mm (HCW4.2add), on obtient un écart de 30 %. Ceci peut s'expliquer par le fait que pour la poutre HCW1.3, le bois est déjà en contact avec les semelles, l'ajout alors de vis n'apporte rien à la structure.

Cependant, pour la poutre HCW2.3, un jeu entre le bois et le profilé était présent. L'ajout des vis a permis de solidariser de façon plus efficace les 2 matériaux en torsion.

II. 3. b. *Comportement à la ruine des poutres hybrides*

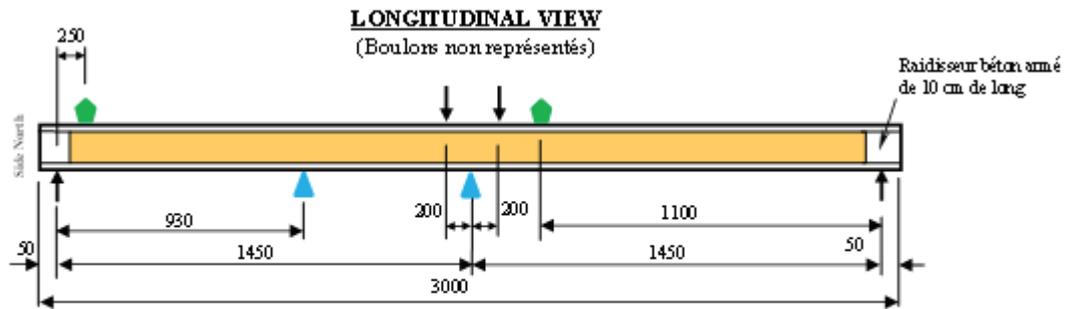
Les dix poutres hybrides ont été ensuite testées en flexion 4 points jusqu'à la rupture. Les déplacements verticaux et horizontaux ont été mesurés au niveau de la section centrale (SC) à l'aide de LVDT. Les déformations ont été obtenues en zone centrale à l'aide de jauges d'extensomètre. Pour quelques poutres, les rotations ont également été mesurées aux appuis et aux sections centrales. Le détail des dispositifs expérimentaux est donné sur la figure II.47 pour les poutres HCW13add, HCW41 et HCW42, ceux des autres poutres sont données en annexe A5.

Tous les essais sont effectués en déplacement contrôlé avec une vitesse de descente verticale du vérin de 2 mm/min. Chaque poutre est chargée de façon continue jusqu'à la ruine avec quelques pauses de quelques minutes pour vérifier le bon fonctionnement des dispositifs et observer les poutres.

La charge a été appliquée par un vérin hydraulique équipé d'une tête sphérique reliée à la poutre testée au moyen de 3 éléments : de haut en bas, une demie sphère en acier, une poutre de transfert en acier et une plaque en acier. La demie sphère était reliée à la poutre de transfert, permettant sa rotation partielle et donc celle de la poutre testée par rapport au vérin. Ainsi, le dispositif permet au déversement de démarrer tout en offrant un certain blocage pour les déplacements plus importants. Les translations des points de contact entre la semelle supérieure du profilé et les plaques de chargement ne sont gênées que par les frottements.

Aux extrémités, le déplacement vertical U_z de la semelle inférieure est bloqué et les déplacements U_x et U_y ne sont gênés que par le frottement, tout comme les rotations de la section d'appui (autour des axes G_x , G_y et G_z).

Dans cette partie, nous allons décrire et analyser le comportement de chaque série de poutres hybrides jusqu'à la rupture et comparer les résultats pour chaque configuration.



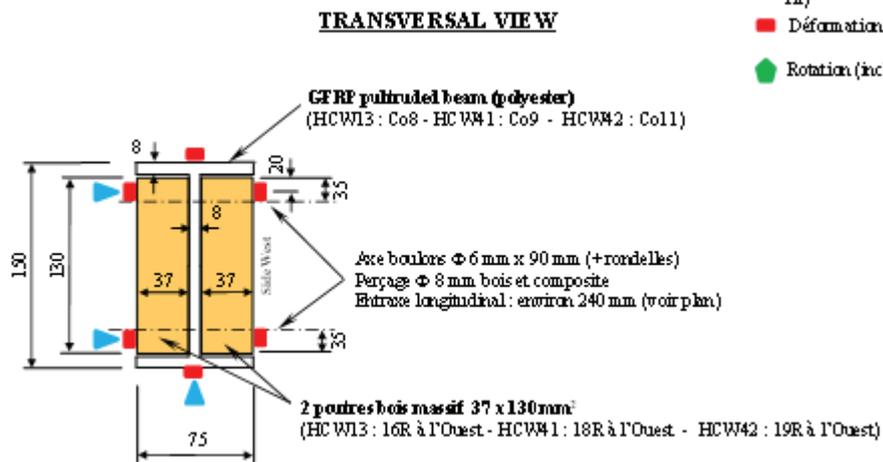
Mesures dans la section centrale :

- ▲ Déplacement ((LVDT ou fil)
- Déformation (jauge)
- ◆ Rotation (inclinomètre)

HCW13
Co8 + 15R + 16R

HCW41
Co9 + 18R + 20R

HCW42
Co11 + 17R + 19R



Détail position capteurs de déplacements horizontaux dans la section centrale

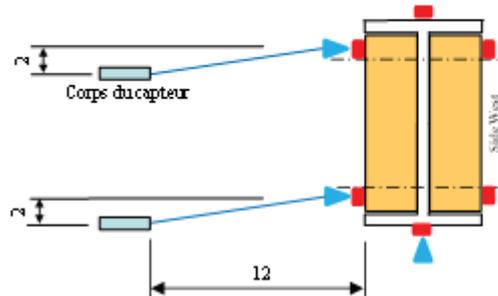


Figure II.47 : Dispositif expérimental de flexion à la ruine des poutres hybrides HCW13add, HCW41 et HCW42

• Poutres HCW4 :

Les deux poutres (HCW41 et HCW42) sont constituées de profilés pultrudés polyester de 150 mm de hauteur associés à des poutres en bois rabotées. La géométrie et la constitution des poutres hybrides sont rappelées sur la Figure II.34

Les courbes enregistrées lors du chargement à la ruine sont données sur les figures II.49 à II.53. Les photos sur la Figure II.48 illustrent l'endommagement progressif de la poutre et sa ruine.

Les poutres présentent un comportement linéaire jusqu'à environ 25 kN quand apparaît une fissure importante en cisaillement dans une des deux poutres en bois. Des craquements se font entendre, les fissures dans le bois se développent.

Le chargement se poursuit avec une rigidité flexionnelle plus faible.

La ruine se produit par déversement généralisé pour une charge moyenne maximale de 38.4 kN accompagné du flambement (et du détachement) de la semelle supérieure du profilé pultrudé.

Les déformations ne sont pas symétriques. Cette dissymétrie trouve son origine en grande partie dans le fait que les poutres bois peuvent présenter des différences de propriétés significatives et des nœuds. A 25 kN lors de la première fissuration importante du bois, les déformations maximales dans le bois (sur les joues) varient en moyenne entre -1315 $\mu\text{m/m}$ et 1628 $\mu\text{m/m}$, celles dans le profilé en fibre supérieure et inférieure valent -2314 $\mu\text{m/m}$ et 3843 $\mu\text{m/m}$ respectivement. A la ruine, les déformations maximales dans le composite peuvent atteindre environ -4000 $\mu\text{m/m}$ et 8600 $\mu\text{m/m}$: les déformations maximales que pourraient supporter le composite (16000 $\mu\text{m/m}$) ne sont donc pas atteintes. A la ruine dans le bois, les déformations sont faibles (en moyenne autour de ± 1013 $\mu\text{m/m}$) mais on peut noter qu'elles n'évoluent presque pas ou de façon sporadique depuis 25 kN, c'est-à-dire depuis que le bois est fortement fissuré. Ceci est tout à fait logique car la présence des fissures dans le bois perturbe fortement le champ de déformation dans la zone.

Pendant l'essai, les rotations de flexion sont cohérentes et restent à peu près linéaire jusqu'à la rupture. Les rotations de torsion restent très faibles jusqu'à 30 kN puis augmentent très rapidement, corroborant ainsi l'apparition du déversement.

Les translations horizontales (corrigées) des fibres supérieure et inférieure de la SC indiquent une augmentation continue : modérée et constante jusqu'à 25 kN puis importante au-delà de cette charge confirmant également l'apparition de l'instabilité.

- *Bilan poutres HCW41 et HCW42 :*

Les comportements et les modes de ruine des 2 poutres sont très proches les uns des autres. Les charges de ruine présentent un écart d'environ 9,5 % probablement dû aux petites différences de propriétés des planches de bois ainsi qu'aux petits défauts géométriques initiaux des poutres hybrides. La charge à rupture moyenne est d'environ 38.4 kN. Notons également que les déformations sont comparables en forme et en ordre de grandeur mais il peut y avoir des différences importantes du fait de la présence des fissures ou des nœuds dans le bois.

Les figures II.54 et II.55 ainsi que le Tableau II.20 comparent le comportement des poutres hybrides avec celui de leurs composants élémentaires. On constate que la charge de ruine moyenne des poutres hybrides est 42.2 % plus élevée que la somme des charges de ruine du bois et du pultrudé. D'un autre point de vue, l'association du bois avec la poutre pultrudé permet de doubler la charge de ruine de cette dernière.

Ainsi, l'association du bois et du composite montre pour cette configuration sa pertinence et sa grande efficacité.



Figure II.48 : Ruine de la poutre HCW4

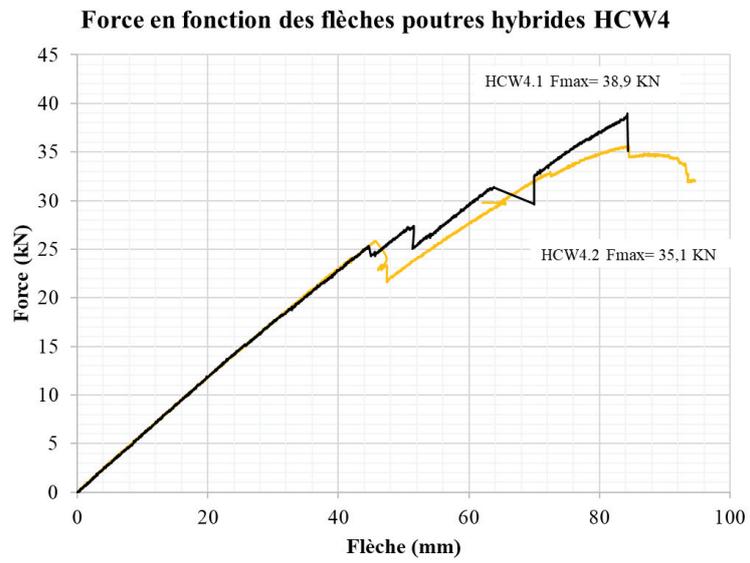


Figure II.49 : Force en fonction des déplacements des poutres de la configuration HCW42

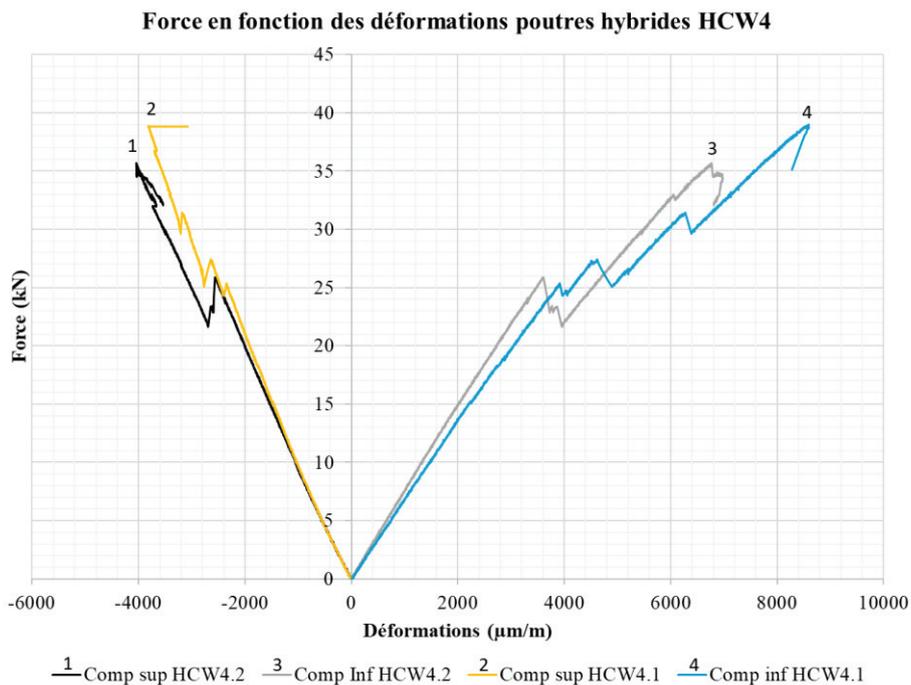


Figure II.50 : Force en fonction des déformations des poutres de la configuration HCW4

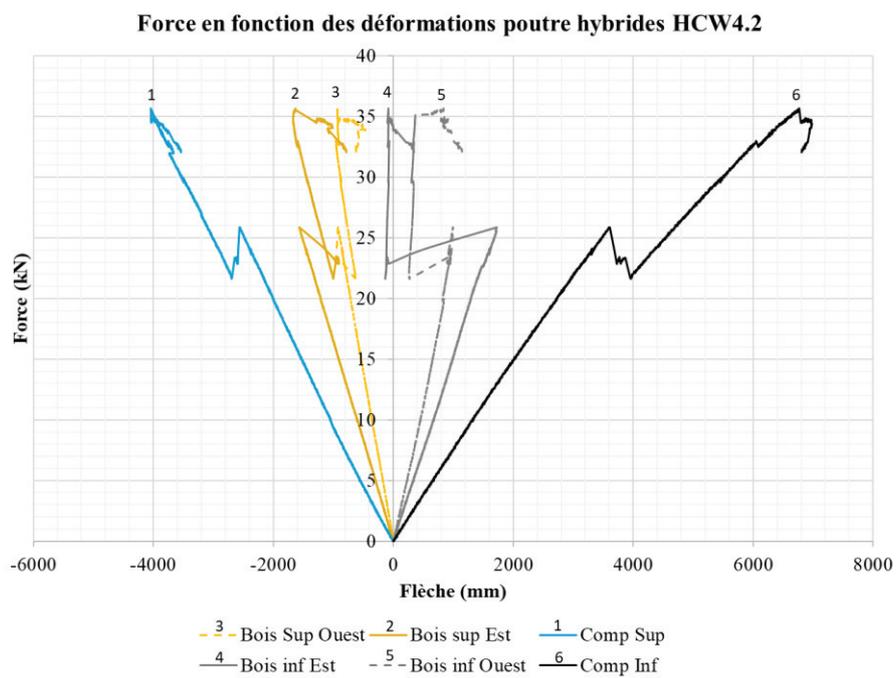


Figure II.51 : Force en fonction des déformations poutre HCW4.2

Force en fonction des déplacements horizontaux poutre hybride HCW4.2

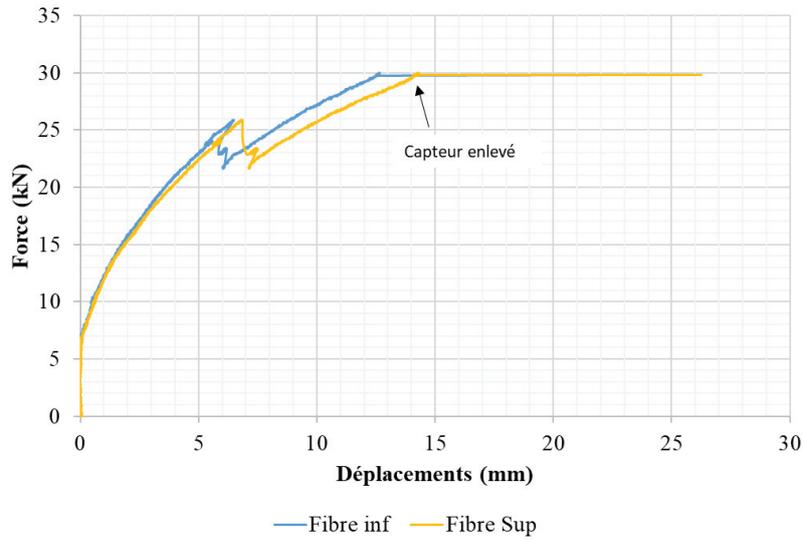


Figure II.52 : Force en fonction des déplacements horizontaux poutres HCW4.2

Ruine par déversement vers l'Ouest et flambement / écrasement semelle sup profilé Fmax = 35,1 kN

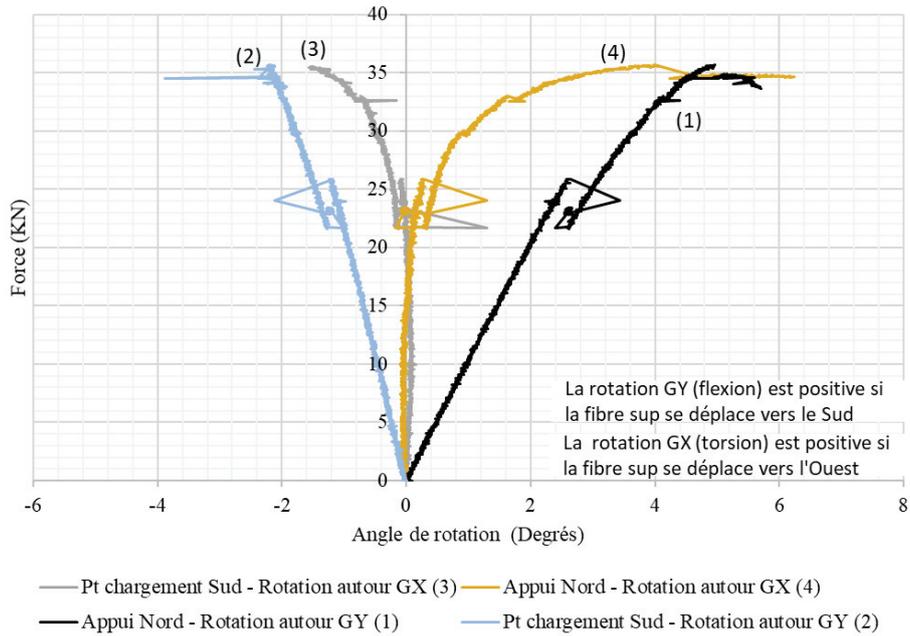


Figure II.53 : Rotation de flexion et autour de l'axe longitudinal de la poutre HCW4.2

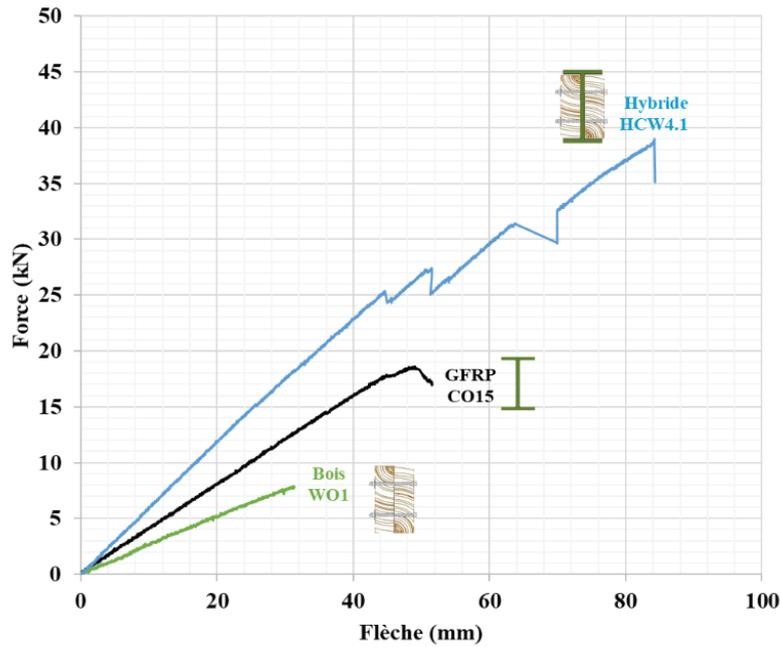


Figure II.54 : Comportement de la poutre HCW4.1 avec ces composants

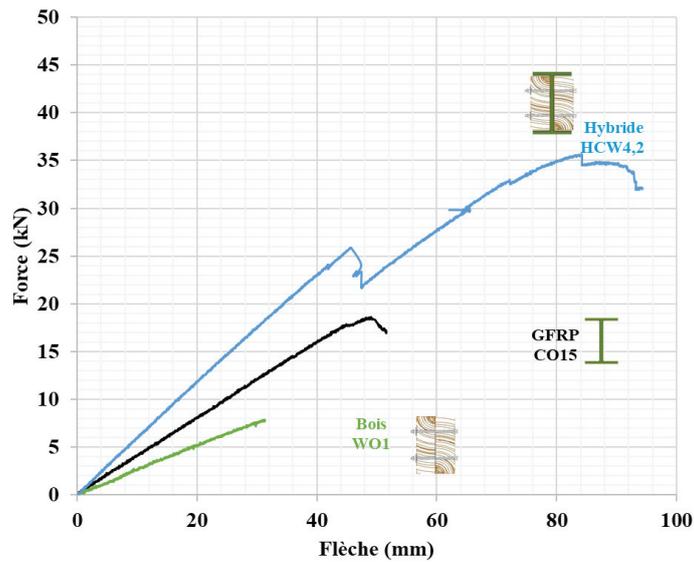


Figure II.55 : Comportement de la poutre HCW4.2 avec ces composants

- **Poutres HCW1 :**

Les trois poutres (HCW11, HCW12 et HCW13) sont constituées de profilés pultrudés acrylique de 150 mm de hauteur associés à des poutres en bois rabotées. La géométrie et la constitution des poutres hybrides sont illustrées sur la Figure II.34. Ces poutres ne diffèrent des poutres HCW4 que par la nature de la résine du GFRP ce qui permettra d'examiner l'influence de ce paramètre sur le comportement.

La poutre HCW12 est géométriquement identique à la poutre HCW11, seules les poutres en bois ne sont pas issues du même lot.

La poutre HCW13 est identique à HCW12. Elle a été d'abord munie de la même connexion et testée dans le domaine élastique pour comparaison. Puis, pour le chargement jusqu'à la ruine, des vis supplémentaires ont été ajoutées pour connecter les semelles du profilés et les poutres en bois (voir Figure II.36).

Les courbes enregistrées lors du chargement à la ruine sont données sur les figures II.56 à II.61. Les photos sur la Figure II.62 illustrent l'endommagement progressif de la poutre et sa ruine.

Pour les 3 poutres, la force appliquée varie de façon proportionnelle avec le déplacement et les déformations jusqu'à environ 30 ou 45 kN selon la poutre. Pour cette charge, une fissure importante apparaît dans le bois. Au-delà de cette charge, le comportement devient sensiblement non linéaire, la rigidité flexionnelle diminue et des ruptures locales dans les poutres en bois apparaissent. Pour les 3 poutres, la ruine se produit par déversement pour des forces maximales variant entre 41.5 kN et 48.7 kN (charge maximale moyenne : 45.5 kN), soit un écart de 17 %. Un écrasement local de la semelle supérieure du pultrudé accompagne l'instabilité.

Les déformations sont plutôt symétriques. Lors de la première fissuration importante du bois, les déformations maximales dans le bois (sur les joues) sont assez différentes d'une poutre à l'autre. Elles varient en moyenne entre -2500 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 3600 $\mu\text{m}/\text{m}$. Celles dans le profilé composite sont plus régulières : en fibre supérieure et inférieure, elles valent -4000 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 4000 $\mu\text{m}/\text{m}$ respectivement, ce qui correspond approximativement au 1/3 des déformations maximales que peut supporter le GFRP.

A la ruine, les déformations maximales dans le composite peuvent atteindre environ ± 7500 $\mu\text{m}/\text{m}$. Ces déformations maximales sont donc égales à 60 % des déformations ultimes du matériau.

Pendant les essais, les rotations et les translations horizontales (mesurées uniquement sur HCW11 et HW13) sont très cohérentes. Les rotations de flexion restent à peu près linéaires jusqu'à la rupture. Les rotations de torsion restent très faibles jusqu'à 30 kN puis augmentent très rapidement, corroborant ainsi l'apparition du déversement.

- *Bilan poutres HCW11, HCW12 et HCW13 :*

Les poutres de la série HCW1 présentent donc un comportement très similaire entre elles, mais également très similaire à celui des poutres de la série HCW4. Ainsi, la nature de la matrice du profilé GFRP influe peu. Ce paramètre n'a pas d'incidence significative sur les intérêts de l'association Bois – GFRP si ce n'est les valeurs de charge de ruine : en moyenne 45.5 kN pour l'acrylique contre 38.4 pour le polyester. Cet écart de charge de ruine relativement important (environ 20 %) doit probablement venir des écarts de propriétés du bois car les poutres GFRP en polyester et en acrylique présentent des rigidités flexionnelles et des capacités portantes proches.

Ces résultats montrent également que, comme pour le comportement en phase élastique, les vis additionnelles de la poutre HCW1.3 n'apporte ici aucun gain.

Les figures II.63 à II.65 ainsi que le Tableau II.20 comparent le comportement des poutres hybrides avec celui de leurs composants élémentaires. On constate que la charge de ruine moyenne des poutres hybrides est 64 % plus élevée que la somme des charges de ruine du bois et du pultrudé. D'un autre point de vue, l'association du bois avec la poutre pultrudé permet de plus que doubler la charge de ruine de cette dernière.

Ainsi, l'association du bois et du composite montre pour cette configuration sa pertinence et sa grande efficacité.

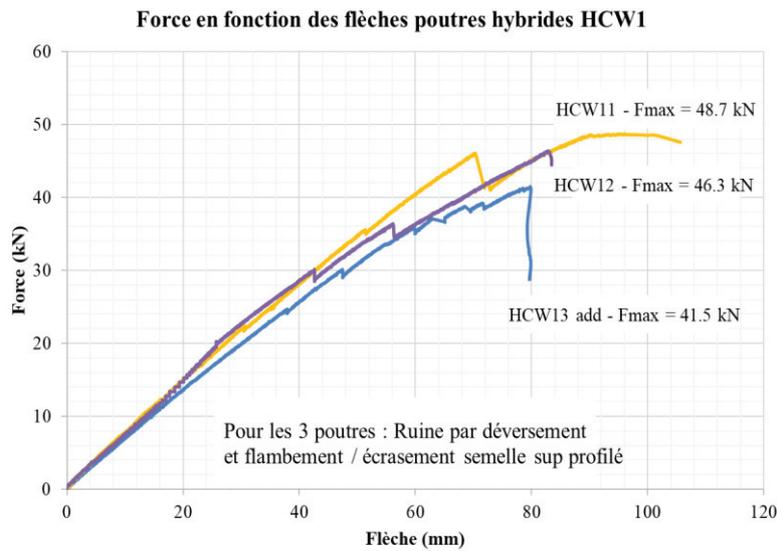


Figure II.56 : Force en fonction des déplacements des poutres de la configuration HCW1

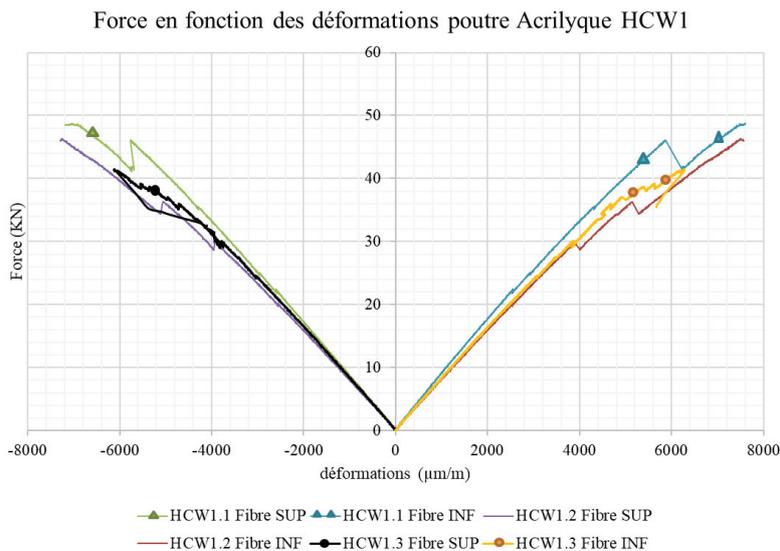


Figure II.57 : Force en fonction des déformations pour la configuration HCW1

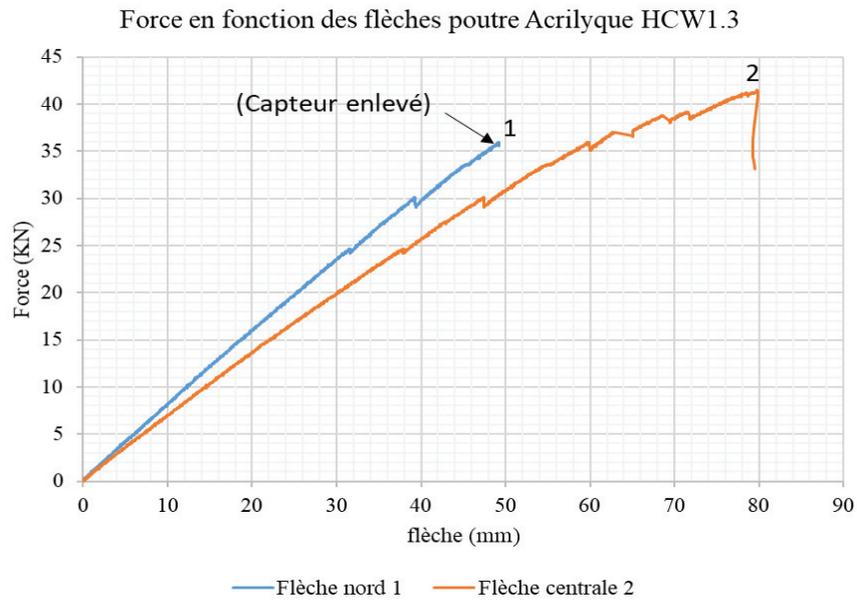


Figure II.58: Force en fonction des déplacements de la poutre HCW1.3 add testée en inertie forte jusqu'à rupture

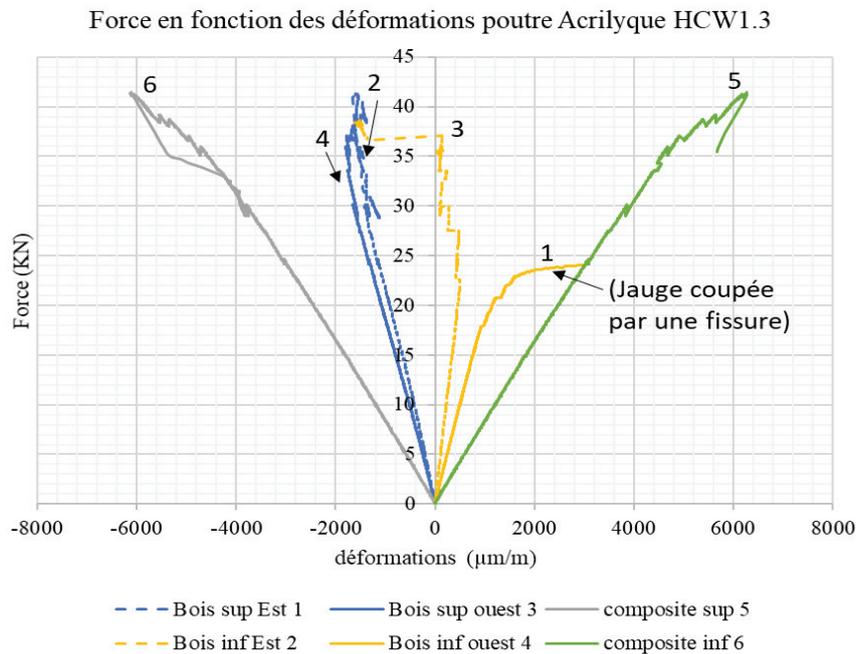


Figure II.59: Force en fonction des déformations de la poutre HCW1.3 add testée en inertie forte jusqu'à rupture

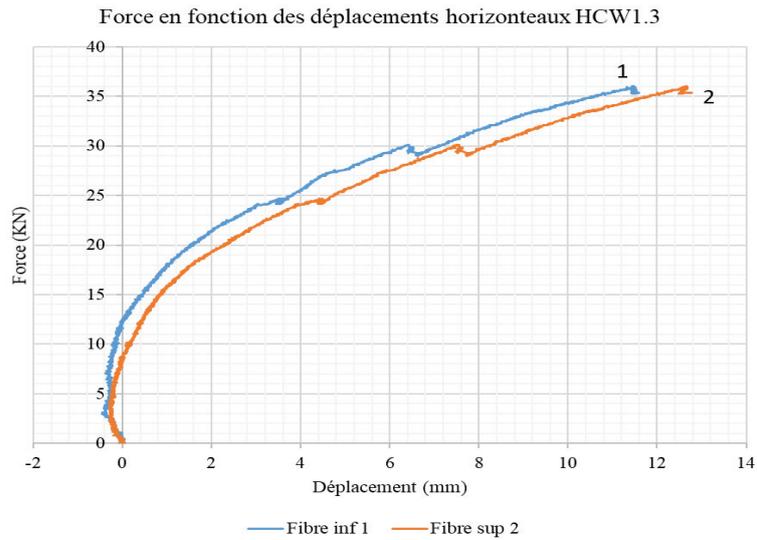


Figure II.60: Déplacements horizontaux dans la section centrale de la poutre hybride HCW1.3 add

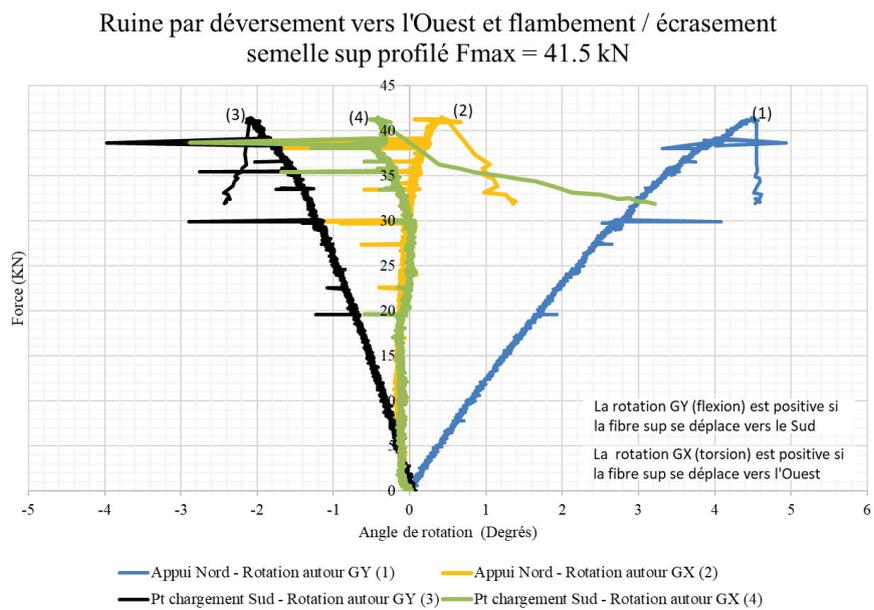


Figure II.61: Rotation de flexion et autour de l'axe longitudinal de la poutre HCW1.3 add



Figure II.62: poutre HCW1.1 testée jusqu'à rupture

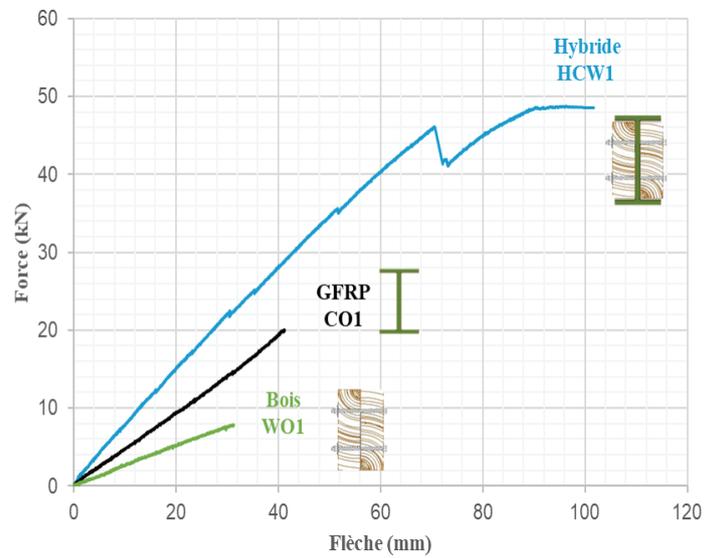


Figure II.63 : Comportement de la poutre hybride HCW11 avec ces composants

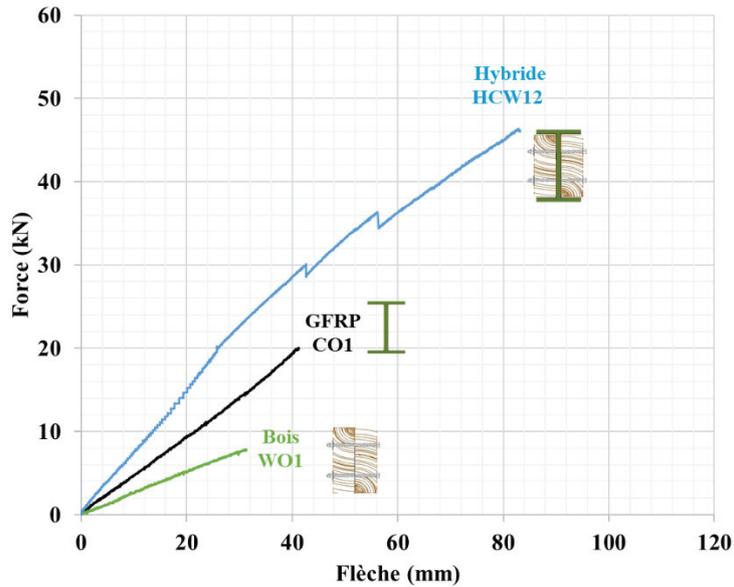


Figure II.64 : Comportement de la poutre hybride HCW12 avec ces composants

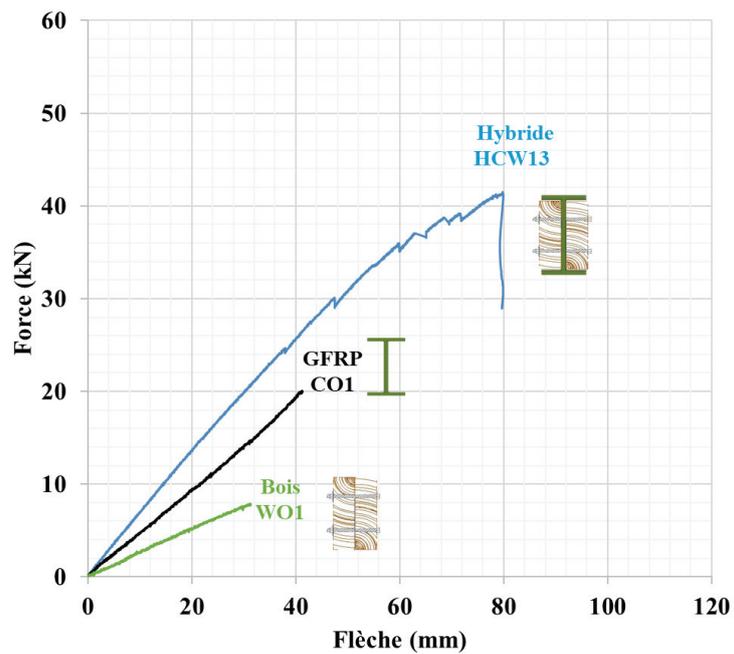


Figure II.65 : Comportement de la poutre hybride HCW13 avec ces composants

- **Poutres HCW2 :**

Les trois poutres (HCW21, HCW22 et HCW23) sont constituées de profilés pultrudés Polyester de 200 mm de hauteur associés à des poutres en bois rabotées. La géométrie et la constitution des poutres hybrides sont rappelées sur la Figure II.34. Ces poutres ne diffèrent des poutres HCW4 que par les dimensions de la section droite ce qui permettra d'examiner l'influence de ce paramètre sur le comportement.

La poutre HCW22 est géométriquement identique à la poutre HCW21, seules les poutres en bois ne sont pas issues du même lot.

La poutre HCW23 est identique à HCW22. Elle a été d'abord munie de la même connexion et testée dans le domaine élastique pour comparaison. Puis, pour le chargement jusqu'à la ruine, des vis supplémentaires ont été ajoutées pour connecter les semelles du profilés et les poutres en bois (voir Figure II.36).

Les courbes enregistrées lors du chargement à la ruine sont données sur les figures II.66 à II.71. Les photos sur la Figure II.72 illustrent l'endommagement progressif de la poutre et sa ruine.

Le comportement des 3 poutres est très similaire. La force appliquée varie de façon proportionnelle avec le déplacement et les déformations jusqu'à la rupture d'une des 2 poutres en bois, synonyme de ruine de la poutre hybride pour HCW21 et HCW22. Au-delà pour HCW23 munies de vis, la ruine n'étant pas atteinte, le chargement se poursuit encore un peu. Le comportement devient sensiblement non linéaire jusqu'à la ruine.

Pour les 3 poutres, la ruine se produit par déversement. Un écrasement local de la semelle supérieure du pultrudé et son flambement accompagnent l'instabilité. La charge de ruine moyenne vaut 69 kN mais on peut souligner que la capacité portante de HCW23 (79.4 kN) est largement supérieure aux 2 autres poutres hybrides (environ 15 %). On peut supposer ici que cet écart provient de l'effet bénéfique des vis additionnelles. Cet effet positif n'a pas été observé pour HCW13 probablement parce que pour cette poutre, le jeu entre les planches de bois et le GFRP est très faible et un effet de « coincement » peut être mobilisé dès le début du chargement. Pour la série HCW2, le jeu est de 2 à 3 mm et la présence des vis additionnelles dans HCW23 pourraient apporter une rigidité torsionnelle d'ensemble plus importante. Toutefois, on ne peut pas exclure que ce gain apparent de performance soit lié, en partie au moins, à des écarts sur les propriétés du bois. Des travaux supplémentaires sont donc nécessaires pour confirmer ces hypothèses.

Les déformations sont plutôt symétriques sauf en fibre inférieure. Il faut ici distinguer les poutres HCW21 et HCW22 de la poutre HCW23 munie de vis additionnelles.

Pour les poutres HCW21 et HCW22, à la rupture des poutres en bois, les déformations maximales dans le bois (sur les joues) valent environ -1094 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 928 $\mu\text{m}/\text{m}$. A la ruine de la poutre hybride, l'ordre de grandeur des déformations maximales dans le composite est -3000 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 4000 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Pour la poutre HCW23, la charge à rupture, et par conséquent les déformations, sont plus importantes. A la rupture des poutres en bois, les déformations maximales atteignent dans le bois (sur les joues) valent environ -1794 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 2100 $\mu\text{m}/\text{m}$. A la ruine de la poutre hybride, les déformations maximales dans le composite valent environ -6000 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 6500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Les mesures de rotation de flexion montrées sur la Figure II. 71 (mesures 1 et 3) sont cohérentes avec la déformation de la poutre et la position des capteurs.

Les rotations autour de l'axe longitudinal (mesures 2 et 4 dans la Figure II. 71) et les mesures de translation horizontale des fibres extrêmes de la section centrale montrent l'apparition du déversement. Les translations horizontales sont détectées dès 20 kN, ce qui peut être attribué à

des petits défauts géométriques ou de centrage des forces appliquées. Tandis que les rotations restent constantes jusqu'à rupture.

- **Bilan poutres HCW21, HCW22 et HCW23 :**

Les poutres de la série HCW2 présentent donc un comportement très similaire entre elles, mais également très similaire à celui des poutres de la série HCW4. Ainsi, la géométrie des poutres hybrides influe sur les valeurs de charge de ruine ou celles des déformations dans les matériaux, ce qui est tout à fait logique. Mais les comportements et les modes de ruine sont analogues.

Ces résultats tendent à montrer également que les vis additionnelles de la poutre HCW2.3 présente un intérêt significatif pour cette configuration (à la différence de la configuration HCW1) mais l'origine et l'amplitude du gain de capacité portante devront être confirmés par des travaux supplémentaires.

Les figures II.73 à II.75 ainsi que le tableau II.20 comparent le comportement des poutres hybrides avec celui de leurs composants élémentaires. On constate que la charge de ruine est en moyenne à peu près égale à la somme des charges de ruine du bois et du pultrudé seuls. D'un autre point de vue, l'association du bois avec la poutre pultrudé permet d'augmenter la charge de ruine du GFRP entre 58 % et 114 % (moyenne : 86 %).

Ainsi, l'association du bois et du composite montre pour cette configuration sa pertinence et sa grande efficacité. Les gains de performances sont un peu moins importants que pour les séries HCW1 et HCW4 (séries avec des profilés de 150 mm de haut) mais restent très intéressants.

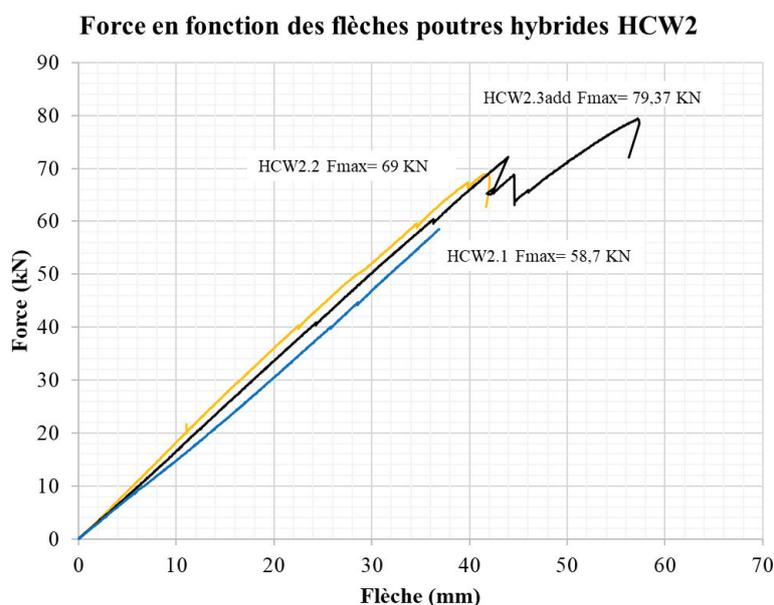


Figure II.66 : Force en fonction des déplacements des poutres de la configuration HCW2

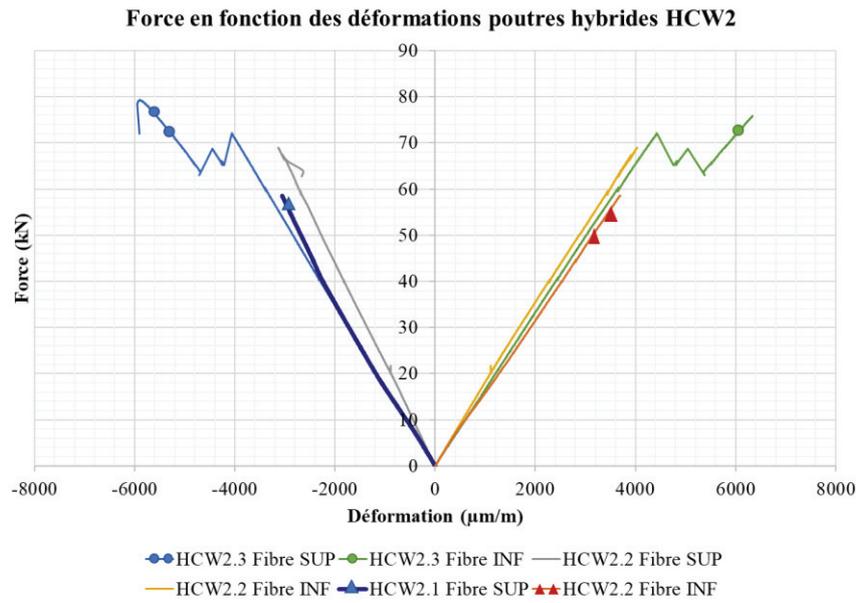


Figure II.67 : Force en fonction des déformations pour la configuration HCW2

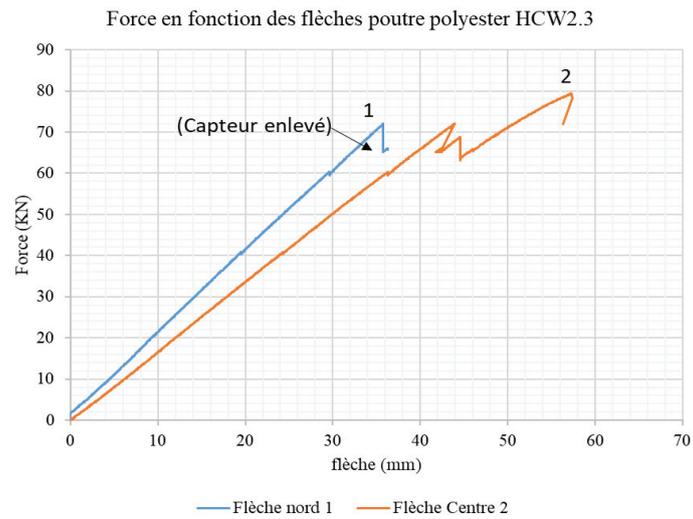


Figure II.68 : Force en fonction des déplacements de la poutre HCW2.3 add testée en inertie forte jusqu'à Rupture

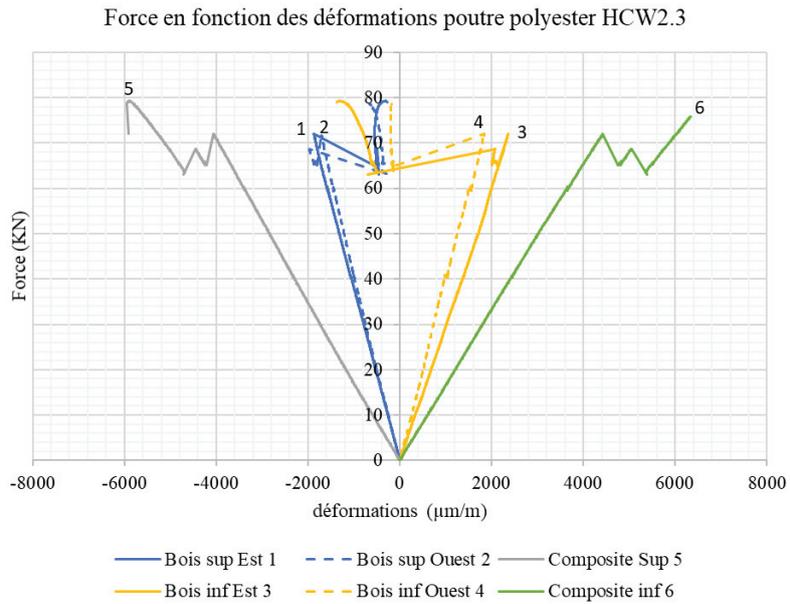


Figure II.69 : Force en fonction des déformations de la poutre HCW2.3 add testée en inertie forte jusqu'à rupture

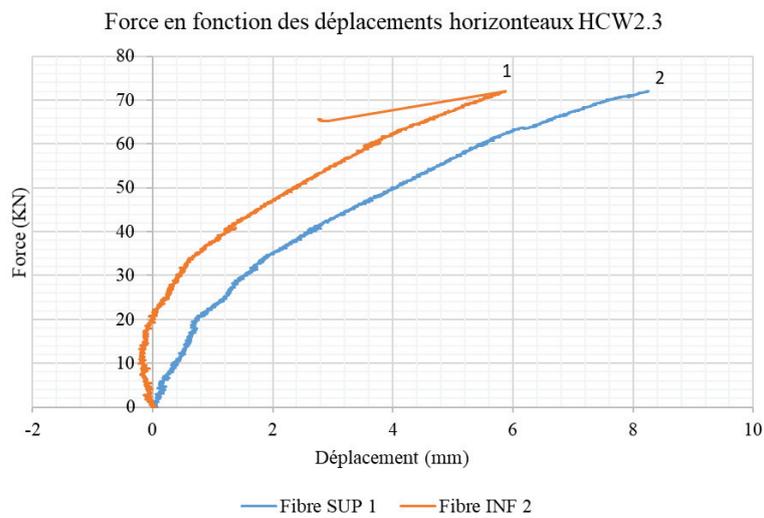


Figure II.70 : Déplacements horizontaux dans la section centrale de la poutre hybride HCW2.3 add

Ruine par déversement vers l'Ouest et flambement / écrasement
semelle sup profilé $F_{max} = 78.9 \text{ kN}$

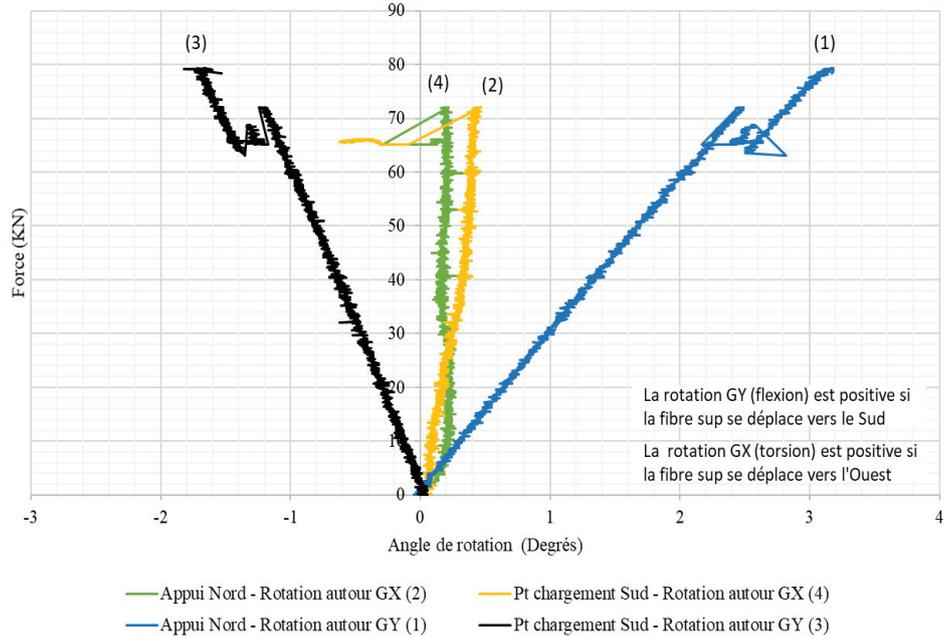


Figure II. 71 : Rotation de flexion et autour de l'axe longitudinal de la poutre HCW2.3 add



Figure II.72 : poutre HCW2.1 testée jusqu'à rupture

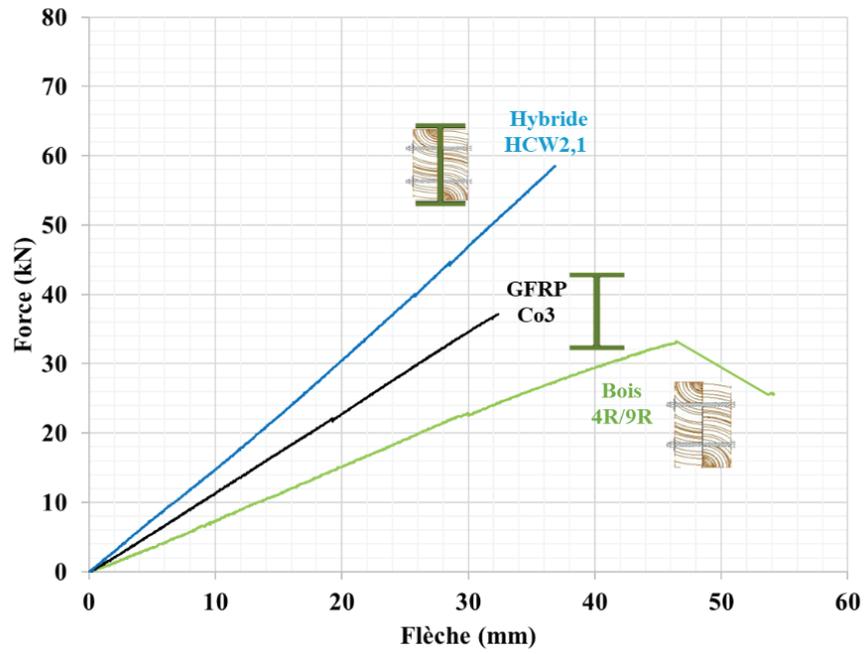


Figure II.73 : Comportement de la poutre HCW2.1 et ses composants

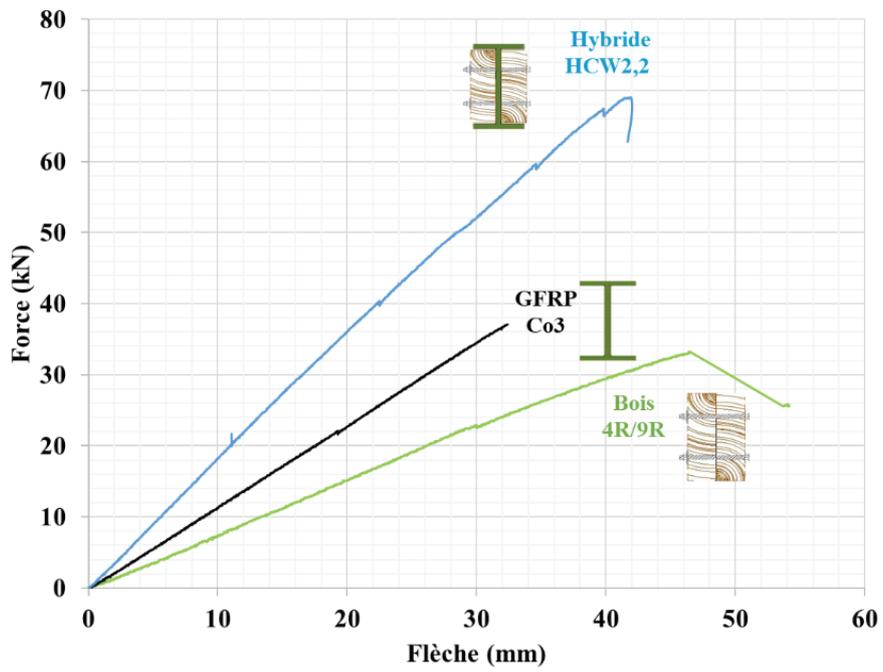


Figure II.74 : Comportement de la poutre HCW2.2 et ses composants

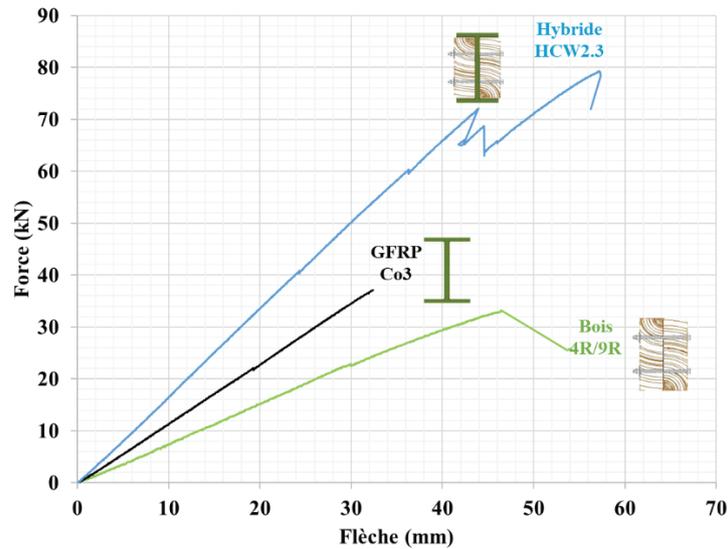


Figure II.75 : Comportement de la poutre HCW2.3 et ses composants

- **Poutres HCW3 :**

Les deux poutres (HCW31 et HCW32) sont constituées de profilés pultrudés Polyester de 200 mm de hauteur en double U adossés et associés à des poutres en bois rabotées. La géométrie et la constitution des poutres hybrides sont rappelées sur la Figure II.34. Ces poutres présentent la même section droite mais la portée de la poutre HCW32 n'est que de 1400 mm. Elles diffèrent également des autres séries par leur géométrie et leur propriétés matérielles ce qui permettra d'examiner l'influence de ces paramètres sur le comportement.

Les courbes enregistrées lors du chargement à la ruine sont données sur les figures II.76 à II.82. Les photos sur la Figure II.83 illustrent la ruine de la poutre HCW31.

Poutre HCW31 :

Pour HCW3.1, le comportement est encore à peu près linéaire jusqu'à la rupture à 73.9 kN qui se produit par déversement accompagné de l'endommagement de la semelle supérieure du profilé. Des petits craquements ont été entendus dans le bois mais sans aucun signe macroscopique visible.

Le champ des déformations montre une dissymétrie dans les poutres en bois. A la ruine, les déformations maximales dans le bois (sur les joues) sont assez différentes d'une poutre à l'autre. Elles varient en moyenne entre $-771 \mu\text{m/m}$ et $1052 \mu\text{m/m}$. Celles dans le profilé composite sont plus régulières : en fibre supérieure et inférieure, elles valent en moyenne $-4000 \mu\text{m/m}$ et $4000 \mu\text{m/m}$ respectivement, ce qui correspond approximativement au 1/3 des déformations maximales que peut supporter le GFRP.

Aucune rotation n'a été mesurée. Les déplacements horizontaux montrent une évolution continue traduisant la rotation de la section et sa translation horizontale. Les translations s'accroissent de plus en plus vite à partir de 50 kN corroborant ainsi l'apparition de l'instabilité.

La Figure II.79 ainsi que le Tableau II.20 comparent le comportement de la poutre hybride avec celui de ses composants élémentaires. On constate que la charge de ruine est à peu près égale à la somme des charges de ruine du bois et du pultrudé seuls. D'un autre point de vue, l'association du bois avec la poutre pultrudé permet d'augmenter la charge de ruine du GFRP d'environ 28 %.

Poutre HCW32 :

Pour HCW3.2, le comportement est encore à peu près linéaire jusqu'à la rupture à 167.4 kN qui se produit par déversement accompagné de l'endommagement de la semelle supérieure du profilé, notamment par compression. Des petits craquements ont été entendus dans le bois mais sans aucun signe macroscopique visible.

Les déformations sont plutôt symétriques. A la ruine, les déformations maximales dans le bois (sur les joues) sont en moyenne de $\pm 500 \mu\text{m/m}$. Celles dans le profilé composite sont plus régulières : en fibre supérieure et inférieure, elles valent en moyenne $-3790 \mu\text{m/m}$ et $3634 \mu\text{m/m}$ respectivement, ce qui correspond à moins du 1/3 des déformations maximales que peut supporter le GFRP. En comparaison des autres poutres, les déformations restent relativement faibles car la portée est faible pour cette poutre.

Aucune translation n'a été mesurée. Les rotations autour de l'axe GY (Figure II.82, mesures 1 et 2) sont symétriques et traduisent la flexion de la poutre autour de son axe fort. La rotation autour de GX (mesure 3) reste faible jusqu'à environ 120 kN. A partir de cette charge, la rotation décroît, change de signe et annonce le déversement.

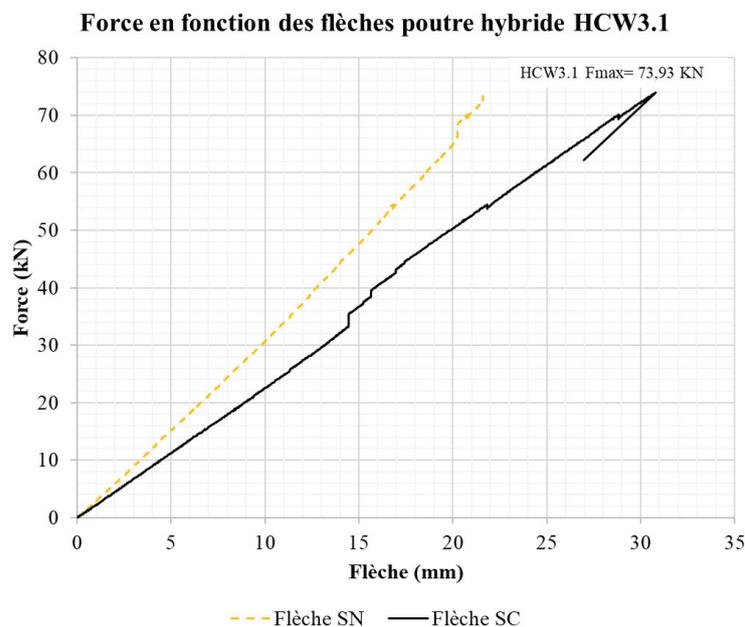


Figure II.76 : Force en fonction de flèche, poutre HCW3.1 testée en flexion 4 points jusqu'à rupture

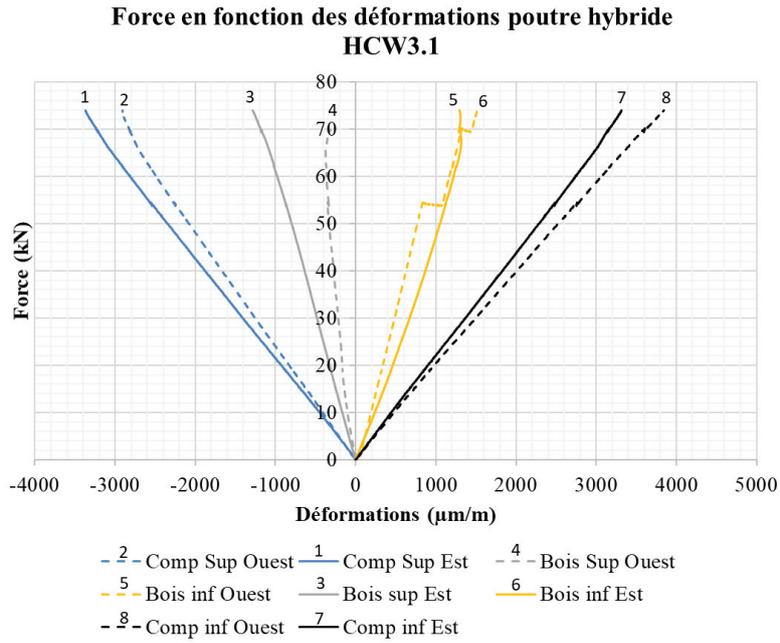


Figure II.77: Force en fonction des déformations poutre HCW3.1 testée en flexion 4 points jusqu'à rupture

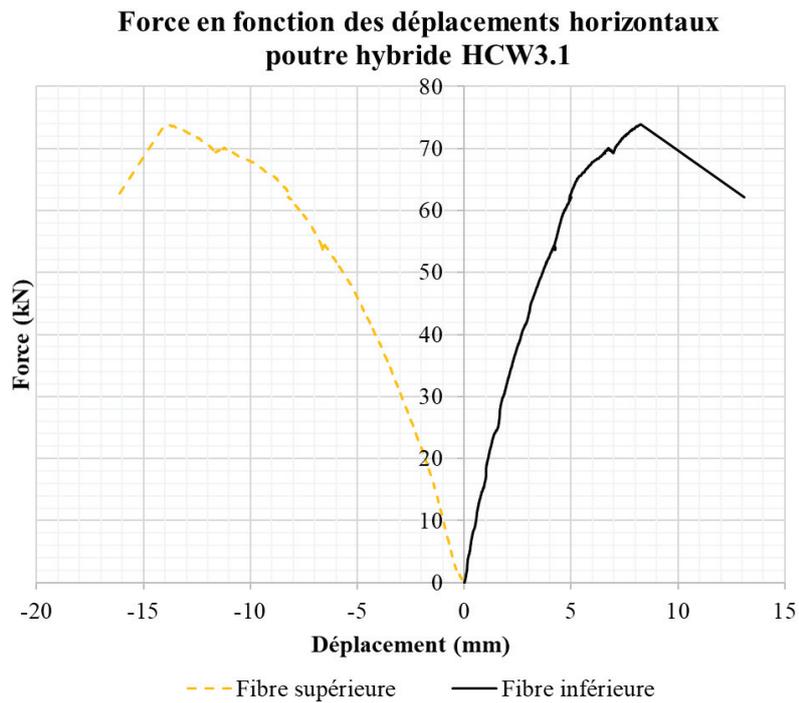


Figure II.78: Force en fonction des déplacements horizontaux poutres HCW3.1

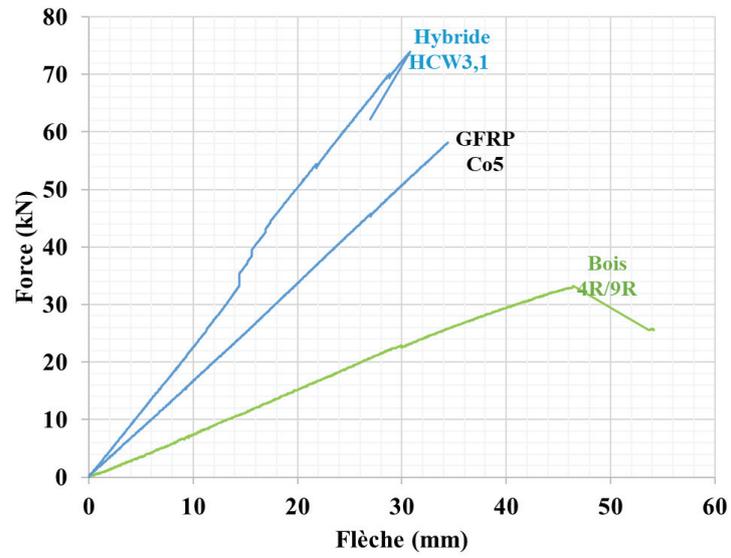


Figure II.79 : comportement de la poutres HCW3.1 et ses composants

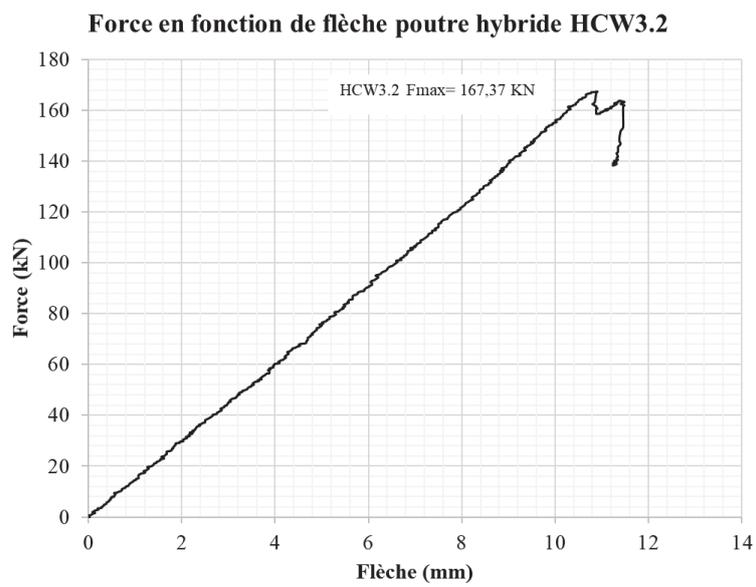


Figure II.80: Force en fonction de flèche, poutre hybride HCW3.2 testée en flexion 4 points jusqu'à rupture

**Force en fonction des déformations poutre hybride
HCW3.2**

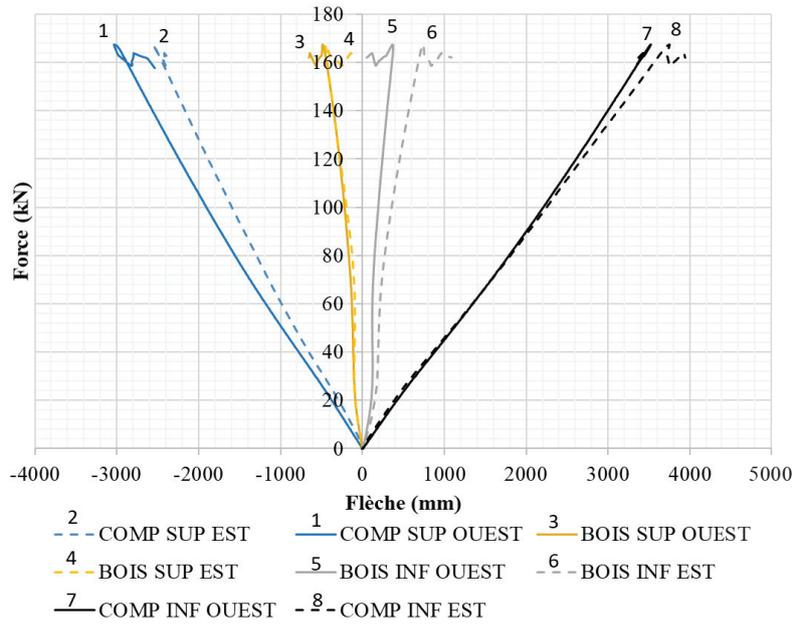


Figure II.81 : Force en fonction des déformations poutre HCW3.2 testée en inertie forte jusqu'à rupture

**Ruine par déversement vers l'Ouest et flambement /
écrasement semelle sup profilé $F_{max} = 167,37$ kN**

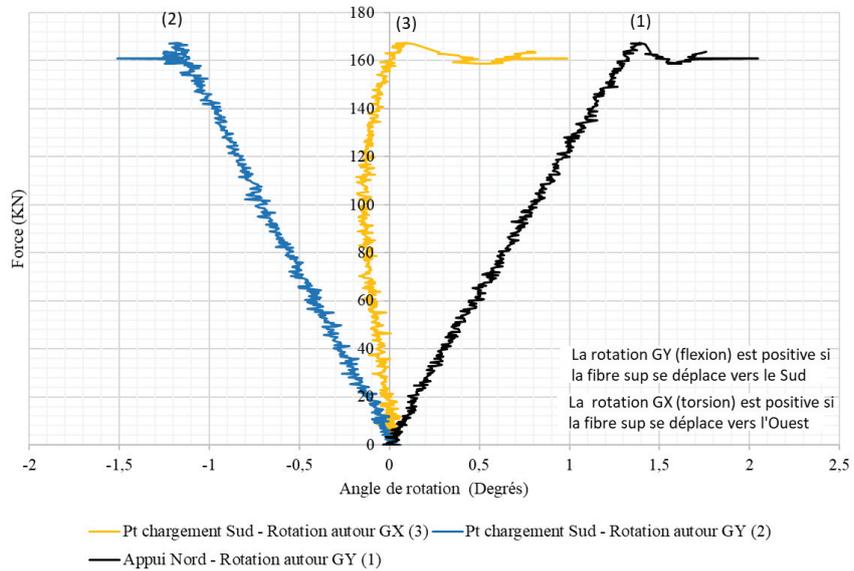


Figure II.82 : Rotation de flexion et autour de l'axe longitudinal de la poutre HCW3.2



Figure II.83 : Essais à la ruine des poutres HCW3.1

Tableau II.20 : Récapitulatif des gains de capacité portante entre les poutres hybrides et leurs composantes

Poutres Hybrides		HCW1.1	HCW1.2	HCW1.3 add	HCW2.1	HCW2.2	HCW2.3 add	HCW3.1	HCW4.1	HCW4.2	SW3	SW4	SW8
Charge de ruine (kN)	Bois	7,87 (24 MPa)			29,80 (45 MPa)	33,25 (50 MPa)		20,8 (31 MPa)	7,87 (24 MPa)		17,2 (53,4 MPa)		
	GFRP	20,3			37,1			58,1	18,5		24,5	19,4	60,3
	Hybrides	48,5	46,2	41,5	58,5	67,1	78,8	73,9	38,6	35,5	45,1	36,3	62,1
Gains Hybrides-GFRP /GFRP		139 %	128 %	104 %	58 %	81 %	112 %	27 %	109 %	92 %	84 %	87 %	3 %
Gains Hybrides – (Bois + GFRP) / (Bois + GFRP)		73 %	65 %	48 %	Négatif	Négatif	18 %	Négatif	46 %	35 %	8 %	Négatif	Négatif

Remarque : les charges de ruine et les contraintes à rupture du bois ont été déterminées sur des poutres en bois issues du même lot

II. 4. Conclusions

Les tests de flexion des poutres hybrides composite – bois ont permis de mieux comprendre leur comportement, de quantifier les capacités portantes et de mettre en évidence l'apport du bois. Les comportements sont très similaires, quelle que soit la configuration testée : le comportement de la poutre hybride est à peu près linéaire jusqu'à ce qu'une des poutres en bois commence à céder. Dès lors, la ruine est amorcée et se produit systématiquement par déversement, presque tout le temps accompagné du flambement de la semelle supérieure du GFRP et de son endommagement par compression et/ou cisaillement.

Ainsi, le bois permet de retarder l'apparition de l'instabilité de déversement du profilé GFRP grâce à l'augmentation de la rigidité de torsion et de flexion transversale qu'il apporte. Ces observations et cette analyse sont tout à fait similaires à ce qui a déjà été observé pour les poutres hybrides acier – bois [JUR 2018]. On note également que, malgré l'apparition progressive des fissures dans le bois, celui-ci continue à jouer son rôle « retardateur de déversement » de façon efficace puisque la charge appliquée à la poutre hybride continue de

progresser même après les premières fissures. Cet effet est probablement dû au fait que les zones fortement fissurées sont rendues solidaires sur les 2 faces des poutres grâce aux connecteurs régulièrement répartis. De plus, les semelles jouent un rôle de confinement et maintiennent les zones de bois endommagées jusqu'à un certain point. Bien que très endommagées, les poutres bois conservent ainsi un potentiel de renfort en termes de torsion et de flexion transversale jouant en quelque sorte un rôle de « remplissage ».

Les gains de capacité portante sont résumés dans le Tableau II.20 ci-dessus. Ils dépendent d'abord de la forme et des dimensions de la section de ces poutres. On peut penser que plus la rigidité de torsion initiale du profilé seul (composite ou acier) est faible, plus le gain de capacité portante apporté par le bois peut être important. Par exemple, les gains sont modérés pour les poutres SW8 ou HCW31 pour lesquelles la rigidité de torsion et de flexion du profilé seul est forte alors que les gains sont plus intéressants pour les poutres de la série HCW1 ou pour la poutre SW3 pour lesquelles le profilé seul est plus sensible au déversement.

Ces essais ne permettent pas de savoir avec certitude les modifications à apporter pour accroître les gains de performances mais ils fournissent des pistes objectives en vue de l'optimisation.

Les simulations numériques présentées dans le chapitre suivant auront alors pour objectifs de préciser les paramètres géométriques les plus influents.

Chapitre III
Modélisation du comportement mécanique

Chapitre III : Modélisation du comportement mécanique

III. 1. Introduction

Le chapitre précédent a montré l'intérêt de l'hybridation des profilés GFRP par du bois non classé, pour retarder le phénomène de déversement. L'objectif est à présent de modéliser numériquement ces poutres pour pouvoir proposer à terme un outil d'aide à la décision fonction du mode de chargement, des propriétés géométriques et mécaniques des constituants et du type d'assemblage. D'une façon générale, la simulation précise de ces structures nécessite d'intégrer la non-linéarité géométrique (déversement) et matérielle (loi de comportement des matériaux), est également le contact.

Le présent chapitre s'intéressera à la simulation numérique par éléments finis, dans le domaine élastique et jusqu'à la ruine, des poutres GFRP renforcées par du bois (celles qui ont été testées et présentées dans le chapitre précédent et celles testées avant le début de la thèse) mais également celles des poutres hybrides acier-bois testées par [JUR 2017]. Le comportement des constituants élémentaires (composite, acier et bois) sera également simulé.

Selon les cas, les simulations numériques non linéaires tiendront compte de la non linéarité géométrique, de la non linéarité matérielle ou des deux simultanément.

Le modèle numérique sera d'abord décrit puis une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques sera menée. Enfin, une étude paramétrique sera proposée.

III. 2. Modèle Eléments Finis

III. 2. a. Choix des éléments finis et maillage

Pour prédire le comportement mécanique en flexion sous chargement instantané, un modèle 3D a été créé sur Cast3m avec des éléments de maillage CUB8 (hexaèdre à 8 nœuds avec interpolation linéaire). Le choix des éléments finis a été fait suite à plusieurs études comparatives que nous avons menées entre les résultats obtenus avec des éléments finis tétraédriques linéaires et hexaédriques linéaires dans les domaines linéaires et non-linéaire. Dans le domaine linéaire, aucune différence notable n'a été observée. Néanmoins, dans le domaine non-linéaire, un écart important a été observé avec des différences significatives pour le maillage avec des éléments finis tétraédriques linéaires.

Ce constat avait été déjà observé dans la littérature avec [SCH 2022] et [BEN 1995] où des calculs avaient été effectués pour comparer la précision des maillages tétraédriques et hexaédriques dans différentes situations, telles que la flexion statique, la torsion statique, et l'analyse modale dynamique (Figure III.1).

Les résultats ont montré que les éléments hexaédriques linéaires sont généralement plus précis que les éléments tétraédriques linéaires. Des erreurs significatives ont été observées avec les éléments tétraédriques linéaires dans toutes les situations étudiées, en particulier avec des matériaux presque incompressibles.

Les éléments hexaédriques quadratiques, les éléments tétraédriques quadratiques et les éléments hexaédriques linéaires à haute performance ont tous fourni des résultats acceptables. Néanmoins, les éléments tétraédriques quadratiques ont été moins performants par rapport aux éléments hexaédriques linéaires et quadratiques dans les calculs de la déformation plastique.

Ainsi, dans le but de réduire le temps de calcul de nos simulations tout en ayant des simulations de précision acceptable, les éléments hexaédriques linéaires (CUB8) ont été choisis pour modéliser les poutres hybrides et leurs composants.

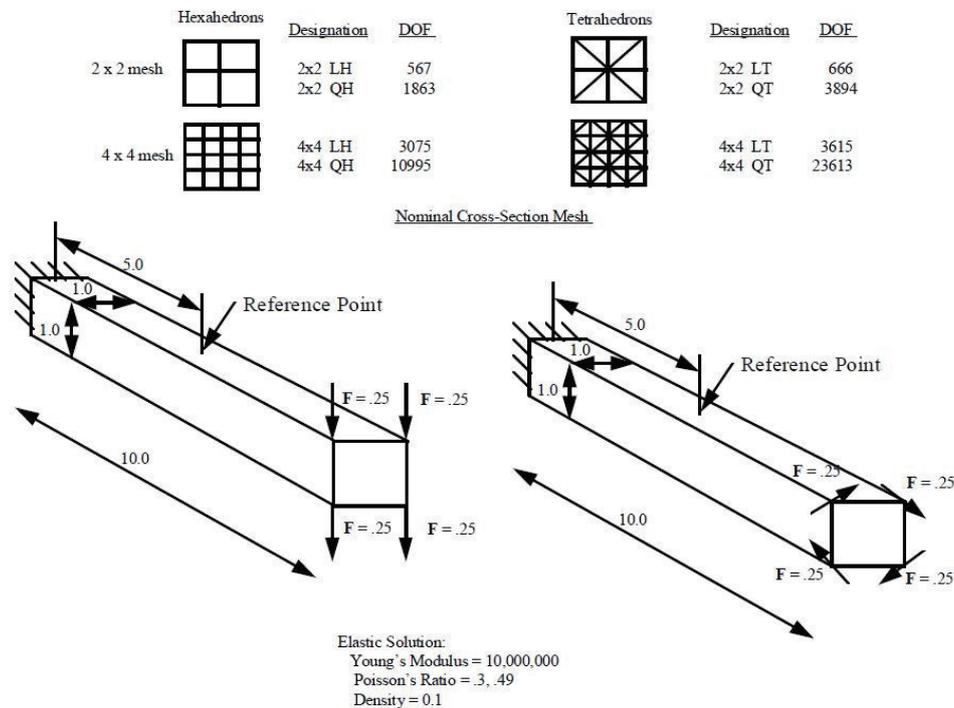


Figure III.1 : Modèle numérique utilisé pour les modélisations de flexion et torsion [SCH 2022]

Ces poutres hybrides sont composées de GFRP et de bois ou d'acier et de bois, reliés entre eux par des connecteurs et contenant des raidisseurs en béton aux extrémités dans le cas des composites.

Pour le GFRP, dans le cas des profilés I 150 (acrylique et polyester) et des doubles U 200, l'épaisseur des semelles et âmes est de 8 mm. Des cubes de 4 mm de côté ont été choisis. Dans le cas des profilés I 200, l'âme et les semelles faisant 10 mm d'épaisseur, nous avons également retenu la taille des cubes de 4 mm.

Dans le cas de l'acier, des éléments finis hexaédriques linéaires (CUB8) de taille 4 mm ont également été utilisés pour éviter la distorsion des éléments dans les semelles et l'âme des profilés en acier modélisés (épaisseurs respectives de 7.4 pour les semelles et 5 mm pour l'âme).

Concernant le matériau bois, un test de sensibilité a été effectué dans le domaine linéaire. L'effet de la densité de maillage a été étudié sur la flèche à mi-portée et la contrainte de cisaillement. La figure III.2 montre cette évolution. On constate alors que pour des mailles inférieures à 7 mm, le modèle converge. Dans la suite de cette étude, la densité de maillage des éléments bois sera des cubes de 6 mm de côté.

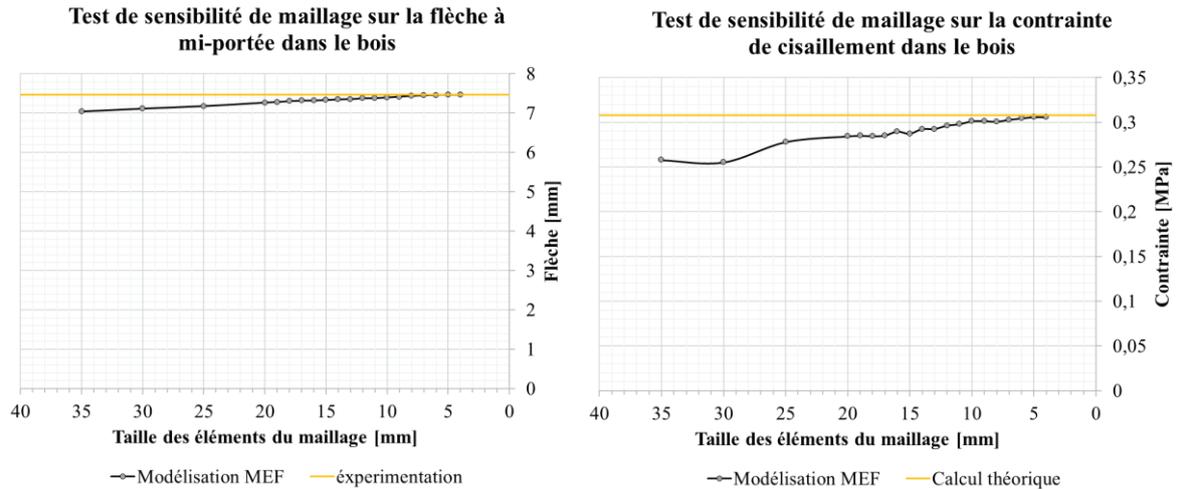


Figure III.2 : Patch test sur les éléments bois (calcul dans la section centrale)

Concernant la connexion, rappelons que nous n'avons observé aucune ruine des connecteurs, ni aucun endommagement lié à leur présence. Ainsi, dans le but de ne pas trop alourdir le calcul non linéaire, nous avons décidé de modéliser de façon simplifiée la connexion entre les éléments. La connexion par boulonnage a été modélisée par des cubes de $6 \times 6 \times 1 \text{ mm}^3$ (le diamètre des boulons étant égal à 6mm) constitués d'un matériau élastique fictif de mêmes propriétés que l'acier. La densité de maillage de ces éléments est de 1 mm^3 . Aucune loi de contact n'a été mise en place, les nœuds sont confondus entre les connecteurs et les composants bois/GFRP. Cette approche ne permettra pas de reproduire de façon fine le comportement dans le voisinage immédiat des boulons mais sera suffisante pour simuler la réponse globale des poutres hybrides et leur mode de ruine.

Les raidisseurs béton ont également été modélisés et ils présentent la même densité de maillage que le bois, à savoir 6 mm d'arrête.

Si dans le domaine linéaire, nous avons fait le choix de simuler le $\frac{1}{4}$ des poutres (symétries selon les axes longitudinal et radial), une simulation de la totalité des poutres hybrides a été nécessaire pour décrire la ruine.

La Figure III.3 montre les détails du maillage et de la connexion.

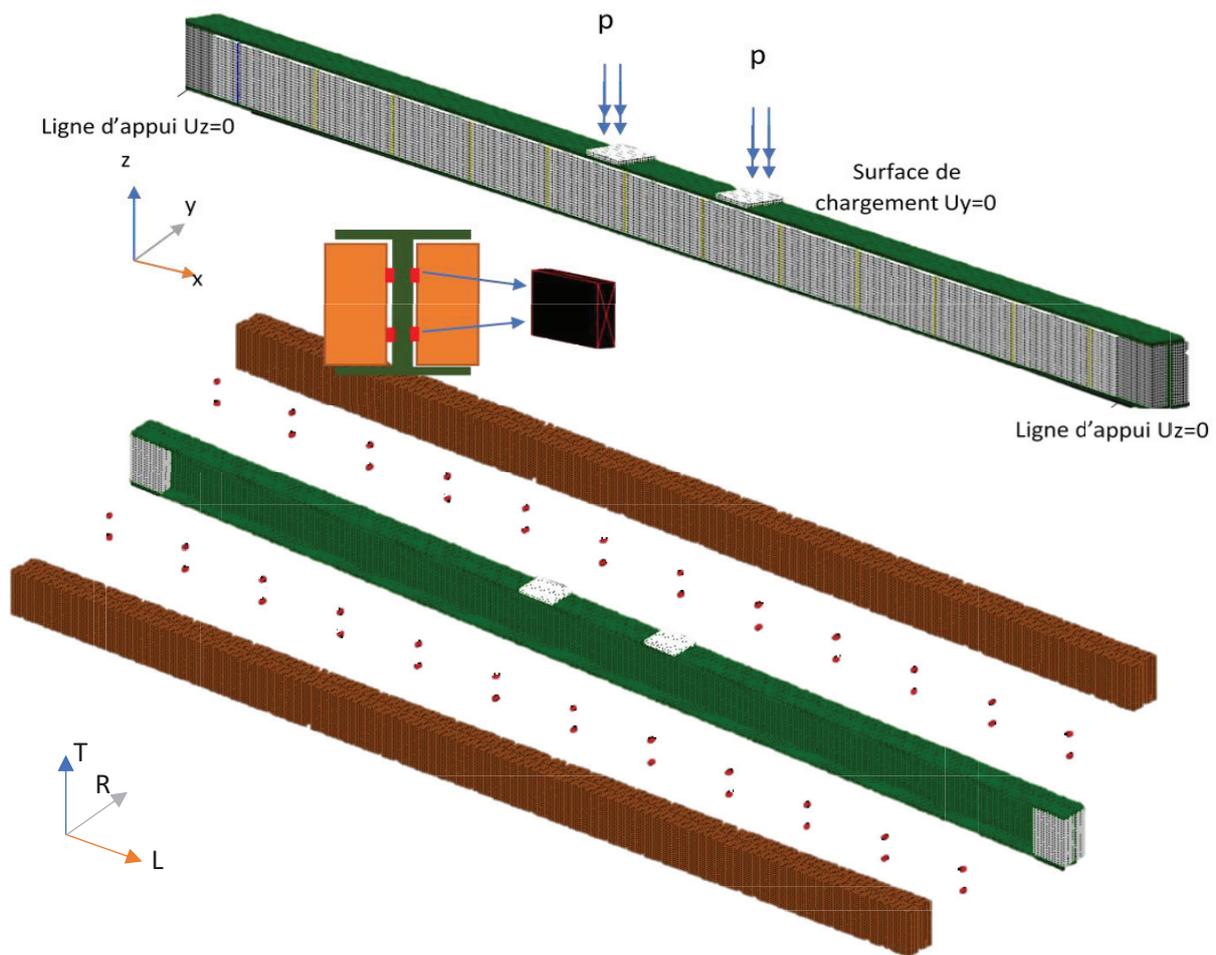


Figure III.3: Détails du maillage des poutres hybrides et des conditions aux limites

III. 2. b. Propriétés des matériaux

Les résultats d'essais sur les composites ont montré un comportement quasi élastique fragile en traction. Il en est de même pour le comportement du bois en traction et en cisaillement [GUI 1978]. En compression, ces deux matériaux présentent une non linéarité significative mais aucun de nos essais de flexion à rupture n'a mis en évidence ce mode ruine.

En conséquence, nous supposerons pour toutes les simulations numériques que le bois et le composite sont élastiques linéaires orthotropes.

Les propriétés élastiques choisies pour le matériau bois sont définies à partir de la base de données expérimentales (E_L et G_{LT}) que nous avons obtenues sur les poutres non rabotées à partir de l'analyse inverse de flexion / torsion (voir chapitre 2 tableau II.9) et des ratios d'orthotropie proposés par [GUI 1978] pour un résineux standard (E_R , E_T , G_{LR} , G_{RT} , ν_{LT} , ν_{RT} et ν_{LR}). Les propriétés obtenues sur les poutres rabotées sont proches de celle retenues pour la modélisation numérique (environ 4 %) et une étude paramétrique présentée plus loin montrera l'influence de ces paramètres sur les résultats numériques.

Concernant les propriétés du GFRP, E_L et G_{LT} sont prises égales aux valeurs déterminées expérimentalement par analyse inverse (voir tableau II.2), les autres valeurs sont issues des catalogues de Solutions Composites (partie I.2.b) et de la norme **ASTM D790**.

Le Tableau III.1 résume les propriétés élastiques utilisées dans les modélisations éléments finis pour ces deux constituants principaux.

Tableau III.1 : Propriétés élastiques des composants des poutres hybrides retenues pour les simulations numériques MEF Avec : * E Module d'élasticité, * G Module de cisaillement, * ν Coefficient de Poisson

Poutres	Poutres en Bois										Profils pultrudés en GFRP			
	1R	6R	7R	8R	15R	16R	17R	18R	19R	20R	Co8	Co9/ Co11	Co12/ Co13	
E_L [MPa]	11 215	7 750	11 740	7 370	11 480	9 970	7 200	6 750	8 890	7 310	30 360	28 900	32 840	
E_R [MPa]	863	596	903	567	883	767	554	520	684	562	15 180	14 450	16 420	
E_T [MPa]	561	388	587	369	574	499	360	338	445	366	15 180	14 450	16 420	
G_{LT} [MPa]	635	715	650	770	820	810	715	890	750	770	3 280	2 580	2 390	
G_{LR} [MPa]	699	787	715	847	902	891	787	979	825	847	3 280	2 580	2 390	
G_{RT} [MPa]	71	79	72	86	91	90	79	99	83	86	1 093	860	797	
	ν_{LT}					ν_{RT}			ν_{LR}			ν_{LT}	ν_{RT}	ν_{LR}
	0.43					0.51			0.39			0.28	0.28	0.12

Pour l'acier, une loi de comportement sur Cast3m nommée élastique plastique parfait est choisie pour les profils métalliques des poutres hybrides acier-bois. Pour cette loi, il n'existe pas d'écrouissage, la contrainte limite du domaine élastique est la limite de plasticité. Plusieurs paramètres doivent être intégrés dans le modèle : le module d'élasticité ($E= 210\ 000$ MPa) et la limite d'élasticité ($f_y= 330$ MPa) obtenus par des tests de traction effectués par [JUR 2017], le coefficient de Poisson ν sera pris égal à 0.3.

Par ailleurs, concernant les connecteurs, des simulations numériques préliminaires ont montré que le choix d'une loi de comportement non linéaire n'avait aucune influence mesurable sur les résultats numériques, très certainement car ces éléments sont très peu sollicités (aucun signe d'endommagement quelconque n'a d'ailleurs été observé lors des essais, même après démontage des poutres hybrides). Nous avons donc décidé de retenir l'hypothèse d'un matériau élastique linéaire isotrope de mêmes propriétés que l'acier.

Concernant les raidisseurs en béton, une loi de comportement élastique linéaire isotrope a également été retenue car aucune ruine de poutre observée n'a été la conséquence de la rupture d'un raidisseur. Ces éléments sont peu sollicités (la contrainte normale calculée à partir des réactions d'appui maximales est de l'ordre de 4 MPa), la zone d'étude privilégiée est la zone centrale et ce choix permet d'accélérer les calculs.

Le tableau III.2 résume les propriétés retenues pour les connecteurs et les raidisseurs.

Tableau III.2 : Propriétés élastiques pour les raidisseurs béton et les connecteurs en acier

Raidisseurs béton		Connecteurs (acier)	
E [MPa]	ν	E [MPa]	ν
31 000	0.2	210 000	0.3

III. 2. c. Conditions aux limites

Les conditions d'appui et de chargement, décrites de façon détaillée au chapitre 2 paragraphe II.2.b., sont schématisées sur la Figure III.4. Rappelons que les poutres sont appuyées sur des rouleaux, les entretoises présentes ne touchent pas la poutre (jeu de quelques millimètres) et n'ont qu'un rôle de sécurité pour retenir la poutre après déversement. Aux effets des frottements près, on peut dire que les rotations de la section d'appui autour de ses axes (transversal GY, vertical GZ et horizontal GX) sont libres. De même, seule la translation verticale u_z est bloquée.

Au niveau des points de chargement, bien qu'une rotule soit présente sous le vérin, la rotation autour de leur axe longitudinal GX des sections de la zone centrale est limitée. De même, le frottement entre les points de chargement et la fibre supérieure de la section empêche sa translation horizontale u_y (mais pas celle des autres points de la section) et limite la rotation autour de l'axe vertical GX.

Ainsi dans les simulations numériques, les déplacements verticaux (selon z) ont été bloqués sur une ligne en face inférieure de la semelle inférieure (section A) pour modéliser les appuis. Pour le chargement sur la semelle supérieure, les déplacements horizontaux (selon y) des nœuds des deux surfaces ont été bloqués (section B). La Figure III.4 illustre les conditions limites et de chargement utilisées dans les modélisations.

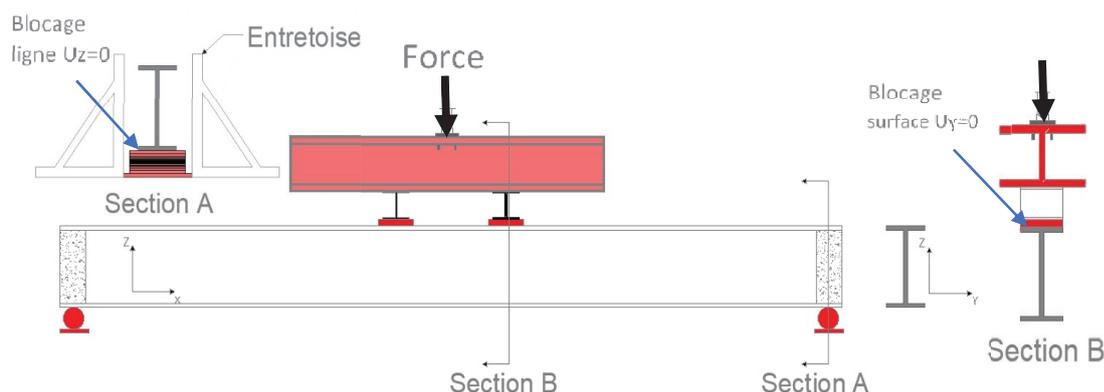


Figure III.4 : conditions aux limites expérimentales et blocage des déplacements numériques

Plusieurs autres jeux de conditions limites ont été testés avant de retenir celui décrit précédemment. En effet, pour prendre en compte la présence des entretoises, deux autres configurations ont été testées :

- Des articulations ($U_z=U_y=0$) pour les deux appuis,
- Des entretoises avec un matériau élastique fictif « mou » entre la poutre hybride et l'entretoise, permettant de représenter un éventuel contact progressif entre les entretoises et la poutre.

Pour les points de chargement, une autre configuration appelée « chargement libre » a été testée pour laisser libre tous les déplacements dans cette zone.

Le tableau III.3 résume les conditions aux limites et de chargement testé.

Tableau III.3 : conditions aux limites testées en modélisation

<i>Condition aux limites</i>	<i>Appuis (semelle inférieure)</i>	<i>Chargement (Semelle supérieure)</i>
1	$U_Z = 0$	$U_Y = 0$
2	$U_Z = 0 ; U_Y = 0$	Chargement libre
3 (avec matériau faible module d'élasticité)	$U_Z = 0$	$U_Y = 0$
4 (avec matériau faible module d'élasticité)	$U_Z = 0$	Chargement libre
5	$U_Z = 0 ; U_Y = 0$	$U_Y = 0$

Pour les conditions aux limites 3 et 4 avec les matériaux à faible module d'élasticité (variant entre 0.05 et 0.1 MPa), les résultats dépendent fortement des valeurs d'élasticité prises en compte. Différentes données ont été extraites comme la force à la rupture, les déplacements horizontaux et les rotations et comparées aux valeurs expérimentales. Le tableau III.4 qualifie les différentes conditions en fonction de ces données. La condition 1 est celle qui correspond le mieux aux observations expérimentales et sera donc retenue pour toutes les simulations numériques.

Tableau III.4 : Résultats de variation des conditions aux limites

<i>Conditions aux limites</i>	<i>Charge de rupture</i>	<i>Déplacements horizontaux centre</i>	<i>Déplacements horizontaux appuis (non mesurés)</i>	<i>Rotations</i>
<i>Condition 1</i>	✓	✓	X	✓
<i>Condition 2</i>	X	X	✓	X
<i>Condition 3</i>	X	X	✓	-
<i>Condition 4</i>	X	X	✓	-
<i>Condition 5</i>	X	X	✓	-

III. 2. d. Modes de chargement et calcul d'instabilité

Dans les modélisations MEF de l'essai de flexion sur les poutres, le chargement a été simulé en utilisant une pression suiveuse. Cela signifie qu'il a été appliqué une charge uniformément répartie qui reste, tout au long de la simulation, perpendiculaire aux deux surfaces de chargement de la poutre.

La modélisation s'est faite en deux temps pour pouvoir prendre en compte la non-linéarité géométrique. La première étape consiste à appliquer une déformée initiale aux poutres pour pouvoir ensuite les charger avec une procédure pas à pas.

- **Procédure FLAMB**

La déformée initiale a été mise en œuvre grâce à la procédure FLAMB sur Castem. L'utilisation de cette procédure s'explique par le fait que le déversement d'éléments fléchis est un phénomène d'instabilité élastique qui présente des analogies avec le flambement. Le déversement se produit lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe alors latéralement. Il existe ainsi une valeur critique du moment de flexion. La procédure FLAMB réalise une analyse de flambement linéaire. Cette approche consiste à résoudre un problème de valeurs propres pour évaluer les facteurs critiques de flambement et les déformées modales de flambement associées. La forme que prend le modèle pendant le flambement est appelée déformée modale de flambage et le chargement est appelé chargement critique. L'analyse a été effectuée uniquement sur les 3 premiers modes. La géométrie déformée conservée pour la suite des simulations est celle qui correspond à la charge critique c'est-à-dire la charge la plus faible (premier mode). Suite à cette analyse, la déformée modale (premier mode) est appliquée à la structure hybride. La poutre hybride est donc initialement déformée avant de lancer le calcul à proprement parler avec la procédure PAS à PAS qui nous permet de déterminer la charge critique pour laquelle l'instabilité de déversement apparaît.

Cette analyse de flambement linéaire permet de prendre en compte la non-linéarité géométrique.

- **Procédure PAS à PAS**

La procédure PAS à PAS du logiciel a été ensuite appliquée sur cette structure déformée. Cette procédure utilise l'analyse de stabilité. Il s'agit d'une méthode itérative qui consiste à augmenter la charge appliquée et à recalculer les déformations de la poutre à chaque étape. Le calcul numérique est stoppé lorsque la convergence n'est plus obtenue avec le taux d'erreur initialement défini. La figure III.5 montre la méthode itérative PASAPAS sur Castem.

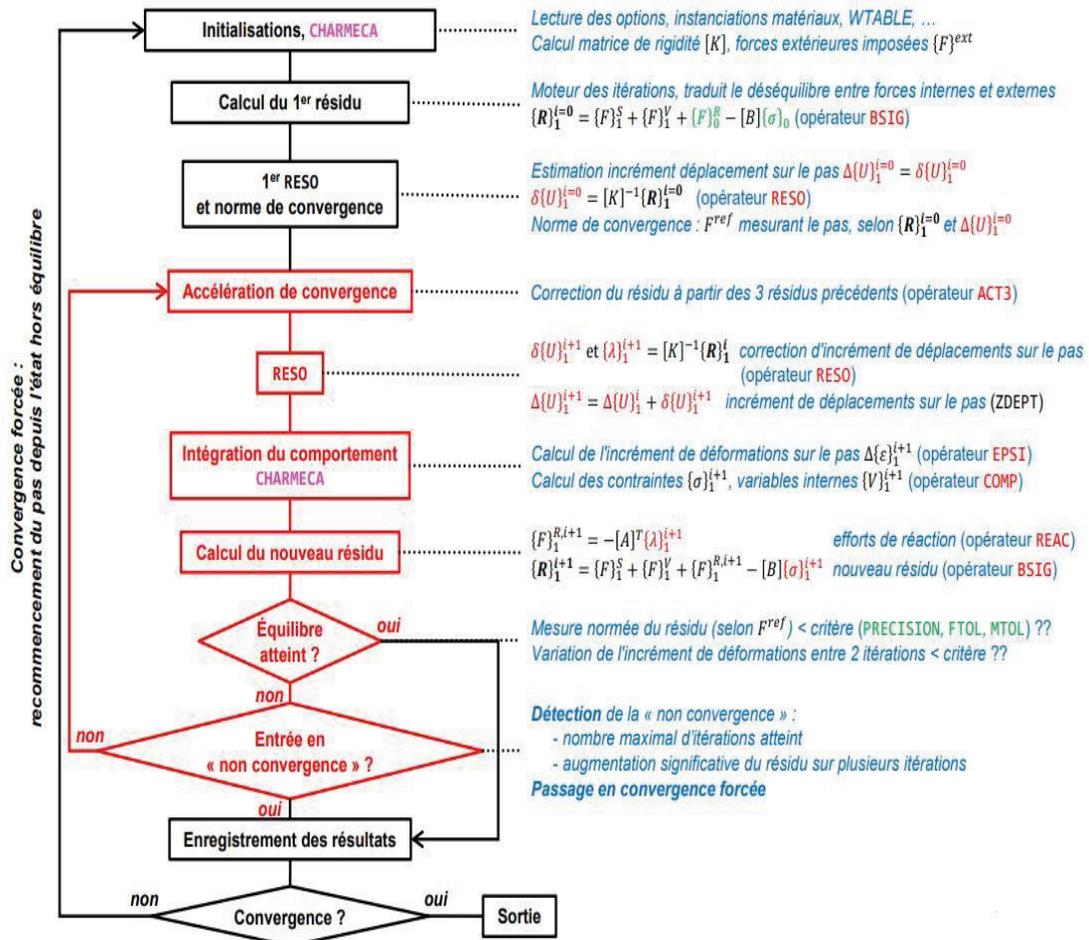


Figure III.5 : Méthode itérative PASAPAS sur Cast3m

III. 3. Comparaison modélisations et expérimentations

III. 3. a. Poutres jumelles bois

Pour vérifier l'approche numérique, des modélisations ont été menées dans le domaine élastique afin de comparer les différentes mesures expérimentales à celles du modèle éléments finis. Dans les modélisations, le bois a été considéré sans défaut avec du droit fil. L'élément bois est sollicité dans son repère d'orthotropie. Bien que les modules d'élasticité et de cisaillement utilisés dans les MEF prennent en compte le comportement global des éléments, les nœuds et distorsion de la pente de fil qui pourraient avoir un impact à l'échelle locale n'ont pas été pris en compte.

Dans cette partie, les flèches et déformations ont été comparées. A titre d'exemple, les figures III.6 et III.7 montrent les écarts obtenus pour les poutres jumelles Wo1 dont les dimensions sont présentées dans le chapitre I (voir figure I.32).

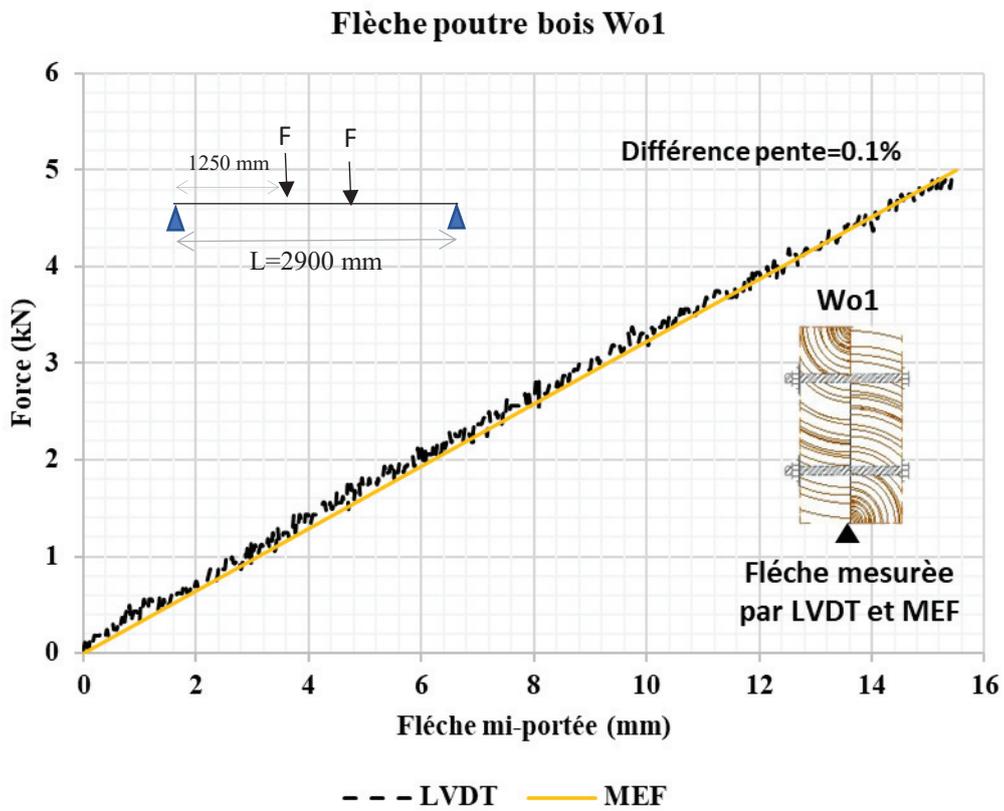


Figure III.6 : Comparaison de la flèche centrale expérimentale et numérique (MEF) de la poutre Wo1

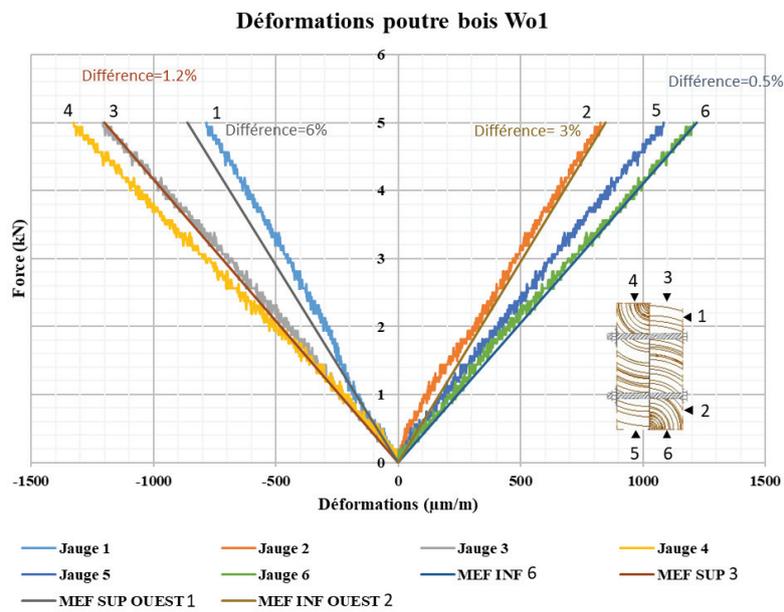


Figure III.7 : Comparaison des déformations expérimentales et numériques (MEF) de la poutre Wo1 en section centrale

Concernant la courbe force-flèche (Figure III.6), on observe un faible écart de l'ordre de 0.1 % sur la flèche à force constante.

Pour ce qui est des déformations (Figure III.7), un écart de 6 % est mesuré pour la jauge n°1 qui se situe en zone comprimée. Ceci peut s'expliquer par la présence de défaut locaux (nœuds, poches de résines, fentes, ...) qui peuvent perturber le champ de déformation et qui ne sont pas pris en compte dans la modélisation.

Le Tableau III.5 résume pour toutes les poutres jumelles bois les écarts de force et de déformations minimum et maximums observés.

Tableau III.5 : écarts MEF/ expérimental des poutres bois jumelées

Poutres Bois	Wo1	Wo3	Wo7	6/8	15R/16R
Ecart flèches MEF/ Expérimental	0.10%	3.67%	10.64%	9.97%	2%
Déformation Min	0.50 %	0.22 %	0.30 %		
Déformation Max	6.00 %	3.72 %	5.68 %		

Les déformations numériques des poutres 6/8 et 15R/16R n'ont pas été extraites.

La poutre 4R/9R n'est pas présentée

Les écarts n'excèdent pas 10.6 % pour les flèches et 6 % pour les déformations. On peut donc en conclure que la modélisation des poutres bois jumelles est fidèle aux observations expérimentales et que la manière choisie dans ce travail pour représenter la connexion est pertinente.

La qualité du maillage dans la section transverse a également été vérifiée en comparant l'évolution des contraintes normales et de cisaillement le long d'une ligne à force imposée et a été comparée à la théorie des poutres (figures III.8 et III.9). La seule différence observée est sur l'évolution de la contrainte de cisaillement, l'erreur de 1.5 % provient des hypothèses de la théorie des poutres. En effet, les poutres jumelles ont été considérées comme parfaitement collées, contrairement aux simulations MEF où elles sont reliées par des « pastilles » en acier. De plus, dans les simulations MEF, les poutres bois ont des propriétés élastiques distinctes alors que pour l'application de la théorie des poutres, les propriétés moyennes ont été utilisées.

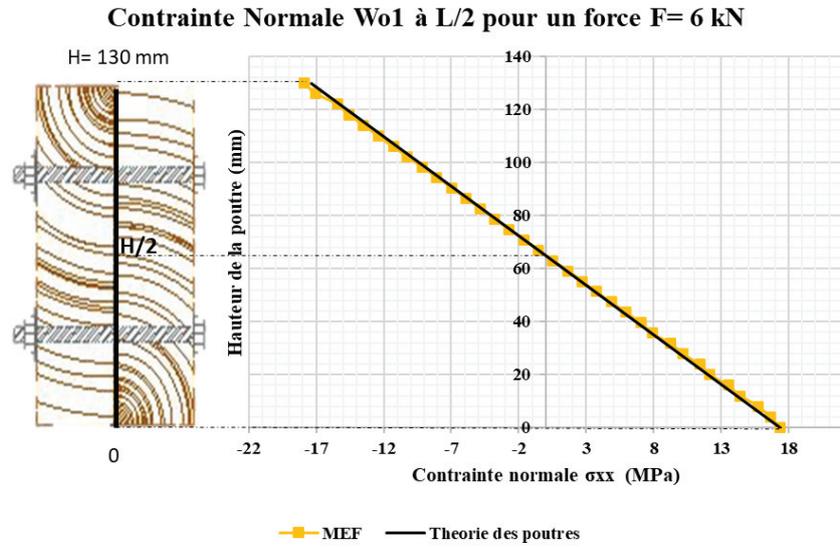


Figure III.8 : Comparaison des contraintes normales entre théorie des poutres et MEF de la poutre Wo1

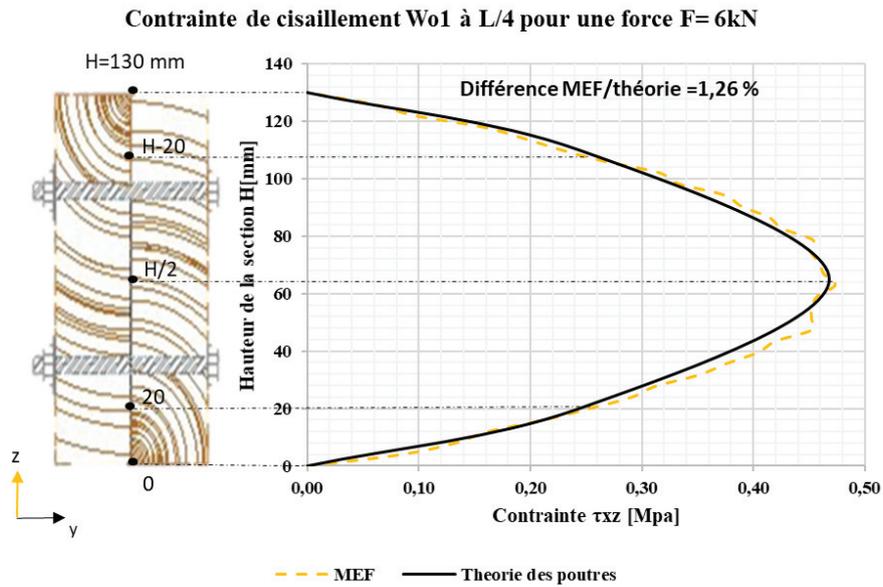


Figure III.9 : Comparaison des contraintes de cisaillement entre théorie des poutres et MEF de la poutre Wo1

De manière générale, cette étude dans le domaine élastique confirme l'approche numérique mise en place pour la prise en compte du matériau bois dans la modélisation des poutres hybrides. L'intérêt était essentiellement de voir l'effet de l'hétérogénéité sur les déformations et de vérifier la qualité du maillage. L'analyse numérique de ce composant seul s'arrêtera ici puisque la non-linéarité matérielle n'est pas prise en compte et que la non-linéarité géométrique ne s'est pas produite lors des essais à la ruine.

III. 3. b. Profilés GFRP

Concernant le composite GFRP seul, la qualité du maillage sera étudiée dans le domaine linéaire comme pour le bois, mais également en non linéaire géométrique pour représenter le comportement de ces éléments jusqu'à la ruine.

Il est à noter que les congés des profilés composites sont très petits, et ils ne sont pas pris en compte dans la modélisation.

- **Dans le domaine élastique**

Tout comme pour le composant bois, les figures III.10 et III.11 montrent à titre d'exemple l'évolution des contraintes normales et de cisaillement le long d'une ligne à mi-section pour la poutre Co1 (voir géométrie figure II.1 du chapitre 2). Les écarts obtenus sont inférieurs à 2 % avec des différences observées au niveau des semelles inférieure et supérieure dans le cas de la contrainte de cisaillement.

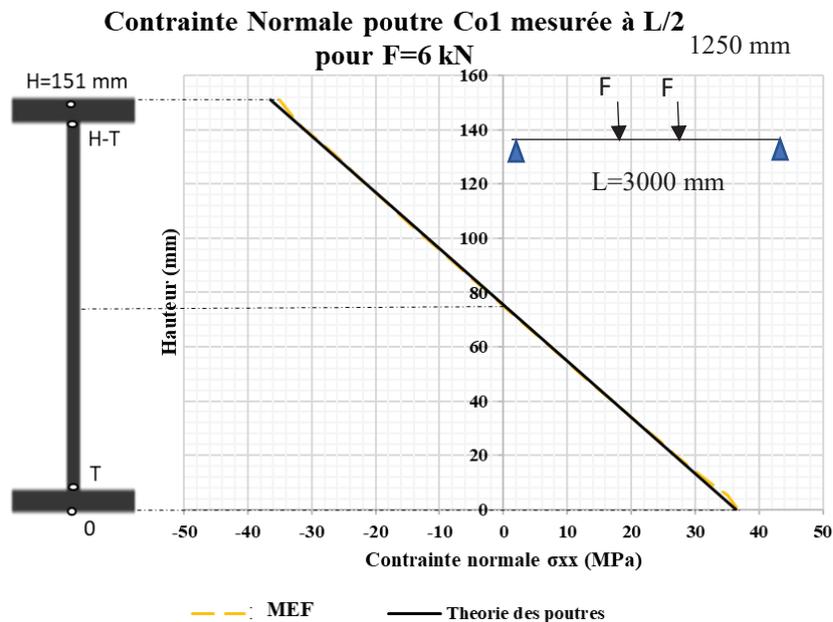


Figure III.10 : comparaison des contraintes normales entre numérique (MEF) et théorie des poutres Co1

Contrainte de cisaillement poutre Co1 calculée à L/4 pour F=6 kN

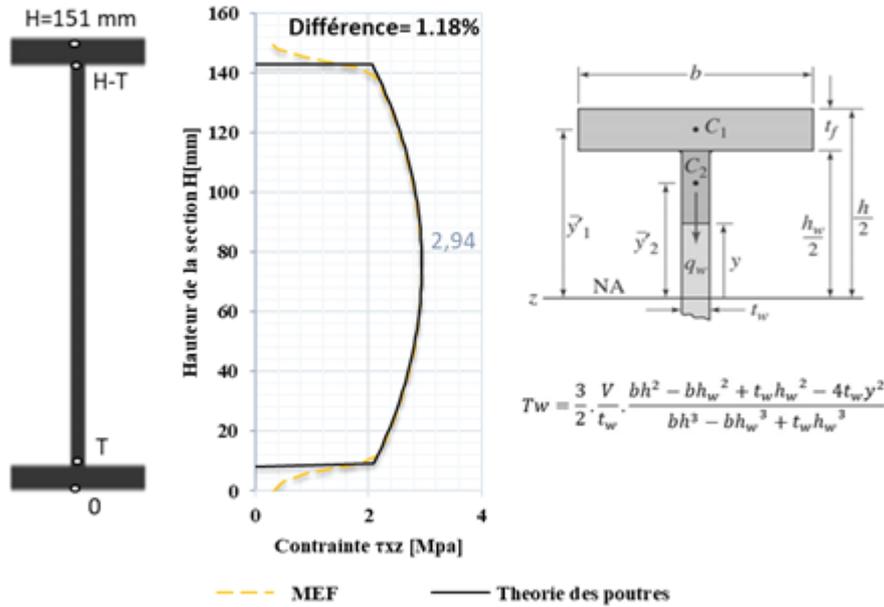


Figure III.11 : Comparaison des contraintes de cisaillement entre numérique (MEF) et théorie des poutres Co1

- Avec prise en compte de la non-linéarité géométrique

Par la suite, des modélisations ont été effectuées sur les poutres composites en introduisant la procédure « flambement » pour atteindre la charge d’instabilité. Pour étudier numériquement l’influence de la matrice du composite et des dimensions, les profilés Co10, Co15 (profilés I de 150 mm à matrice acrylique et polyester) et Co3 (profilé I de 200 mm) ont été simulés. Pour rappel, les charges à la ruine des profilés étaient de 19.8 kN (Co10), 18.6 kN (Co15) et 37.1 kN (Co3).

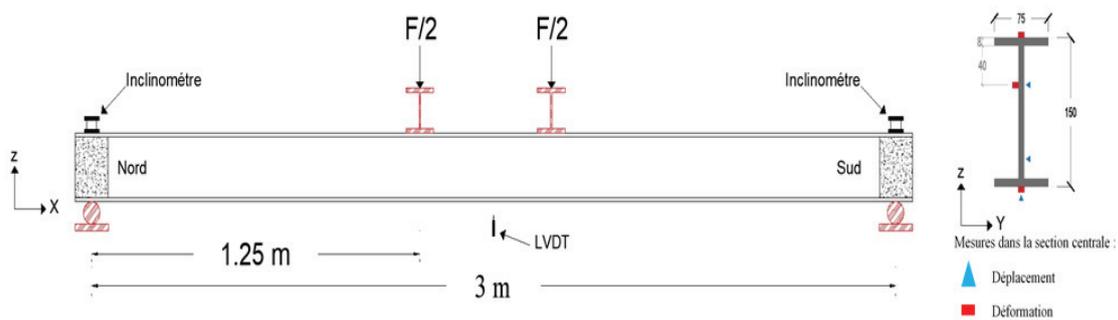


Figure III.12 : dispositif expérimental de flexion 4 points des poutres composites testées jusqu’à la ruine

La figure III.12 rappelle le dispositif expérimental et la figure III.13 montre l’évolution force/déplacement pour la poutre Co15 avec prise en compte de la non-linéarité géométrique. La charge d’instabilité numérique est de 18 kN, contre 18.6 kN obtenue expérimentalement.

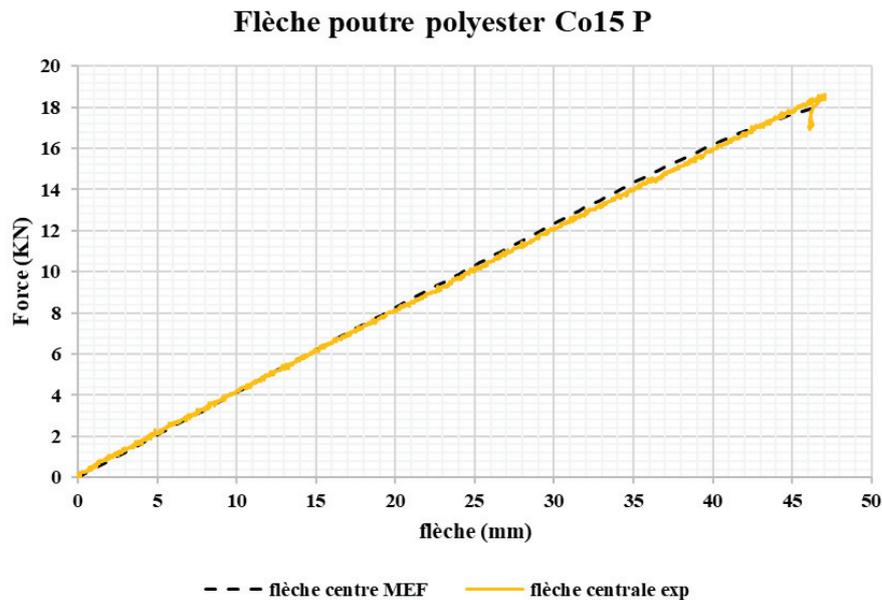


Figure III.13 : Comparaison flèches numérique (MEF) et expérimentale poutre Co15 polyester

Le tableau III.6 résume les écarts obtenus pour les 3 profilés en termes de flèche et de chargement.

Tableau III. 6 : écarts MEF/Expérimental des profilés composites

<i>Poutres GFRP</i>	<i>Co10</i>	<i>Co15</i>	<i>Co3</i>
<i>Ecart flèche MEF/ Expérimentale</i>	2.8 %	2.5 %	3.6 %
<i>Écart charge de ruine</i>	0,70 %	8,72 %	2,56 %

La non-linéarité géométrique avec la procédure FLAMB fonctionne relativement bien pour la prédiction de la charge critique des profilés GFRP.

Concernant les déformations, 3 jauges avaient été placées en semelles supérieure et inférieure et en partie haute de l'âme. La Figure III.14 montre l'écart obtenu entre la modélisation et les mesures expérimentales pour les profilés I de 150 mm acrylique et polyester. On constate alors un écart maximal de 12 % sur la jauge positionnée en semelle supérieure. La fibre comprimée se déforme plus que la réalité. Pour le profilé I de 200 mm, l'écart diminue à 1.64 % (Figure III.15).

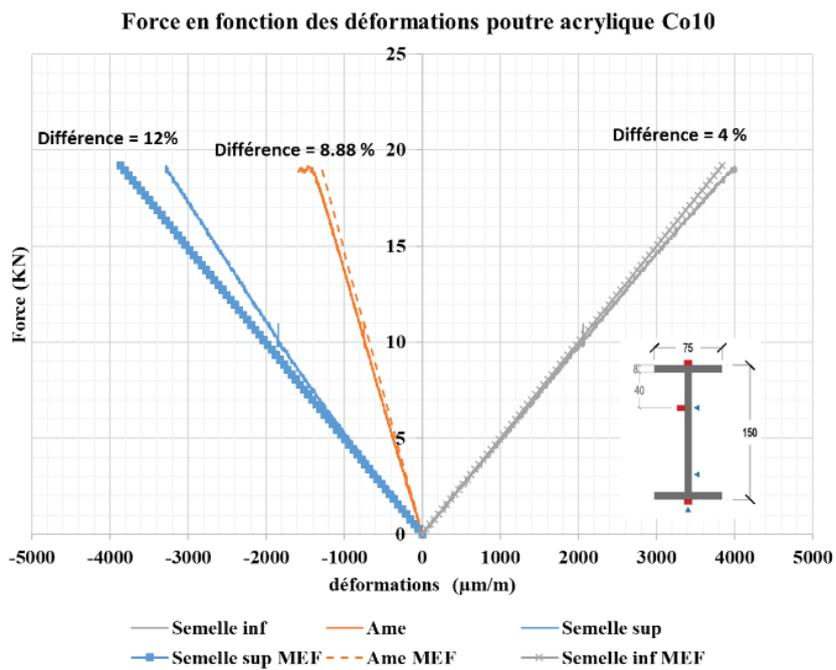
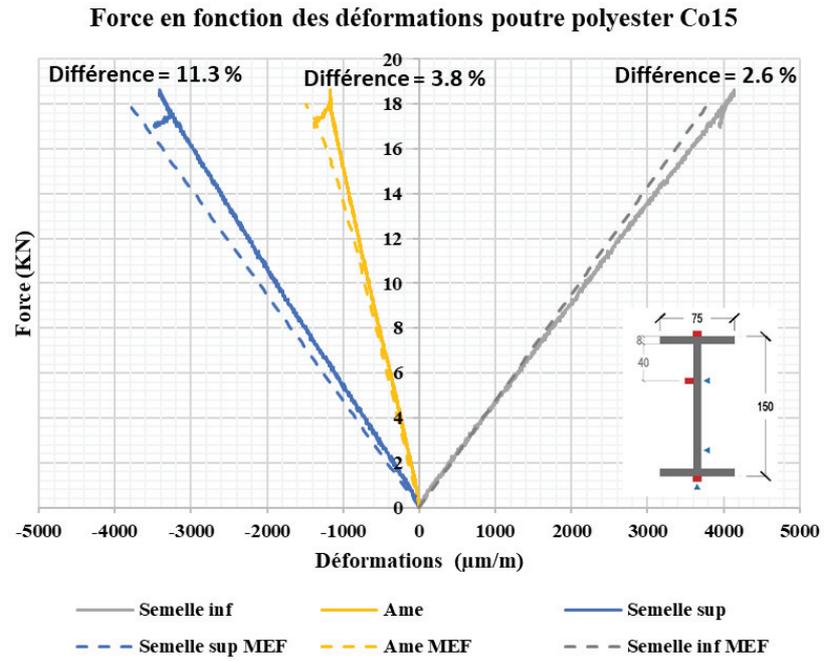


Figure III.14 : Comparaison des déformations entre numériques MEF et essai des profilés I 150mm

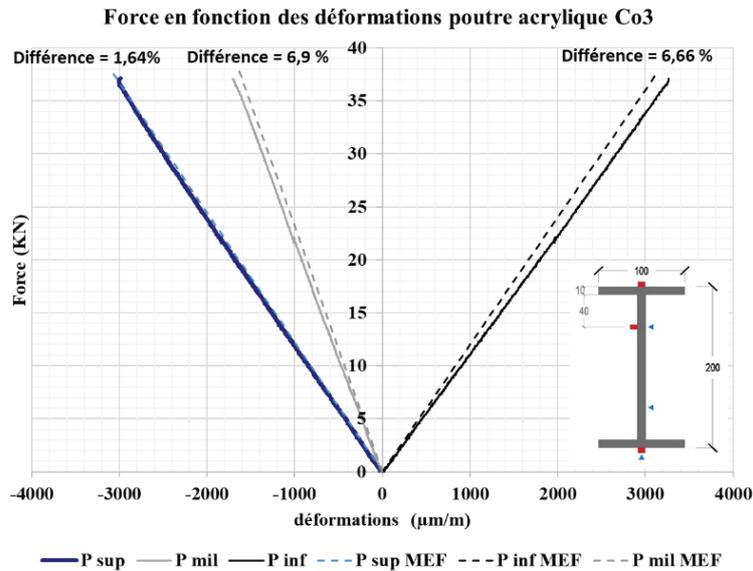


Figure III.15 : Comparaison des déformations entre numériques (MEF) et essais des profilés I 200mm

Les figures III.16 et III.17 comparent les déplacements horizontaux et les rotations aux données mesurées pour le profilé Co15. On constate sur ces deux figures que les valeurs numériques sont sensiblement plus importantes que celles mesurées expérimentalement. Néanmoins, les allures et l'ordre de grandeur correspondent. Les modélisations du composite avec la procédure FLAMB et le calcul incrémental PASAPAS sont en adéquation avec les résultats expérimentaux.

Enfin la Figure III.18 montre les contraintes normales aux fibres extrêmes avec des valeurs qui peuvent atteindre 110 MPa lors de la rupture. Cette donnée démontre que l'instabilité a eu lieu avant la limite du composite qui est de l'ordre de 400 MPa.

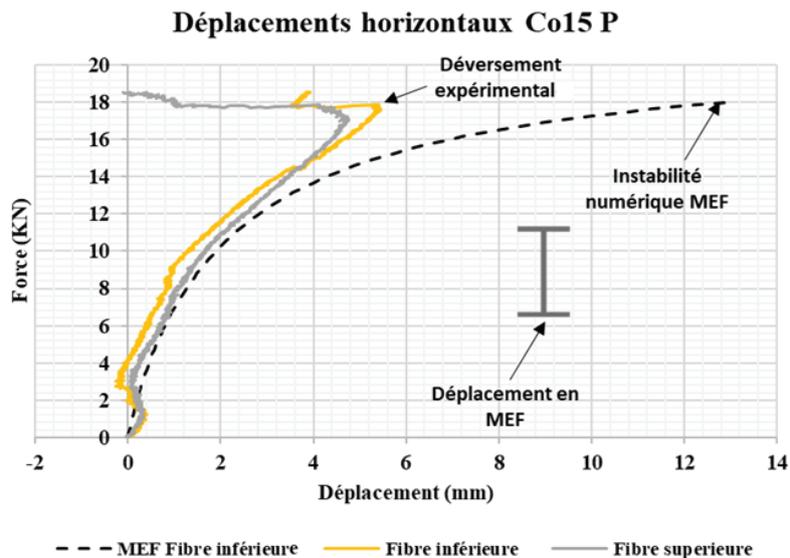


Figure III.16 : Comparaison des déplacements horizontaux entre MEF et essai poutre Co15 polyester

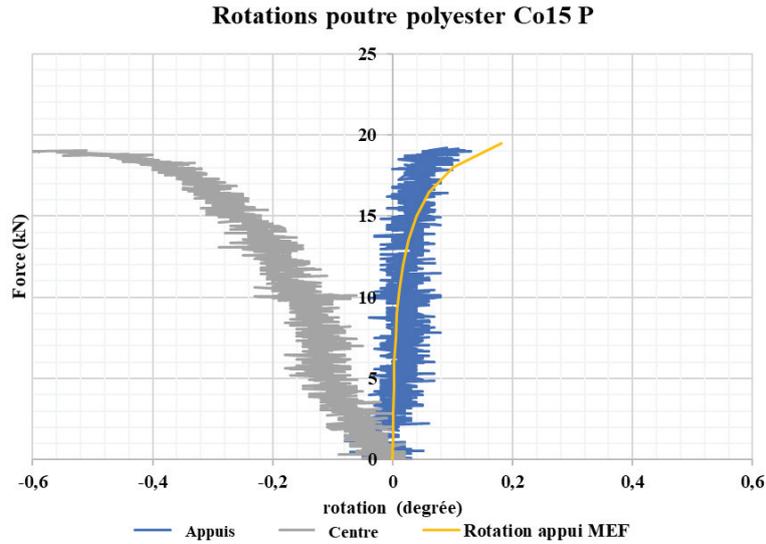


Figure III.17 : comparaison des rotations numériques (MEF) et expérimentales poutre Co15 polyester

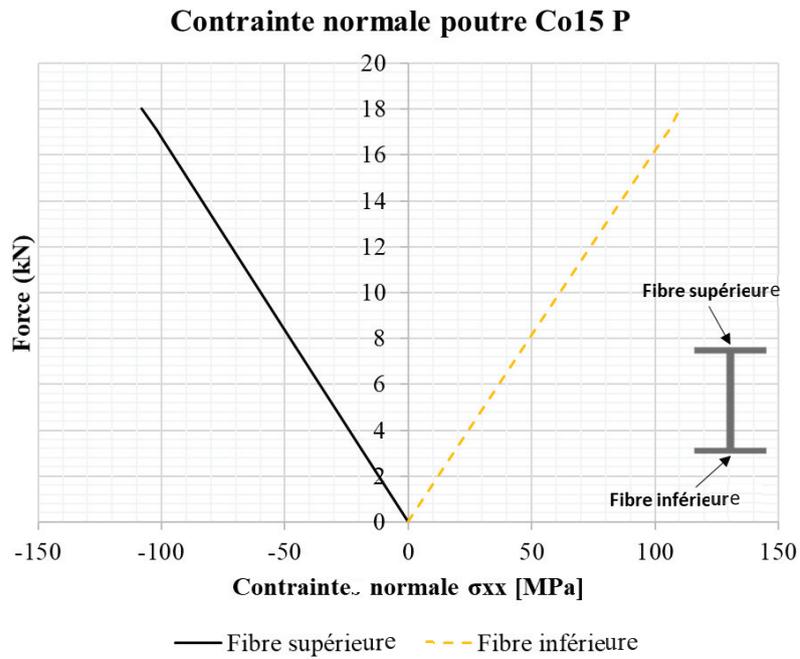


Figure III.18 : Contraintes normales obtenues par la modélisation MEF de la poutre Co15 polyester

III. 3. c. Torsion élastique des poutres composite-bois

Afin de modéliser le comportement de torsion des poutres hybrides et de ces composants, un modèle d'éléments finis 3D a été créé sur ce logiciel avec les mêmes éléments de maillage CUB8 de même taille détaillée précédemment, afin de prédire, dans le domaine élastique, le comportement mécanique en torsion sous une charge instantanée.

En termes de conditions aux limites, le déplacement de tous les nœuds à la section intégrée de la poutre a été fixé dans toutes les directions. À l'extrémité libre, le support cylindrique est modélisé comme un déplacement bloquant des nœuds d'une ligne située sur la face inférieure

de la poutre dans les directions Y et Z. La charge est modélisée en appliquant une pression sur les semelles de la poutre pultrudée afin d'obtenir le même moment de torsion lors des essais, comme indiqué sur la figure III.19.

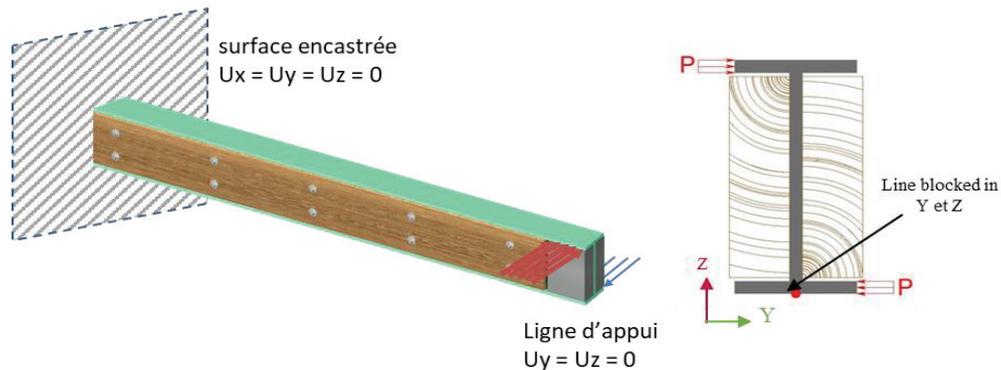


Figure III.19 : Modélisation des poutres hybrides composite-Bois en torsion

Dans la suite on présente les résultats de modélisation des poutres hybrides et leurs composants, où on peut bien remarquer des faibles écarts entre les résultats MEF et expérimentaux.

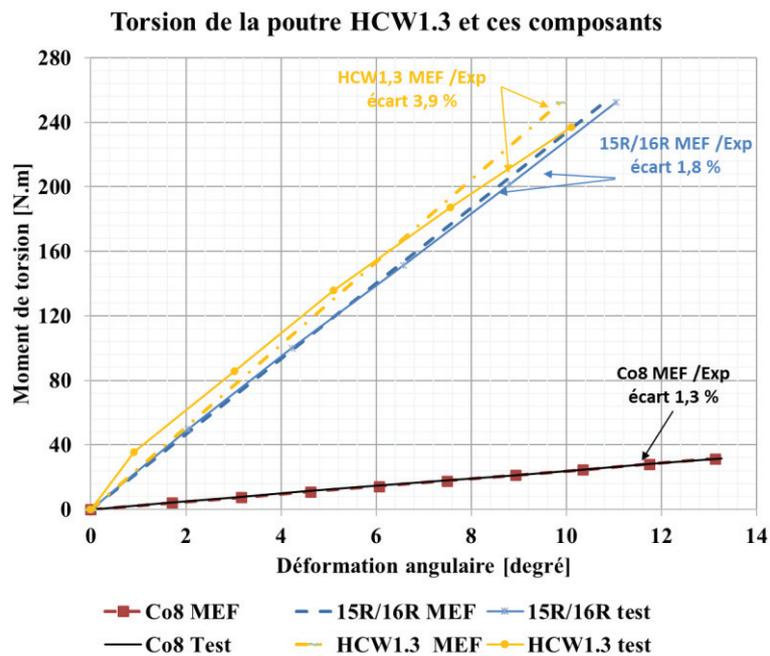


Figure III.20 : Comparaison MEF/ Expérimentale du comportement en torsion de la poutre HCW1.3 et ces composants

III. 3. d. Poutres hybrides composite-bois

Pour rappel, seules les caractéristiques élastiques de chaque composant ont été déterminées dans le domaine élastique pour ces poutres hybrides :

- HCW1.3add (profilé I de 150 acrylique avec poutres jumelles 15R/16R)

- HCW2.2 (profilé I de 200 polyester avec poutres jumelles 1R/7R)
- HCW2.3add (profilé I de 200 polyester avec poutres jumelles 6R/8R)
- HCW4.1 (profilé I de 150 polyester avec poutres jumelles 18R/20R)
- HCW4.2 (profilé I de 150 polyester avec poutres jumelles 17R/19R)

Rappelons que ces poutres ont été modélisées avec la prise en compte de la non-linéarité géométrique mais en considérant que les matériaux constitutifs sont élastiques (les propriétés sont données dans le paragraphe I.2.b).

Les figures III.21 à III.23 comparent les courbes force-déplacement obtenues pour ces 3 types de configuration. A noter que les vis additionnelles n'ont pas été modélisées, puisque considérées dans la phase expérimentale comme n'ayant pas prouvé leur efficacité de façon indiscutable.

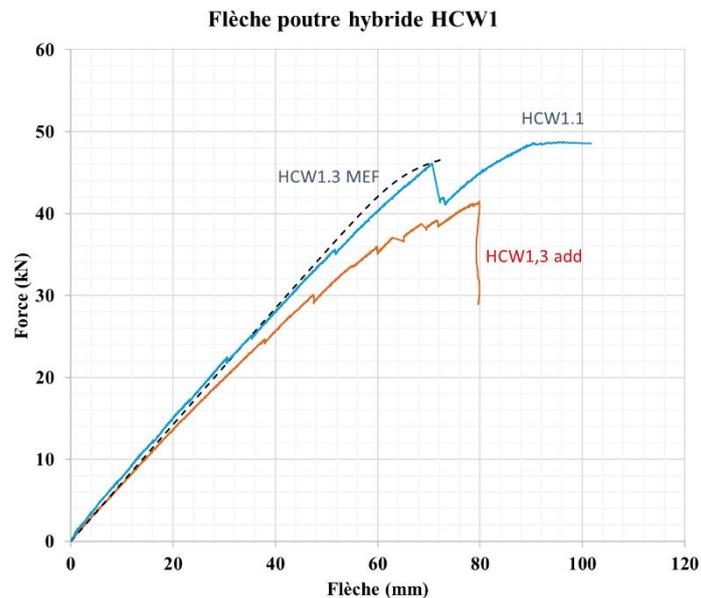


Figure III.21: Comparaison des flèches numérique (MEF) et expérimentale pour la poutre HCW1.3add

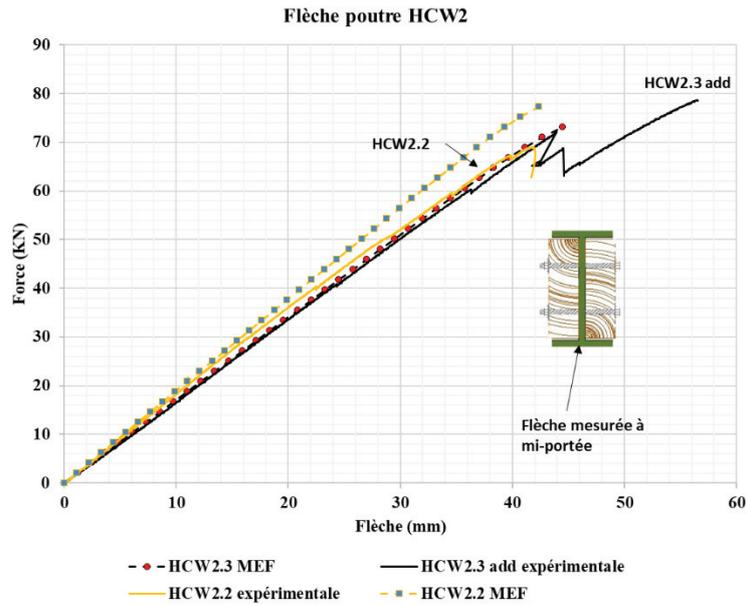


Figure III 22 : Comparaison des flèches numérique (MEF) et expérimentale pour les poutres HCW2

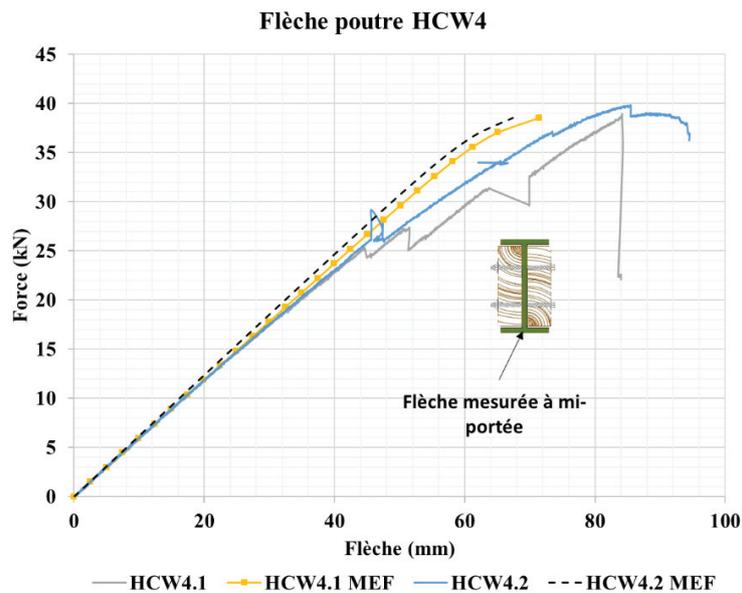


Figure III.23 : Comparaison des flèches numérique (MEF) et expérimentale pour les poutres HCW4

Le Tableau III.7 résume les écarts de charge et de flèche obtenus entre les simulations et l'expérimental. On constate alors que la différence de charge de ruine n'excède pas 11 %, les différences notables se trouvent au niveau des déplacements. Ceci s'explique par l'endommagement des éléments bois (chaque saut sur les courbes force-déplacement correspond à une rupture locale d'une des deux poutres en bois voire des deux).

Tableau III.7 : écarts numériques (MEF) et expérimentaux des charges de ruine et des flèches des poutres hybrides

<i>Poutres Hybrides</i>	<i>Écarts</i>	
	<i>Charge d'instabilité</i>	<i>Flèche (exp – MEF) / exp</i>
<i>HCW1.3</i>	11.11 %	9.11 %
<i>HCW4.1</i>	0.69 %	8.01 %
<i>HCW4.2</i>	0.39 %	7.58 %
<i>HCW2.2</i>	10.77 %	3.05 %
<i>HCW2.3</i>	7.20 %	28.89 %

Les figures III.24 à III.27 comparent pour la poutre HCW42 les autres mesures effectuées (déformations, rotations...) avec les résultats numériques. La comparaison de ces mesures pour les autres poutres sont données en Annexe II.

Les figures III.24 et III.25 montrent les déformations numériques et mesurées dans le composite et dans le bois. Dans le composite, on constate qu'avant la première fissure apparue dans le bois à 25 kN, la déformation numérique représente assez bien l'allure des mesures : avec une grande précision pour la semelle inférieure mais elle surestime un peu la déformation de la semelle comprimée. En fait, les mesures montrent une petite dissymétrie (observée également sur HCW41) que le modèle ne reproduit pas. Cet écart en fibre supérieure est dû à une cause locale que le modèle ne prend pas en compte (aucun nœud ou défaut n'était pourtant présent dans cette zone). Dans cette idée, on peut souligner que le bois et le profilé sont en contact au niveau des semelles dès que la flexion devient importante : le contact composite – bois pourrait localement induire une modification de l'état de contrainte. Cette hypothèse pourra être approfondie ultérieurement.

Toujours dans le composite, après la fissuration du bois à 25 kN, le modèle ne décrit pas les conséquences de la rupture du bois et l'écart entre mesures et calculs à l'approche de la ruine est d'environ 25 %.

Force en fonction des déformations du composites poutre HCW4.2

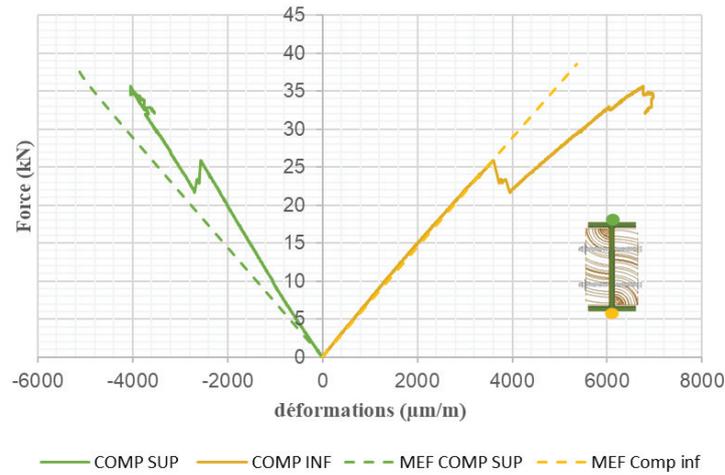


Figure III. 24 : comparaison MEF/ expérimental des déformations dans le composite pour la poutre HCW4.2

Dans le bois, on constate que la simulation numérique surestime de façon importante les déformations. Toutefois, elle décrit bien les conséquences de l'apparition progressive du déversement : vers 30 kN, les déformations en fibres Binf droite et Bsup gauche diminuent du fait de la flexion transversale induite par le déversement.

Déformations du Bois poutre HCW4.2

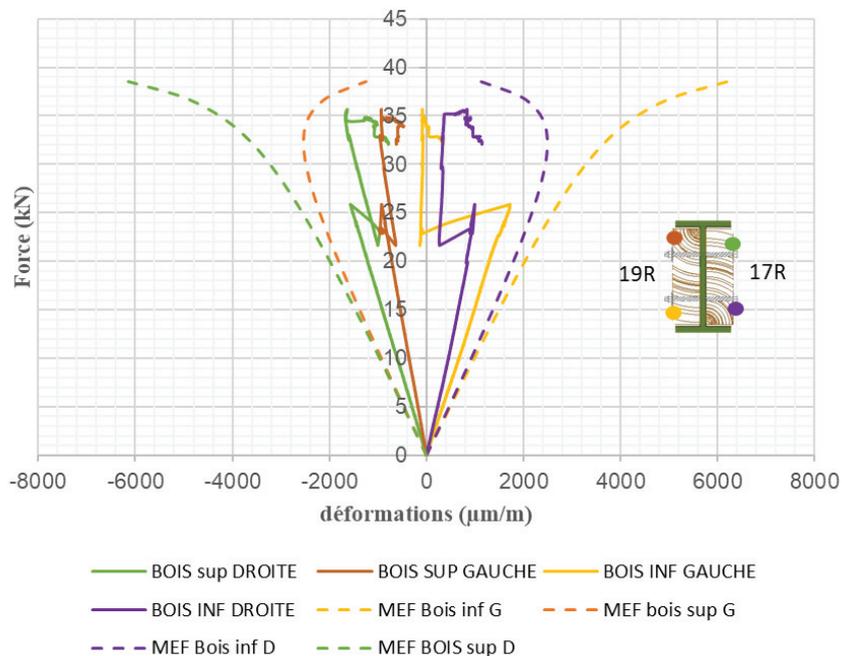


Figure III.25 : Comparaison MEF/ expérimental des déformations dans le bois pour la poutre HCW4.2

Les déplacements horizontaux et les rotations autour de l'axe longitudinal de la poutre à mi-travée ont également été comparés sur les figures III.26 et III.27. Les allures sont similaires et les écarts restent modérés et la différence peut être due au fait que la rupture du bois n'a pas été intégrée dans le modèle. Il est à noter sur la Figure III.26 que le capteur de déplacement a été retiré à 30 kN pour ne pas l'endommager ce qui explique l'absence de variation de force sur la courbe au-delà de 30 kN. La Figure III.27 montre de façon évidente l'augmentation de plus en plus rapide de la rotation de torsion à partir de 33kN jusqu'à la ruine, annonçant le déversement. Le modèle proposé décrit cet aspect assez précisément.

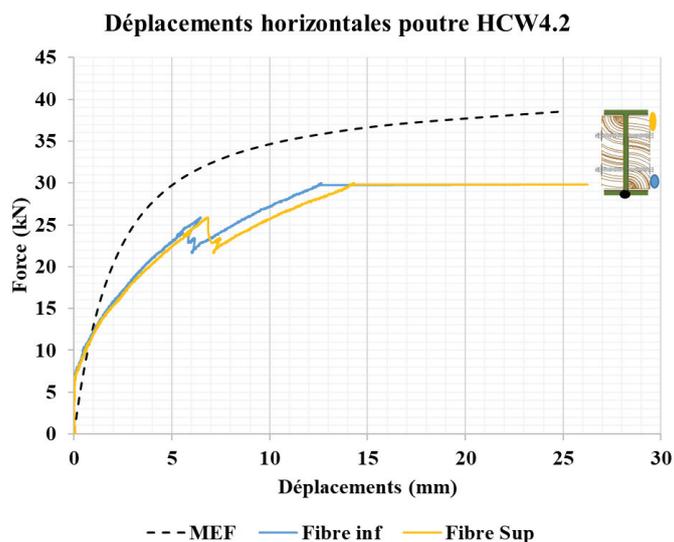


Figure III.26 : comparaison MEF/ expérimentale des déplacements horizontaux de la poutre HCW4.2

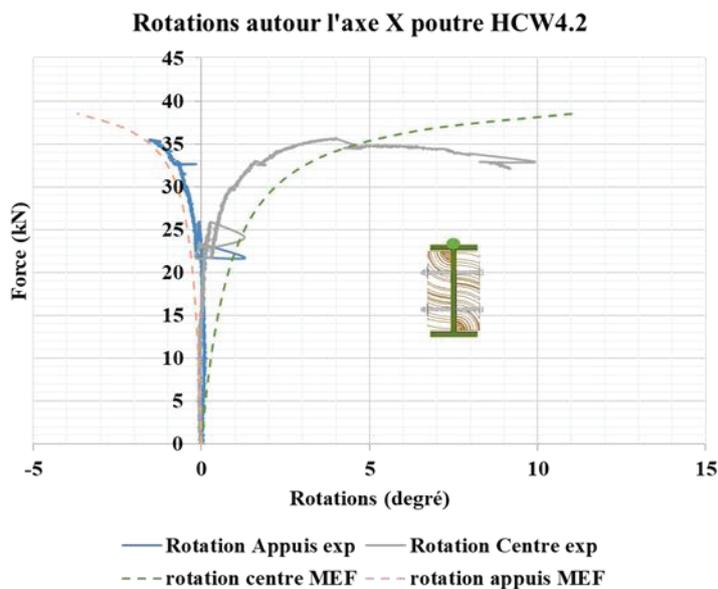


Figure III.27 : Comparaison MEF/ expérimental des rotations de la poutre HCW4.2

Suite à cela, les contraintes normales dans le bois ont été extraites sur les fibres supérieure et inférieure de chaque poutre bois. La Figure III. 29 montre l'évolution de ces contraintes pour les 5 poutres hybrides. Les ruptures locales obtenues expérimentalement, correspondant aux sauts visibles sur les courbes force-flèche, ont été représentées sur les graphes par des droites horizontales en pointillé.

On constate sur ces graphes de contrainte que celles-ci augmentent avec la charge appliquée jusqu'à un certain niveau de chargement puis les fibres d'une même altitude (fibres inférieures Ouest et Est, fibres supérieures Ouest et Est) évoluent de façon différente : par exemple, pour la poutre HCW4.2, les 4 courbes augmentent proportionnellement avec la charge jusqu'à environ 20 à 25 kN qui coïncide à peu de chose près à l'amorce du déversement visible sur les graphes des rotations et du déplacement horizontal ; puis les contraintes inférieure gauche et supérieure droite augmentent de plus en plus vite tandis que les contraintes inférieure droite et supérieure gauche diminue de plus en plus vite. Cet effet correspond à un changement de cinématique de déformation des sections droites qui passent progressivement d'un schéma de flexion droite dans le plan GXZ à un schéma de flexion couplée dans les plans GXZ et flexion locale (et/ou flexion transversale) du fait du déversement. On remarque également que la flexion transversale se fait toujours dans la direction opposée à la poutre bois qui présente le plus fort module. On retrouve cette cinématique au niveau expérimental comme illustré sur la figure III.28 qui montre la poutre hybride HCW4.2 après déversement en direction de la poutre 19R.



Figure III. 28 : Rupture de la poutre HCW42

Concernant les valeurs de contraintes dans le bois, les simulations montrent qu'elles peuvent atteindre jusqu'à 50 MPa (HCW4.1 par exemple) avant la rupture de la poutre hybride. Ces valeurs sont faussées puisque des ruptures locales ont été observées et ne sont pas prise en compte dans les simulations.

A l'issue de cette thèse, il serait intéressant de mettre en place une loi de comportement avec des critères de ruine des poutres bois. Le Tableau III.8 rappelle les propriétés élastiques et contraintes normales de traction moyennes des poutres jumelles au niveau de la première rupture locale confirmant que celles-ci sont corrélées aux modules d'élasticité longitudinal E_L .

Tableau III.8 : Propriétés élastiques et contraintes de rupture locale des poutres bois jumelles

	<i>HCW1.3</i>	<i>HCW2.2</i>	<i>HCW2.3</i>	<i>HCW4.1</i>	<i>HCW4.2</i>
E_L (MPa)	10700	11500	7560	7030	8045
σ (MPa)	25	30	20	13	16

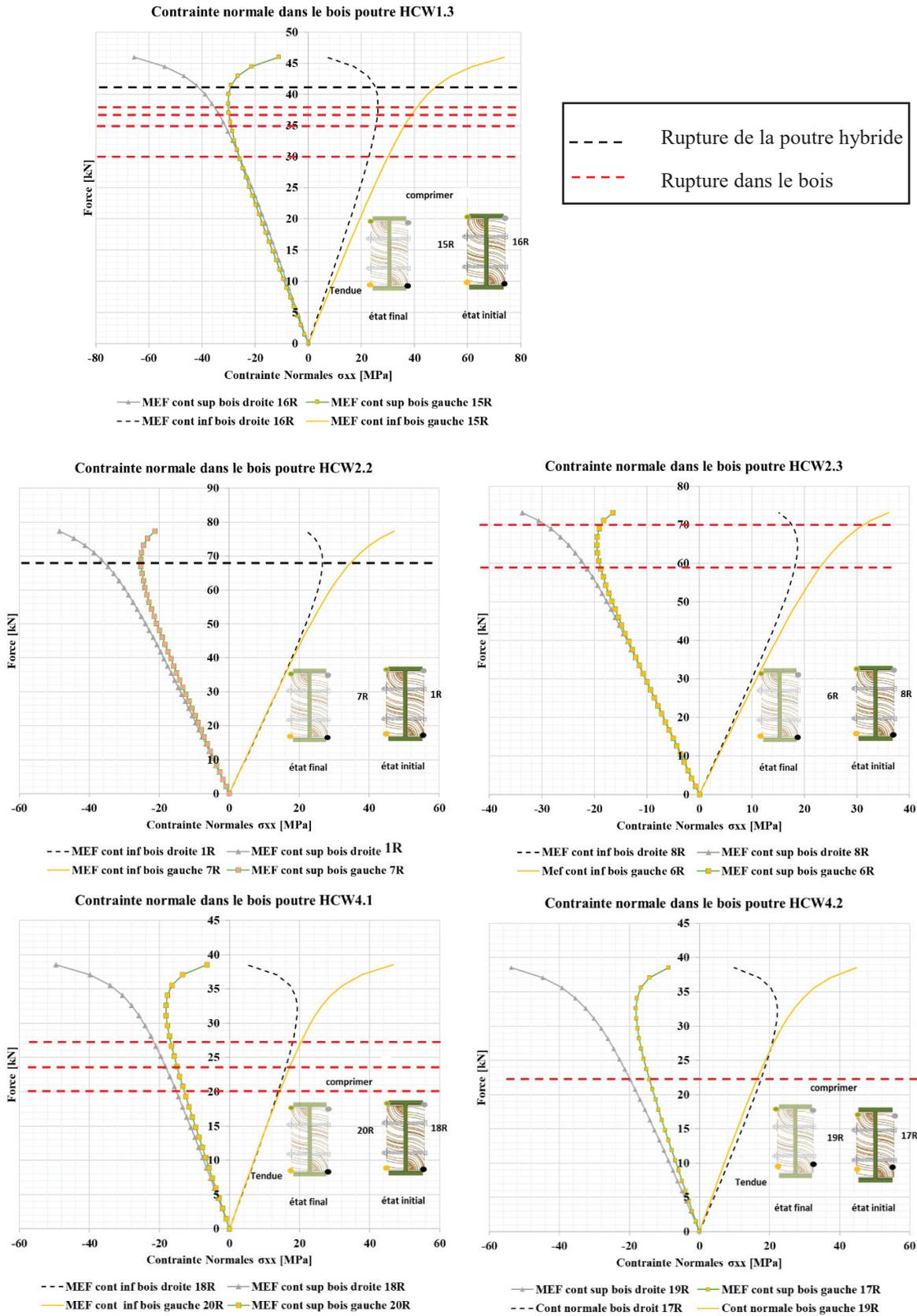


Figure III. 29 : Etats des contraintes normales dans le bois

III. 3. e. Poutres acier

L'outil de calcul mis au point est maintenant appliqué au cas des poutres acier-bois et en particulier sur les poutres testées dans une campagne précédente [JUR2017] dont les sections étudiées sont rappelées sur la figure III.30. Dans un premier temps, nous testons l'outil sur les poutres acier seules également testées jusqu'à la ruine

Dans cette section, rappelons qu'une loi de comportement isotrope élasto-plastique parfaite, prédéfinie sur Cast3m, a été utilisée dans le but de modéliser le plus finement possible les profilés métalliques cités dans la partie I et dont la géométrie est visible sur la Figure III.30. Expérimentalement, il a été observé que les profilés métalliques en I et T inversé (SW7A et SW4A) ont déversé alors que la poutre en T (SW9A) a plastifié sans que le déversement se produise. Pour tenir compte de ces 2 modes de ruine, deux modélisations ont été menées sur chacune des configurations.

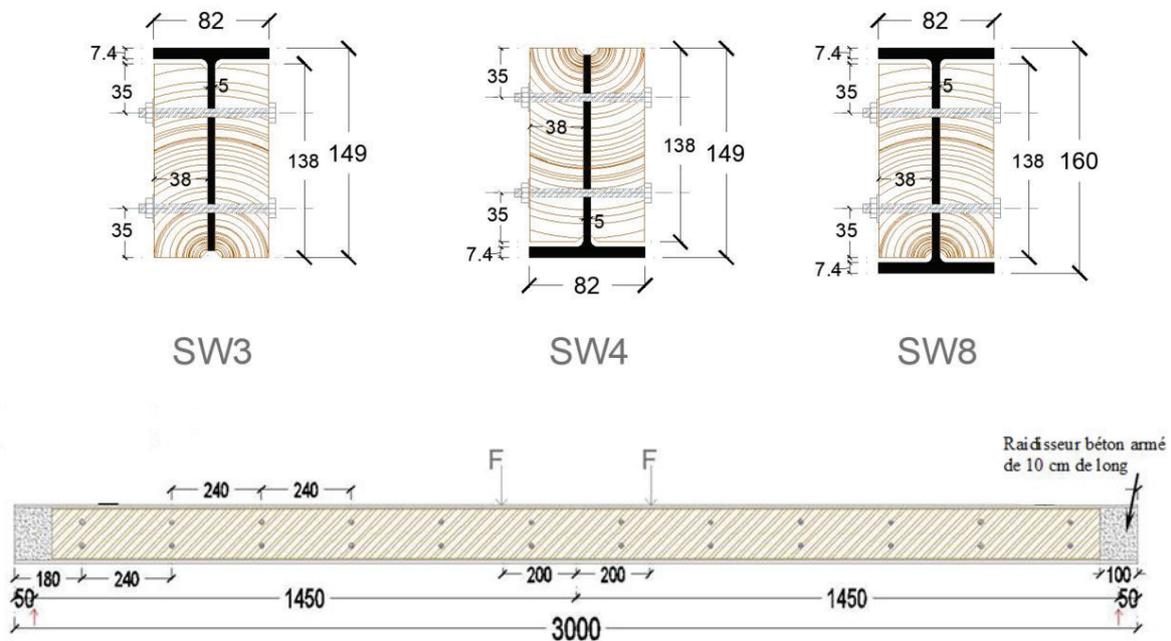


Figure III.30 : Les géométries des poutres hybrides acier-bois

Pour modéliser les poutres qui ont déversé, la même procédure que décrite précédemment a été utilisée. Des éléments finis hexaédriques linéaires (CUB8) et la procédure FLAMB ont été utilisés et le chargement a été appliqué par une pression suivieuse pour atteindre la charge ultime avec la procédure PAS à PAS. A noter que la procédure FLAMB est uniquement possible pour des éléments linéaires (cas-tests de vérification et validation uniquement pour ce type d'éléments) et la charge ultime par la procédure PAS à PAS ne peut être atteinte qu'à condition que ce soit une force imposée. Une fois, la charge ultime atteinte la simulation se termine.

Pour modéliser les poutres qui ont plastifiées, des éléments hexaédriques quadratiques ont dû être utilisés pour atteindre la rotule plastique du matériau et un déplacement a été imposé pour atteindre la plastification.

Le Tableau III.9 résume les domaines d'application possible pour les modélisations des poutres acier et poutres hybrides acier-bois.

Tableau III.9 : Les domaines d'application pour les modélisations des poutres acier-bois

	<i>Eléments finis</i>		<i>Chargement</i>	
	<i>Linéaires</i>	<i>Quadratiques</i>	<i>Force imposée</i>	<i>Déplacement imposé</i>
<i>Procédure FLAMB</i>	✓	×	✓	×
<i>Charge ultime (PASAPAS)</i>			✓	×
<i>Déversement</i>	✓	×	✓	×
<i>Plastification</i>			×	✓
<i>Rotule plastique</i>	×	✓	×	✓
<i>Comportement plastique</i>	×	✓	×	✓

On présente ci-dessous, pour les 3 poutres acier testées jusqu'à la ruine, quelques résultats obtenus numériquement comparés aux mesures effectuées. Expérimentation pour les 3 types de profilés métalliques testés jusqu'à la ruine.

- **Poutre SW7A (IPE160)**

Les figures III.31 à III.34 montrent les résultats obtenus pour le profilé SW7A. La figure III.31 donne les résultats en termes de force-déplacement.

En termes de raideur, les résultats obtenus sont en adéquation avec les résultats expérimentaux.

Concernant la courbe avec prise en compte de l'instabilité géométrique (force imposée), on remarque que la charge ultime est de 52 kN contre 61 kN obtenue expérimentalement. L'écart est donc de 17 %, nettement supérieur à ceux observés pour les profilés composites et hybrides GFRP-bois. Cet écart peut s'expliquer par le fait de l'écrouissage.

Pour ce qui est de la courbe élasto-plastique (déplacement imposé), la force vaut 56 kN (soit un écart de 9 % avec l'expérimentation). Le déplacement à la fin du domaine élastique correspond au déplacement maximum observé expérimentalement.

Les figures III.33 et III.34 montrent l'évolution des contraintes et déformations au milieu de la section au dernier point de chargement. On remarque alors une plastification parfaite de la section avec les limites plastiques du matériau atteintes. La modélisation s'arrête donc une fois le matériau entièrement plastifié.

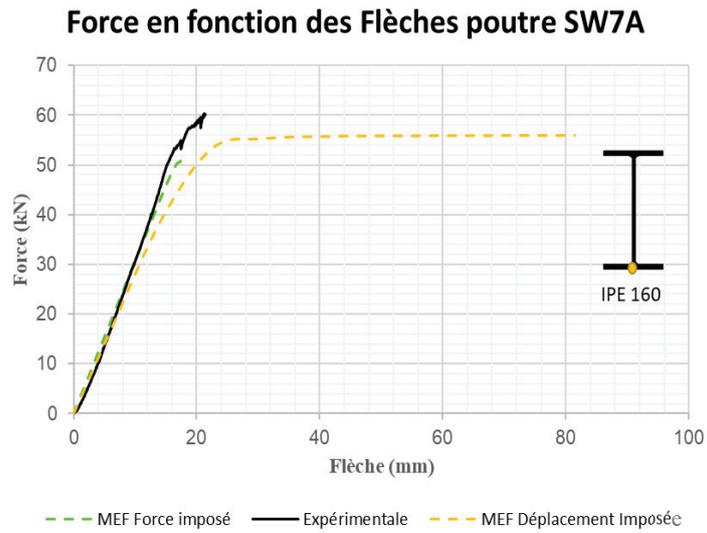


Figure III.31 : comparaison MEF/ expérimental des flèches de la poutre métallique IPE 160

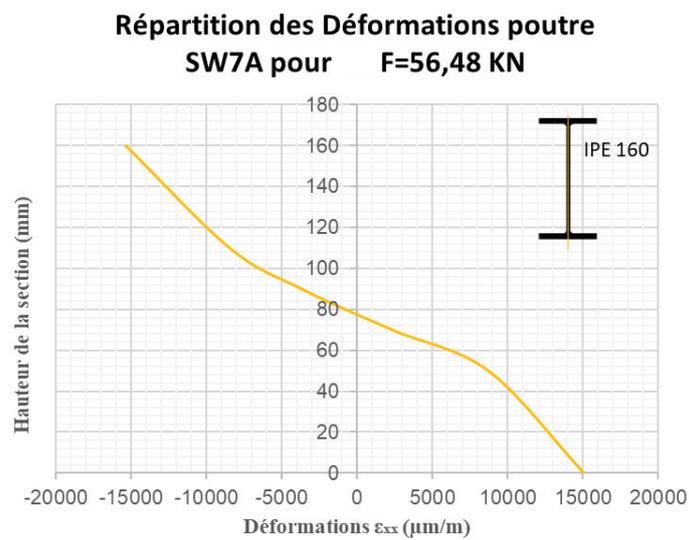


Figure III.32 : Répartitions des déformations poutre IPE 160 avec des éléments quadratiques

Répartition des contraintes Normales de flexion poutre SW7A pour F=56,48 KN

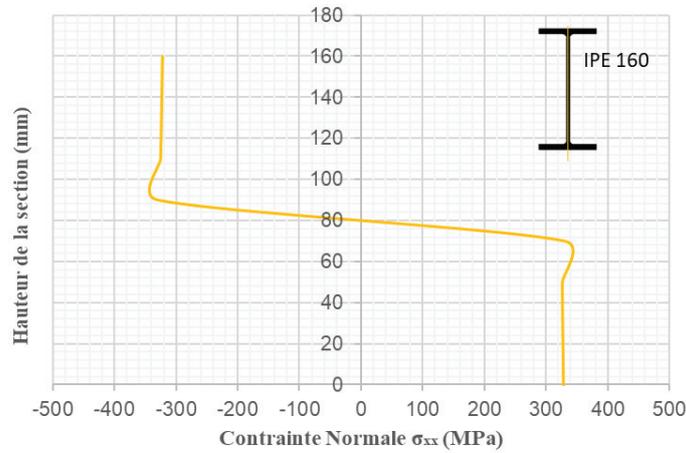


Figure III.33 : répartition des contraintes normales de flexion pour la poutre IPE 160 avec des éléments quadratiques

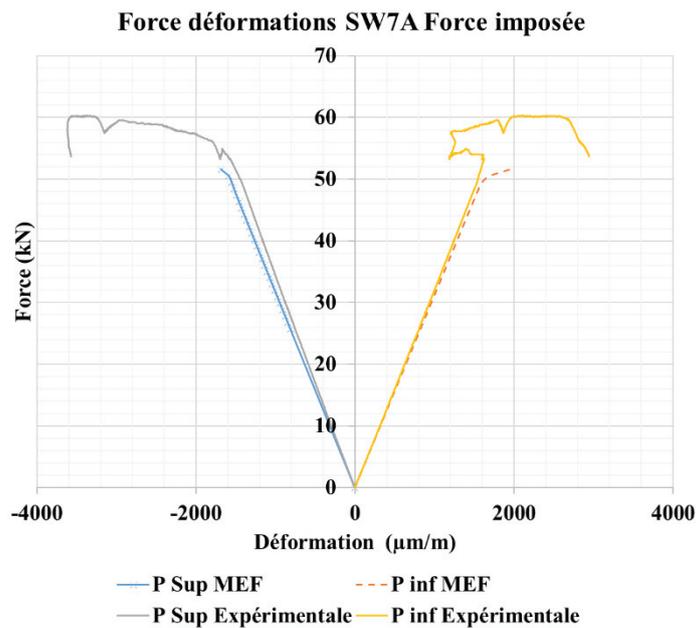


Figure III.34 : Déformations des fibres extrêmes de la poutres SW7A, comparaison MEF / Expérimental avec une force imposée

- **Poutre SW9A (profilé en T)**

La ruine de la poutre SW9A a eu lieu sans déversement, ni déplacement horizontal. La prise en compte de la non-linéarité géométrique aurait pu être négligée pour cette configuration.

Pour cette configuration, les résultats en termes de force-déplacement sont donnés sur la Figure III.35. Pour les deux modélisations, la charge ultime de déversement est atteinte avant la limite plastique du matériau (25,5 kN contre 26,5 kN), l'écart de force entre les simulations MEF et

les essais est de l'ordre de 10 % ($F_u = 24,3$ kN pour l'expérimentation). En comparant les deux allures, on remarque que la courbe expérimentale a une phase d'écroutissage. Il serait intéressant à terme, de prendre en compte ce comportement pour pouvoir modéliser au mieux les profilés métalliques et les poutres hybrides acier-bois.

La Figure III.37 montre l'état de contrainte numérique à l'approche de la ruine : la plastification du profilé se produit principalement dans la partie tendue de l'âme mais la rotule plastique est incomplète.

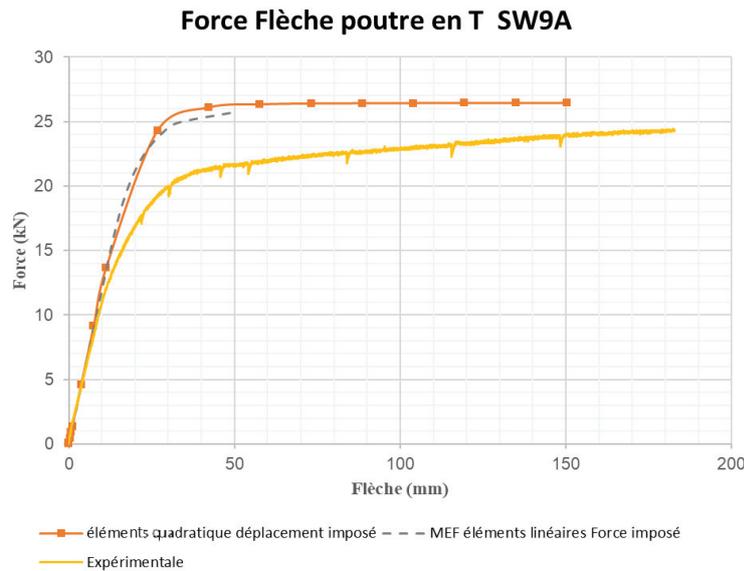


Figure III.35 : Comparaison MEF / expérimental des flèches de la poutre en T SW9A

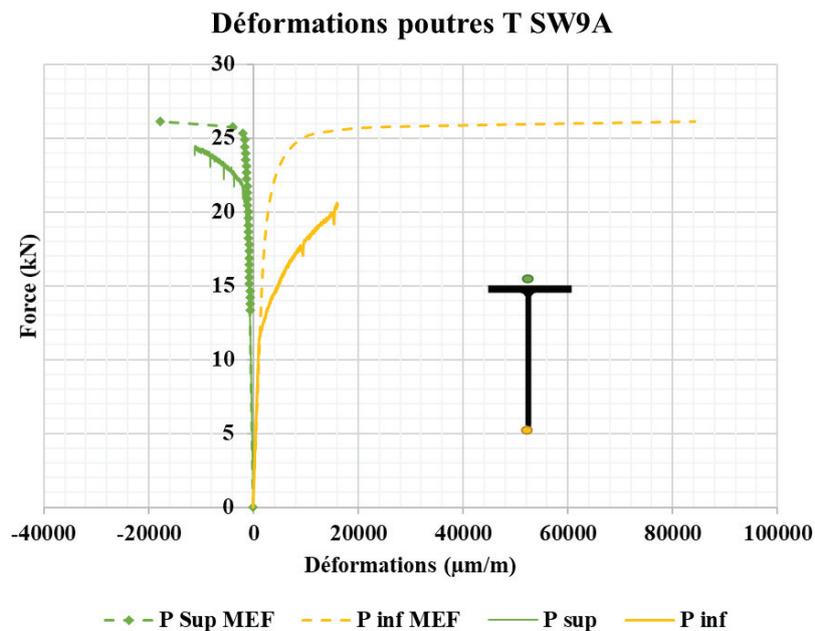


Figure III.36 : Comparaison MEF / Expérimental des déformations de la poutre en T SW9A

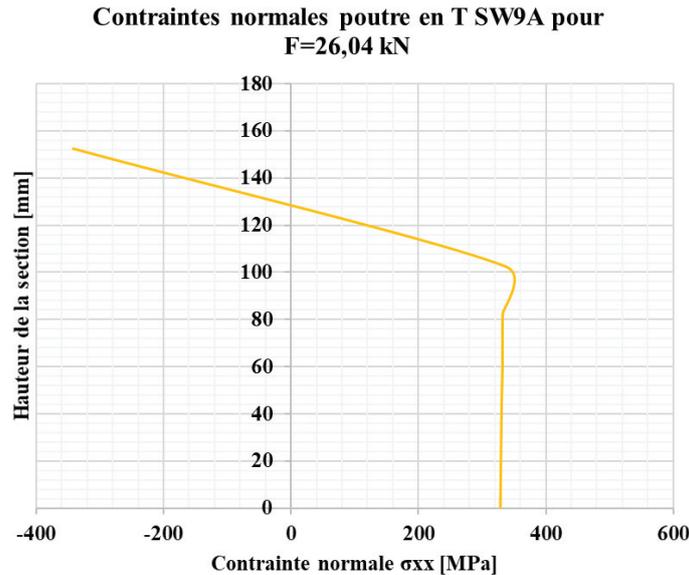


Figure III.37 : contraintes normales de flexion de la poutre métallique en T SW9A pour un force de 26 kN

- **Poutre SW4A (profilé en T inversé)**

Pour le profilé SW4A (T inversé), la ruine a eu lieu par déversement et flambement local de la partie supérieure comprimée de l'âme pour des déformations modérées. Pour la modélisation MEF, seule la non linéarité matérielle sera utilisée.

Les figures III.38 à III.40 comparent les résultats numériques et expérimentaux en termes de force, flèche et déplacements horizontaux.

Concernant la Figure III.38, on remarque une charge ultime numérique de 14.5 kN contre 19.8 kN. L'écart est alors de 36 %. En termes de raideur, l'écart diminue et il est de l'ordre de 22 %.

Cependant, lorsqu'on observe la Figure III.40, l'amorce de déversement est observée expérimentalement vers 16.3 kN (accélération du déplacement horizontal à partir de cette valeur). Comme mentionné précédemment, la procédure PAS à PAS s'arrête dès lors que l'instabilité s'initie. L'écart entre les amorces de déversement numérique et expérimentale diminue alors et vaut 12 %.

Les simulations numériques de cette configuration représentent de façon imparfaite / imprécise le comportement réel. Ceci peut s'expliquer en partie par le fait que les observations visuelles et les déformations mesurées indiquent un début de plastification et un flambement local de l'âme comprimée qui ne sont pas pris en compte dans la modélisation.

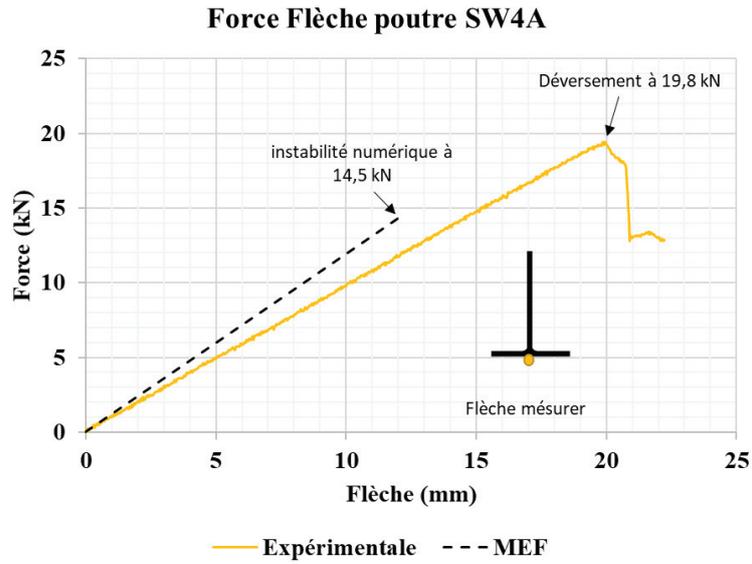


Figure III.38 : Comparaison MEF / Expérimental de flèche à mi-portée de la poutre en T inversé SW4A

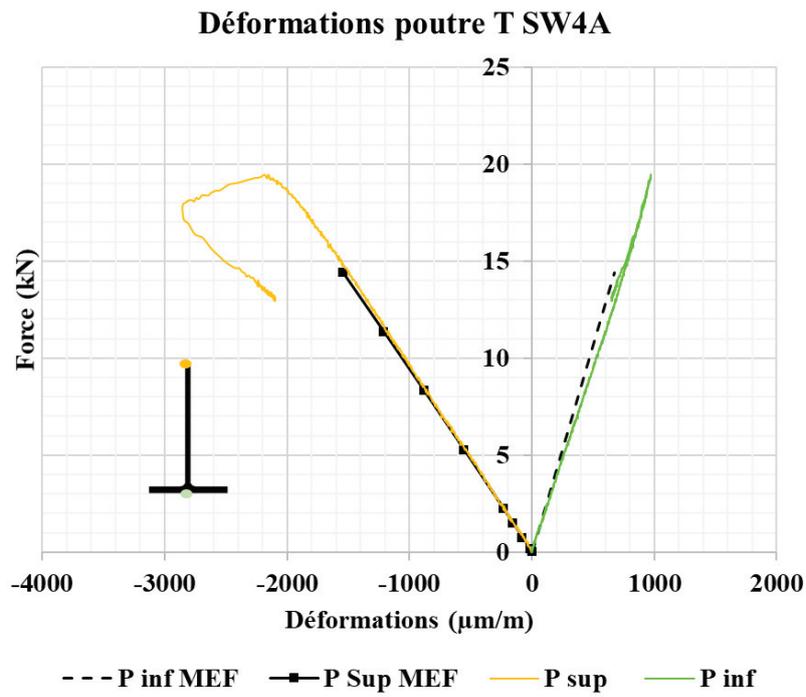


Figure III.39 : Comparaison MEF / Expérimental des déformations de la poutre en T inversé SW4A

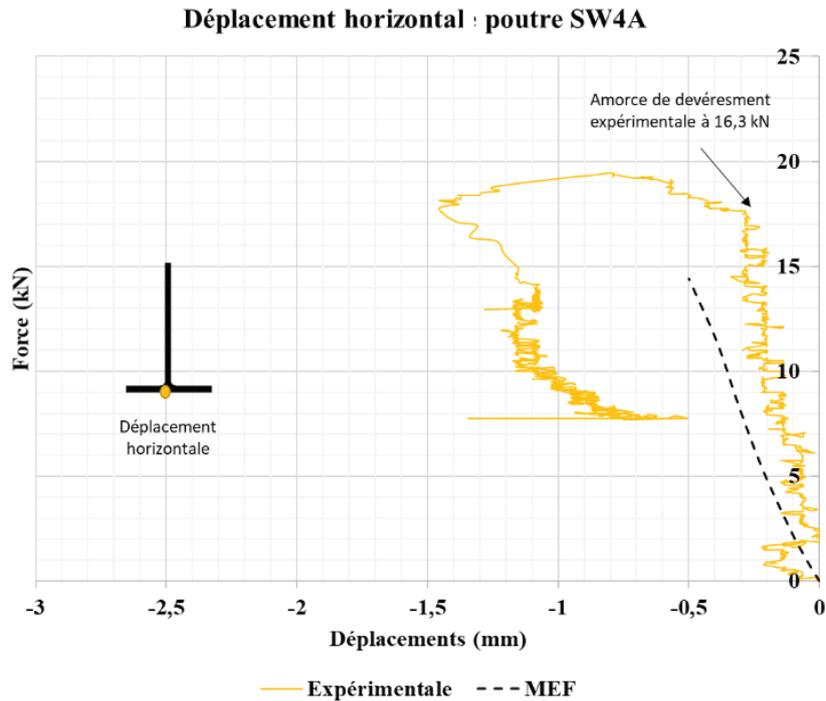


Figure III.40 : Comparaison MEF / expérimental des déplacements horizontaux de la poutre T inversé SW4A

III. 3. f. Poutres hybrides acier – bois

Dans ce paragraphe, nous modélisons 3 poutres hybrides acier-bois testées jusqu'à la ruine, à savoir les poutres SW8 (profilé I 160 avec poutres jumelles), SW3 (profilé en T avec poutres jumelles) et SW4 (profilé en T inversé et poutres jumelles).

- **Poutre hybride SW8**

La figure III.41 montre l'évolution force-déplacement des deux types de modélisation (force imposée et déplacement imposé) ainsi que la courbe expérimentale. Tout comme les profilés métalliques seuls, la procédure avec force imposée ne permet pas de retracer complètement la courbe et s'arrête dès l'amorce du déversement. En termes de charge ultime, on obtient une force numérique de 61 kN (MEF en force imposée) contre 62.5 kN expérimentalement, soit un écart de 2.5 %. Le modèle décrit donc très bien la poutre hybride SW8 en termes de charge ultime.

Pour ce qui est de la courbe force-déplacement pour les MEF à déplacement imposé, elle correspond bien en début de chargement mais finie par diverger avec l'expérimentation à l'amorce du déversement et à l'apparition des ruptures locales dans le bois (rappelons que le modèle suppose un comportement élastique linéaire pour tous les éléments bois).

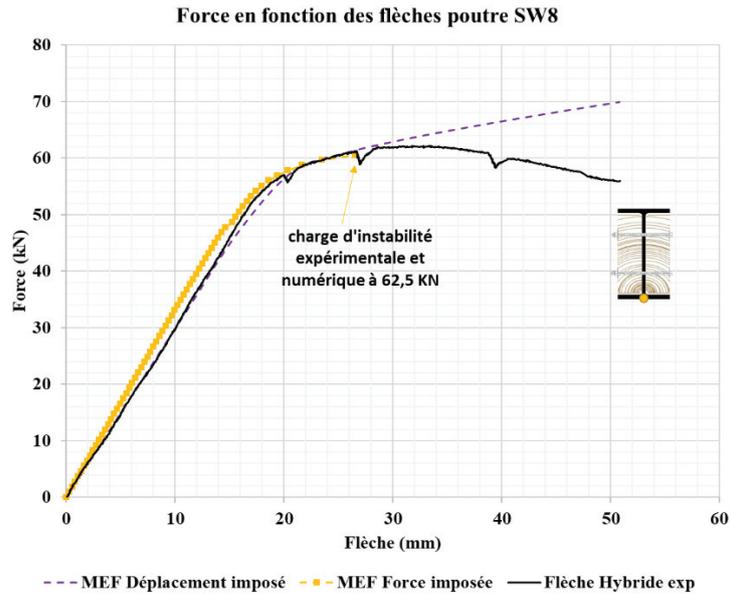


Figure III.41 : comparaison MEF / Expérimentale des flèches de la poutre hybride SW8

Concernant l'évolution des déplacements horizontaux, la Figure III.42 compare les MEF à force imposée et les mesures. On constate alors que les allures des courbes sont identiques mais l'accélération du déplacement n'est pas observée pour la même charge : à 55 kN expérimentalement contre 48kN numériquement. Néanmoins dans les deux configurations, le déplacement s'accélère à partir de 2 mm.

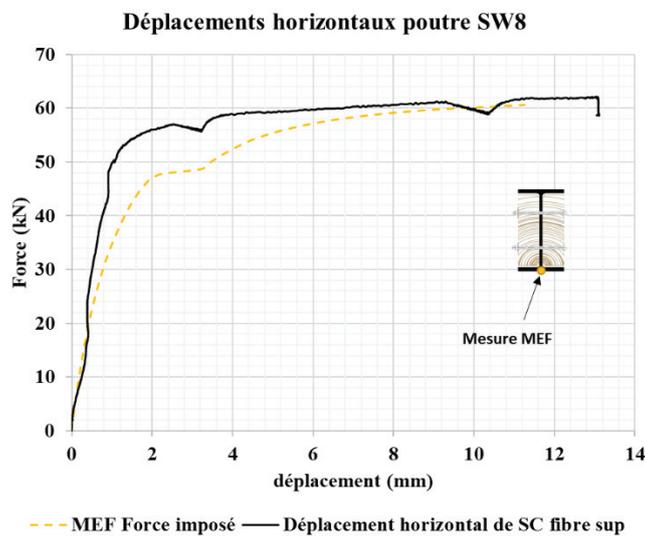


Figure III. 42 : Comparaison MEF/ Expérimentales des déplacements horizontaux de la poutre SW8

Enfin la figure III.43 compare les déformations obtenues. L'évolution des déformations du bois et de l'acier sont en adéquation avec les déformations obtenues expérimentalement, sauf lorsque des ruptures locales apparaissent dans le matériau naturel.

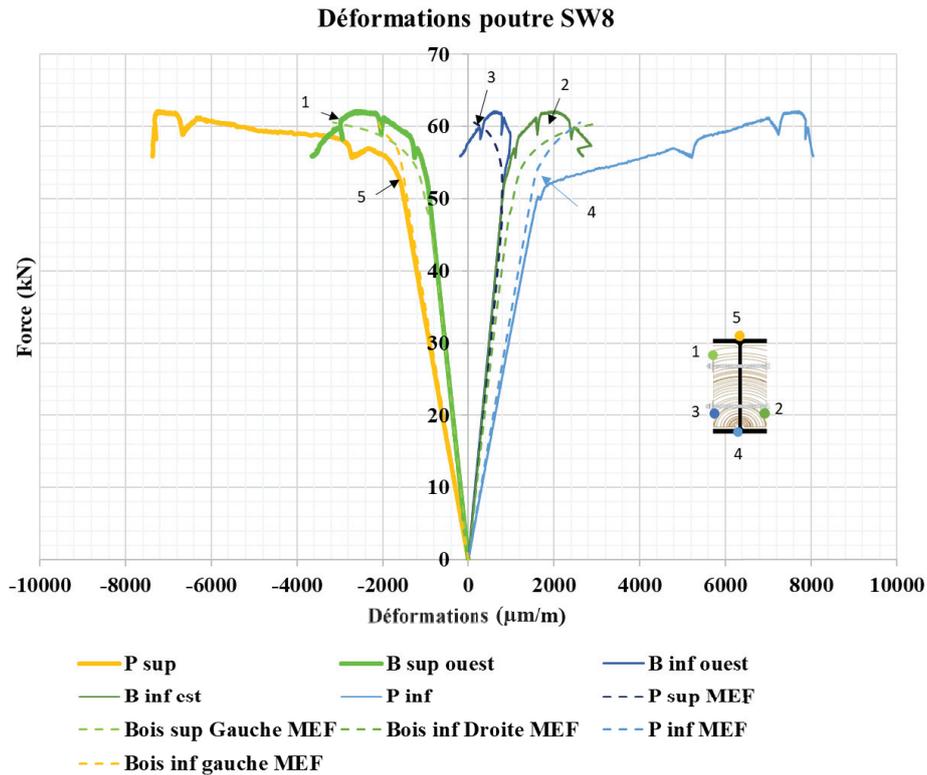


Figure III.43 : comparaison MEF/ Expérimental des déformations de la poutres SW8

- **Poutre hybride SW3 (poutre hybride en T)**

La poutre SW3 a rompu sans déversement avec une rupture des poutres bois. La simulation numérique s'est donc faite à déplacement imposé sans prise en compte de la non-linéarité géométrique. La figure III.44 donne l'évolution des forces-déplacements numérique et expérimentale. Pour cette configuration nous sommes contraints par les limites de nos simulations, puisque l'endommagement des matériaux n'a pas été pris en compte. Or sur la courbe expérimentale, on constate que c'est bien ce paramètre qui influe sur la poutre hybride. Cependant, on peut constater qu'avant la ruine du matériau bois, les deux courbes sont similaires en termes d'allure et de valeurs de forces et flèches.

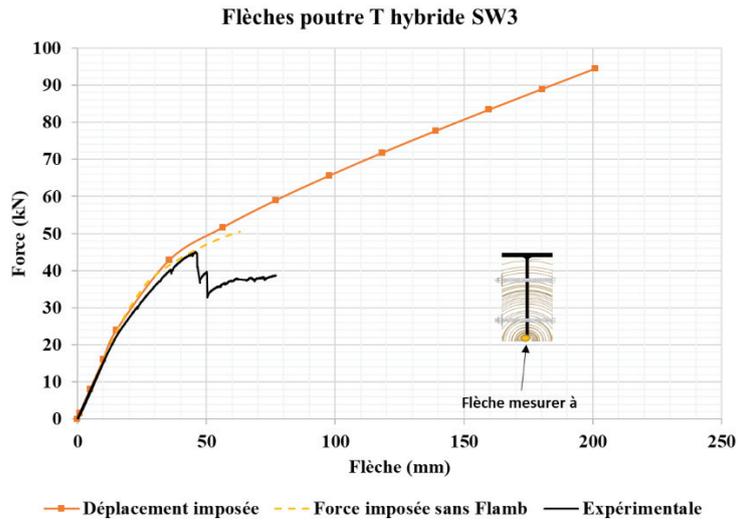


Figure III. 44 : comparaison MEF/ Expérimentale de flèche de la poutre hybride en T SW3

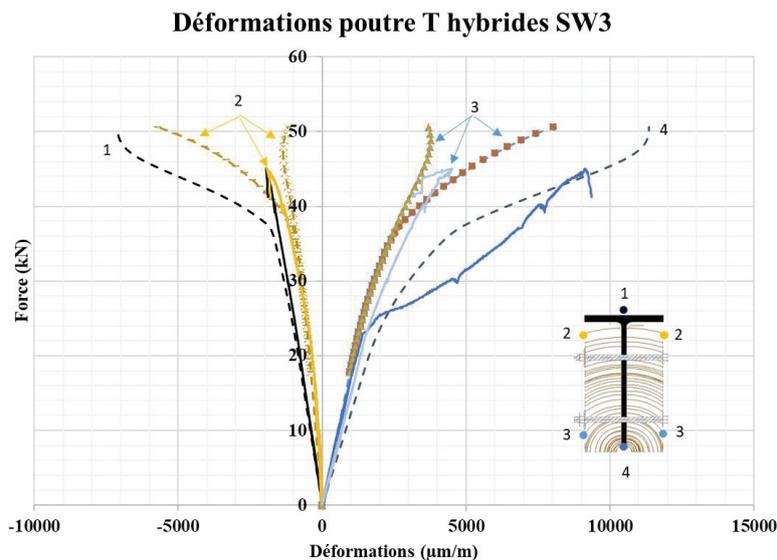


Figure III. 45 : Comparaison MEF/ Expérimentale des déformations de la poutre hybride en T SW3

- **Poutre hybride SW4 (poutre hybride en T inversé)**

Pour la poutre SW4 (poutre hybride avec profilé en T inversé), Figure III.46, la rupture a eu lieu par voilement de l'âme dans la zone centrale à 36 kN. Nous avons obtenu une valeur très proche numériquement avec 34.9 kN (MEF à force imposée), soit une différence de 3.15 % de charge de ruine.

Les allures des courbes forces – flèches sont très similaires jusqu'à 25 kN. Au-delà on observe une perte de raideur (début de la plastification), suivie de ruptures locales dans le bois et du voilement de l'âme, qui ont tendance à augmenter la souplesse de la poutre hybride mais qui ne sont pas pris en compte dans la modélisation.

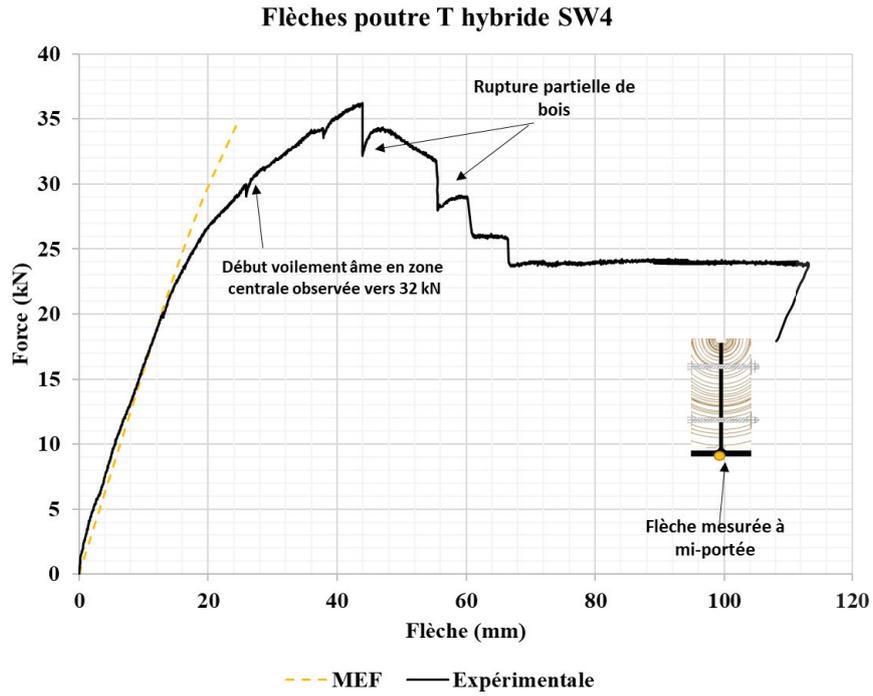


Figure III. 46 : Comparaison MEF/ Expérimentale des flèches de la poutre SW4

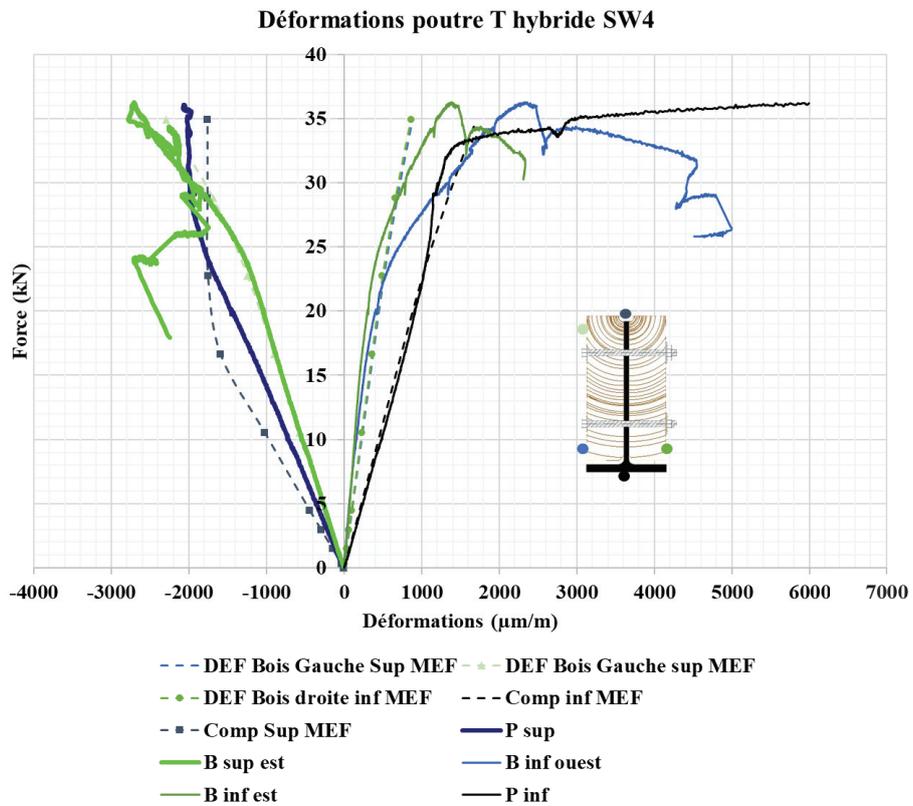


Figure III.47 : Comparaison MEF/ Expérimentale des déformations de la poutre en T inversé SW4

III. 3. g. *Bilan des Comparaisons entre modèles numériques et résultats d'essais*

Les simulations numériques des poutres hybrides GFRP-bois et acier-bois ont montré que l'outil construit s'est avéré efficace pour prédire le comportement de ces structures hybrides et notamment les charges ultimes : les écarts expérimentaux / numériques donnés dans le tableau III.10, n'excèdent pas les 11%.

Les différences MEF/ Essais pour les déformations restent raisonnables mais un peu plus grand que celles des flèches qui sont de l'ordre de 15 %. Ces écarts sont principalement dus aux ruptures du bois qui ne sont pas prises en comptes dans les modélisations. Ceci pourra être amélioré dans les modélisations futures.

Tableau III10 : Les écarts MEF / expérimental des capacités portantes de toutes les poutres hybrides

<i>Poutres Hybrides</i>	<i>HCW1.3</i>	<i>HCW2.2</i>	<i>HCW2.3</i>	<i>HCW4.1</i>	<i>HCW4.2</i>	<i>SW3</i>	<i>SW8</i>	<i>SW4</i>
<i>Écarts MEF/Exp</i>	11.11 %	10.77 %	1.5 %	0.69 %	0.39 %	11.14 %	2.5 %	5.8%

III. 4. *Etude paramétrique sur les poutres hybrides GFRP / bois*

Une étude paramétrique a été menée pour examiner la sensibilité de certains paramètres sur la charge d'instabilité (charge maximale appliquée) : le nombre de connecteurs, les propriétés élastiques du matériau bois et la géométrie des poutres bois. Il est à noter que, faute de temps, cette étude paramétrique a été menée uniquement sur la poutre hybride GFRP / bois, HCW4.1 (profilé en I 150 polyester avec poutres jumelées).

La Figure III.48 illustre l'effet du nombre de connecteurs sur la charge d'instabilité. Le nombre de paires de connecteurs varie de 4 à 64 (12 paires de boulons étant la configuration expérimentale). On constate alors qu'en multipliant par 16 le nombre de connecteurs (les bornes de variations de ces paramètres ont été choisies indépendamment de toute considération de construction ou de normes), la charge d'instabilité varie seulement de 33 % avec un plateau atteint dès 24 paires de boulons. Une optimisation pourrait alors être faite à ce niveau-là en doublant simplement le nombre de connecteurs mis en place lors des essais. A titre d'information, une simulation avec collage parfait a été réalisée (nœuds du maillage communs entre le profilé GFRP et le bois), la charge ultime est de 53 kN, contre 46 kN avec 24 boulons (gain de 15 %) et 39 kN avec 12 boulons (gain de 36 %).

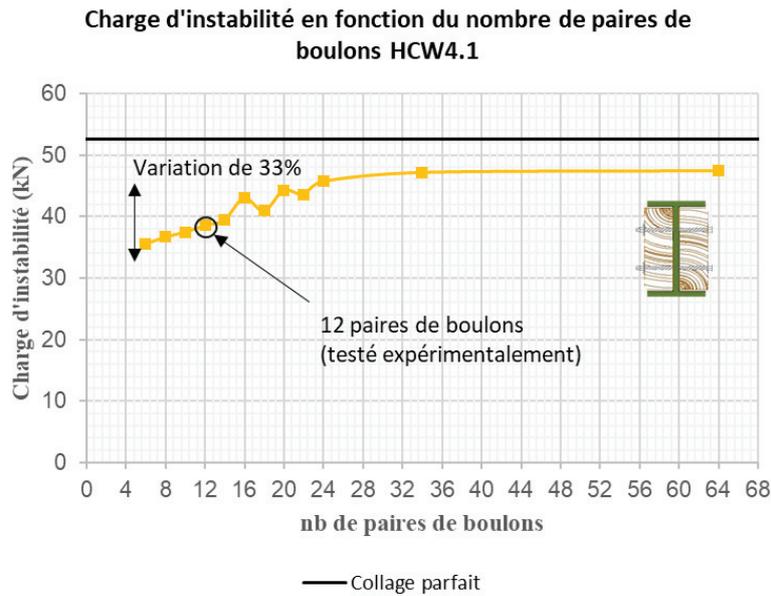


Figure III.48 : Variation du nombre de paires de boulons pour la poutre HCW4.1

Les figures III.49 et III.50 illustrent une étude de sensibilité sur les propriétés élastiques du bois, à savoir E_L et G_{LT} .

Sur la figure III.49, le module d'élasticité varie entre 7000 et 25000 MPa. Là encore, le choix des bornes est un peu dépourvu de réalisme mais permet de couvrir largement les incertitudes sur les propriétés des bois non classés utilisés. On remarque alors un écart de 45 % sur la charge d'instabilité entre les valeurs haute et basse de module d'élasticité. Cette observation confirme l'analyse faite précédemment qui consistait à dire que le bois avait essentiellement un rôle de « remplissage » dans l'hybridation. Cette variation de 45 % est donc relativement faible comparativement à la plage très importante de variation du module (les modules d'élasticité du Pin Douglas excèdent rarement 15000 MPa).

L'effet du module de cisaillement G_{LT} du bois a également été étudié. Sur la figure III.50, le module de cisaillement varie entre 200 et 1200 MPa, valeurs relativement extrêmes pour du bois. On constate alors que malgré une plage de variation très importante de G_{LT} (rapport de 6 dans les modules maximum et minimum), la charge d'instabilité varie seulement de 33 %.

Ainsi, on peut conclure que pour les configurations étudiées, les gammes des propriétés élastiques du bois utilisé ($7000 \text{ MPa} < E_L < 11500 \text{ MPa}$ et $635 \text{ MPa} < G_{LT} < 890 \text{ MPa}$) n'ont donc qu'une influence modérée sur la charge d'instabilité

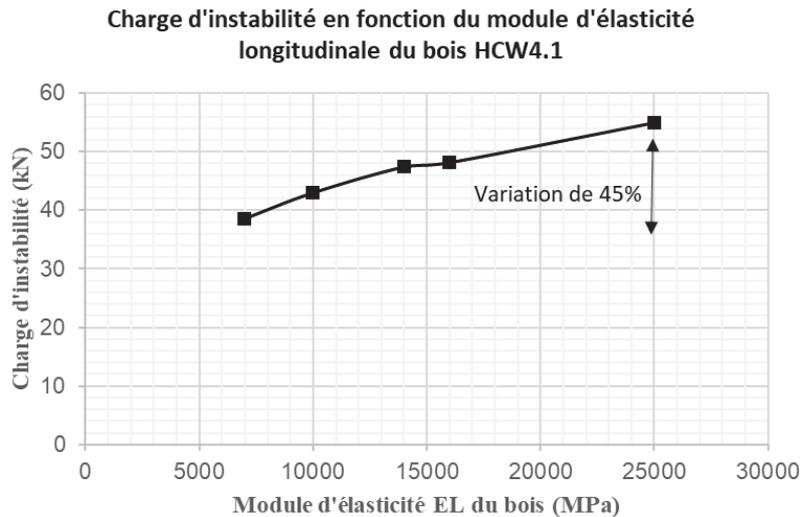


Figure III. 49 : Variation du module d'élasticité longitudinal des poutres bois de la poutre hybride HCW4.1

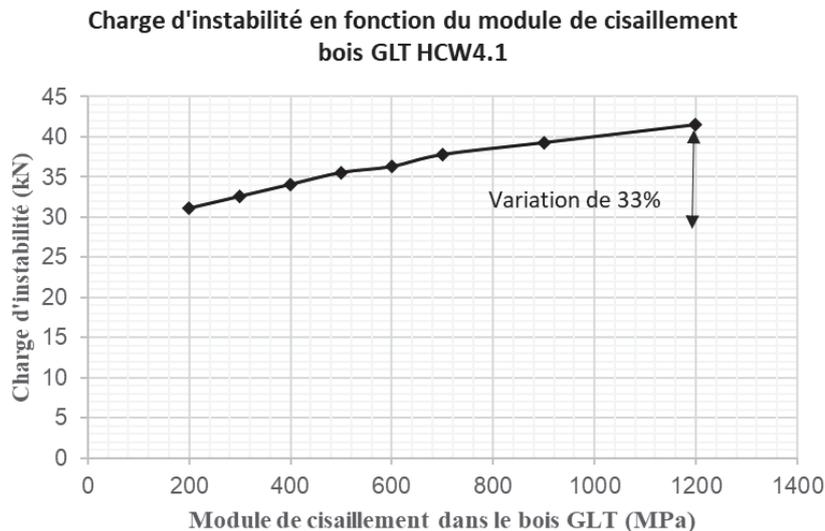


Figure III. 50 : Variation du module de cisaillement G_{LT} des poutres bois de la poutre hybride HCW4.1

Une étude de sensibilité sur les largeurs des pièces en bois a été réalisée, toujours en comparant leur effet sur la charge d'instabilité. La largeur des poutres unitaire varie de 10 mm à 140 mm. La figure III.51 montre les résultats obtenus.

On constate alors que pour une largeur très faible du bois (10 mm), la charge d'instabilité est équivalente à celle du profilé pultrudé seul (environ 20 kN). Pour des largeurs extrêmes de 140 mm, la charge ultime varie de 476 % jusqu'à atteindre 110 kN. Les simulations numériques semblent montrer que le gain de capacité portante est faible au-delà de 100 mm

La figure III.52 montre l'évolution de la contrainte dans la semelle inférieure du composite lorsque la largeur du bois varie. Elle atteint une valeur maximale pour une largeur de bois d'environ 100 mm et diminue ensuite. Cette valeur maximale de contrainte correspond à peu de chose près à la capacité portante maximale que peut supporter la poutre hybride quand la

largeur augmente. Ainsi, au-delà de 100 mm de bois, à charge de ruine et aire de composite constantes, la part de moment repris par le composite diminue devant celle reprise par le bois.

Sur les Figures III.51 et III.52, on constate qu'à partir d'une certaine largeur de bois, la charge de ruine stagne alors qu'on s'attendrait à ce qu'elle continue d'augmenter. Ce résultat quelque peu surprenant peut s'expliquer en partie par le fait que la contrainte normale dans le bois n'est plus uniforme : elle est plus faible sur les parties latérales car la connexion entre le profilé et le bois est ponctuelle au niveau de l'âme. Ce résultat devra être confirmé expérimentalement.

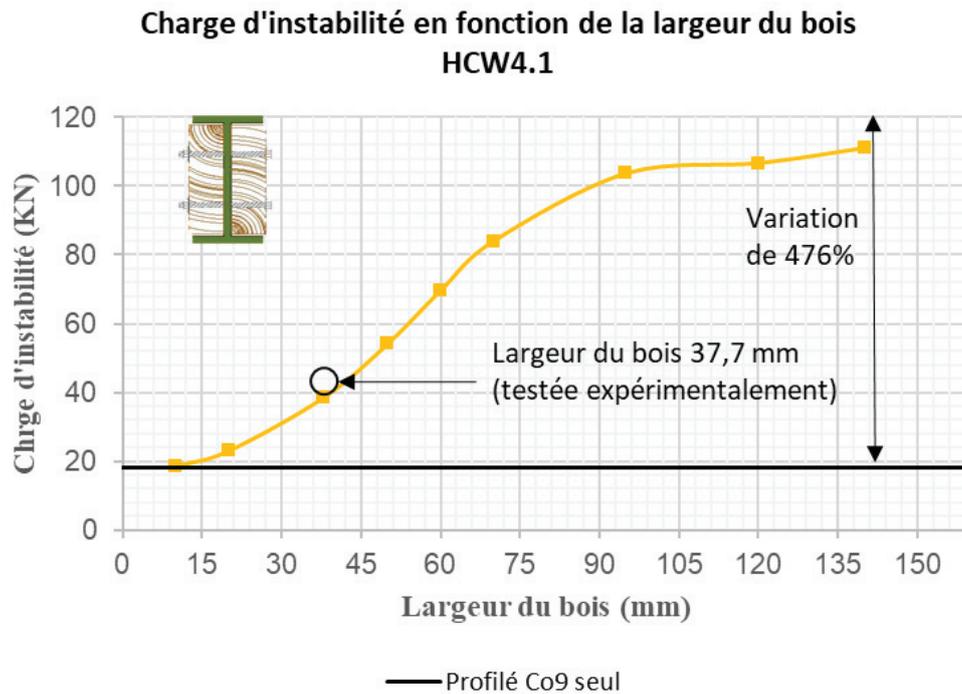


Figure III.51 : influence de la variation de la largeur des poutres en bois sur la charge de ruine de la poutre hybride HCW4.1

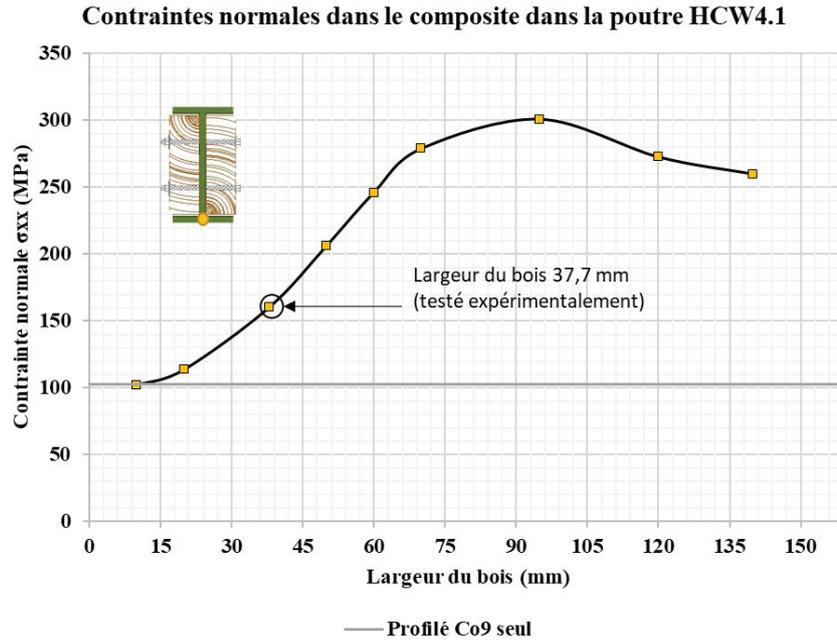


Figure III.52 : Variation des contraintes normales maximales dans la semelle inférieure du composite en fonction de la largeur de bois pour poutre hybride HCW4.1

L'objectif de la thèse est de valoriser l'emploi de bois non-classé mécaniquement dans la construction, et en particulier sur l'hybridation des profilés GFRP et acier. Cette étude paramétrique nous a permis de démontrer que les propriétés élastiques du bois ne sont pas les paramètres les plus influents et qu'il vaut probablement mieux optimiser en priorité la géométrie des poutres en bois. Ce système d'hybridation pourrait trouver tout son intérêt dans les planchers mixtes GFRP-bois ou acier-bois.

III. 5. Conclusion

Il a été proposé dans ce chapitre un modèle éléments finis afin de simuler le comportement mécanique des constituants et des poutres hybrides. Pour cela, différentes études dans le domaine élastique (bois) et non-linéaire (GFRP, acier et poutres hybrides) ont été menées. Le comportement à la ruine des poutres hybrides par déversement a été intégré en partie dans les modélisations éléments finis avec la prise en compte de la non-linéarité géométrique, grâce aux procédures de flambement et PAS à PAS proposées par Cast3M. En termes de charge d'instabilité pour les composites, les écarts observés entre les simulations MEF et l'expérimentation n'excèdent pas 10 %, ce qui valide l'approche. Néanmoins, la limite actuelle de ces modélisations est l'intégration des lois d'endommagement ou de ruine de ces constituants et le comportement plastique post-instabilité pour l'acier, qui empêche actuellement la modélisation plus précise et plus complète des poutres hybrides.

L'attention de la thèse s'étant essentiellement portée sur le comportement des profilés GFRP et leur hybridation, la partie numérique sur l'acier a été moins exploitée, faute de temps. Les études paramétriques menées nous ont aidés à mieux comprendre l'influence des propriétés du

bois et du nombre de boulons sur la charge de ruine des poutres hybrides. De ces études, on peut en conclure que le paramètre le plus influent est la largeur des éléments bois (variation de 476 %). L'effet des autres paramètres est plus modéré (35 %). D'autres sections de bois devront être testées expérimentalement pour confirmer les résultats obtenus numériquement.

Conclusions et Perspectives

Ce travail de thèse a porté sur l'étude du comportement mécanique des structures hybrides associant le bois non classé avec des matériaux composites GFRP ou avec de l'acier S275, par l'intermédiaire de connecteurs mécaniques de type boulons. Les profilés GFRP et acier sont de type section ouverte en I. Des essais de flexion et de torsion sous chargement quasi-statique de courte durée ont été menés, complétés par des essais de caractérisation des matériaux constitutifs. Des modélisations par éléments finis ont également été conduites afin de pouvoir simuler le comportement de ces structures hybrides.

Les campagnes d'essais ont été principalement réalisées sur les poutres en bois, en matériaux composites et sur les poutres hybrides composites-bois, selon différentes configurations géométriques. La détermination des principales caractéristiques élastiques des matériaux constitutifs (E_L et G_{LT}) a été effectuée par analyse inverse de résultats d'essais de flexion et de torsion à l'échelle de l'élément de structure dans le domaine élastique. Des essais de flexion jusqu'à la ruine de poutres bois et GFRP identiques aux poutres constitutives des poutres hybrides ont permis d'évaluer leur capacité portante et leur mode de ruine : rupture en traction / cisaillement pour les poutres en bois et déversement pour les poutres GFRP. Ces résultats d'essais à l'échelle globale ont été complétés par quelques essais à l'échelle locale effectués sur des éprouvettes prélevées dans les zones peu sollicitées des poutres : des essais de traction pour les composites et des essais de flexion pour le bois. Les résultats à ces deux échelles de travail sont très cohérents et ils ont mis en évidence une forte variabilité des propriétés du bois non classé due en grande partie à la présence de nœuds / défauts en nombre important.

Une fois assemblées, les poutres hybrides ont d'abord fait l'objet de tests élastiques de flexion (selon différents schémas statiques et selon les deux inerties - forte et faible) et de torsion. Les résultats montrent et quantifient les gains de rigidité en flexion et en torsion apportés aux profilés composites par les poutres en bois. En torsion, malgré un module de cisaillement beaucoup plus faible, la contribution du bois est spectaculaire car les sections ouvertes présentent une faible rigidité torsionnelle.

Les poutres hybrides ont finalement été testées en flexion jusqu'à la ruine. Outre les mesures de flèche et de déformations, des mesures de rotation et de déplacement hors plan ont été effectuées. L'ensemble des mesures permet de suivre pas-à-pas le comportement des poutres du domaine élastique jusqu'à la ruine. Quelle que soit la configuration géométrique testée, le scénario de ruine est à peu près toujours le même : le comportement de la poutre hybride est quasi linéaire jusqu'à ce qu'une des poutres en bois commence à céder. Dès lors, la ruine est amorcée, d'autres ruptures locales se produisent dans le bois, la flexibilité augmente rapidement, le comportement devient non linéaire et la ruine se produit systématiquement par déversement, presque tout le temps accompagné du flambement de la semelle supérieure du GFRP et de son endommagement par compression et/ou cisaillement. L'augmentation de la capacité portante des poutres hybrides par rapport à celles des poutres composites seules dépend de la configuration, notamment de la proportion de bois et de composite : elle varie entre 27 % et 139 % dans notre étude. Ainsi, la présence des poutres en bois retarde le phénomène de déversement et présente dans tous les cas étudiés un intérêt mécanique en termes de capacité portante. Ces conclusions sont tout à fait similaires à celles obtenues dans le cas des poutres hybrides acier – bois.

Par ailleurs, les gains apportés par les vis additionnelles, varient selon les géométries des sections. Toutefois, la faible amplitude des écarts mesurés, avec et sans vis additionnelles, et le faible nombre de corps d'épreuves testés dans cette optique (uniquement 2 dans ce travail) ne permettent pas de conclure de façon définitive sur l'importance et l'origine de ce gain potentiel. Les écarts observés peuvent tout aussi bien être dus aux variations des propriétés du bois. Des travaux supplémentaires seront nécessaires pour clarifier ce point.

Dans la deuxième partie de ce travail, nous avons modélisé les poutres hybrides GFRP-bois et acier-bois par la méthode des éléments finis et l'utilisation du logiciel Cast3M. Pour décrire le comportement de ces structures jusqu'à la ruine, des éléments finis volumiques ont été utilisés. Le bois et les matériaux composites sont supposés élastiques linéaires orthotropes, l'acier élasto-plastique parfait. Les propriétés matérielles ont été choisies à partir des résultats d'essais de caractérisation effectués sur ces matériaux. Les conditions limites ont été soigneusement choisies pour être les plus fidèles possibles au dispositif expérimental utilisé. Le comportement des poutres hybrides a été simulé dans le domaine élastique en flexion et en torsion ainsi qu'en flexion jusqu'à la ruine. Pour décrire le comportement jusqu'à la ruine et notamment le déversement, la non linéarité géométrique a été prise en compte en couplant la procédure FLAMB et PASAPAS de Cast3M. Toutefois, pour les poutres acier-bois, il n'a pas été possible de prendre en compte simultanément la non linéarité matérielle et la non linéarité géométrique.

Le comportement des poutres bois (simples, jumelées, non rabotées ou rabotées), celui des poutres en acier et celui des poutres GFRP a d'abord été simulé, selon les cas, dans le domaine élastique (flexion et torsion) et en flexion jusqu'à la ruine pour vérifier le bon fonctionnement de l'outil. Les résultats numériques montrent des écarts faibles (inférieurs à 10 %) entre les valeurs calculées et les mesures tant sur les charges de ruine, les flèches ou les déformations pour le GFRP. Ces écarts augmentent pour l'acier avec des différences allant jusqu'à 36 % pour le profilé en T inversé. Les états de contraintes MEF sont proches de ceux évalués par la théorie des poutres.

Le modèle numérique a ensuite été appliqué aux poutres hybrides GFRP-bois en torsion dans le domaine élastique. La comparaison des rotations de section numériques et expérimentales montre une très bonne correspondance (écarts inférieurs à 5 %). Ces résultats confirment notamment que les poutres bois apporte un gain de rigidité en torsion très important aux poutres composites : à moment de torsion égal, la rotation angulaire est divisée par 6.

Le modèle numérique a finalement été appliqué pour simuler le comportement des poutres hybrides (GFRP – bois et acier – bois) en flexion jusqu'à la ruine. Dans le cas des poutres GFRP – bois, les écarts entre charges de ruine mesurées et charges de ruine calculées n'excède pas 11 % et les allures des courbes force – flèche sont très similaires. L'évolution des rotations et celle des déplacements hors-plan (translations horizontales de la section centrale) est correctement décrite mais les écarts sont parfois plus importants. Concernant les déformations, les écarts mesures – calculs sont très faibles jusqu'à ce que se produise la première rupture dans le bois. Au-delà, les mesures et valeurs calculées divergent quelque peu car le modèle numérique ne prend pas en compte la non linéarité du bois ou l'apparition de ruptures locales.

Dans le cas des poutres acier – bois, le comportement est bien décrit pour les poutres avec un I ou un Té (force, déplacement, déformations) mais à la charge de ruine mesurée qui se produit par instabilité et / ou rupture du bois, le modèle numérique poursuit les simulations et n'indique

aucune ruine : ceci s'explique par le fait que pour les poutres comportant de l'acier, la non linéarité matérielle (plastification de l'acier) n'est pas couplée avec la non linéarité géométrique (déversement). Pour la poutre avec un T inversé (SW4), les écarts mesures / calculs sont encore plus grands après l'amorce de l'instabilité locale détectée (flambement local de l'âme comprimée) que le modèle ne prend pas en compte.

Ainsi, la comparaison entre les résultats d'essais disponibles et les résultats numériques obtenus permet de définir le domaine de validité des modèles mis au point et met en lumière les points à améliorer.

La dernière partie du travail de thèse a été consacrée à une étude paramétrique ou étude de sensibilité. Une importante variation des propriétés élastiques du bois (E_L et G_{LT}) a montré que l'influence de ces paramètres ne dépasse pas 45 % (pour E_L) ce qui permet de couvrir largement les incertitudes liées au fait que nous avons utilisé un bois non classé. Le nombre de paires de boulons (12 dans tous les essais) a également été étudié et les résultats montrent que le fait de passer de 4 à 64 paires n'induit qu'une variation maximale de charge de ruine de 33 %. Un doublement du nombre de boulons utilisés (24 paires) permettrait d'atteindre 90 % de ce gain. Enfin, la largeur des poutres bois a également fait l'objet d'une étude paramétrique. Les résultats montrent qu'un triplement de la largeur permettrait de plus que doubler la charge de ruine. Toutefois, ce résultat devra être vérifié expérimentalement car le modèle ne prend pas en compte les ruptures du bois. Sur le volet expérimental, différents essais doivent être menés pour asseoir certaines hypothèses et compléter ce travail de thèse.

Afin de valider l'étude de sensibilité et les observations faites, une étude approfondie sur le mode d'assemblage devra être faite. Des poutres hybrides supplémentaires devront être testées avec des vis additionnelles et en faisant varier le nombre de connecteurs (à minima jusqu'à 24 paires). La première configuration permettra de justifier l'intérêt ou non de ces connecteurs supplémentaires. Quant à la seconde campagne, elle servira à optimiser les poutres et confirmer les modélisations.

Toujours dans une volonté d'optimisation et de validation, l'effet géométrique du bois (largeur) sur les structures hybrides devra être investi expérimentalement. Cette variable semble être la plus pertinente pour obtenir une structure hybride optimale. Ces essais permettront alors de s'ouvrir sur une autre application de cette hybridation, à savoir les planchers GFRP-bois, voire même GFRP-CLT.

Enfin, pour mieux appréhender et modéliser les conditions limites, les conditions de chargement pourraient être améliorées. Dans ce travail, la rotation était partiellement bloquée dans cette zone. Un système rotulé plus efficace pourrait être mis en place pour avoir un chargement perpendiculaire au support tout au long de l'essai, autorisant ainsi les mouvements de la poutre. A l'inverse, on pourrait imaginer un système de glissières verticales au niveau des zones de chargement de telle sorte à empêcher tout mouvement sur ces lignes verticales : ce système permettrait de bien maîtriser la modélisation des conditions limites mais présenterait l'inconvénient de ne pas forcément correspondre à une réalité constructive. Ces différentes modifications envisagées permettraient de modéliser avec plus de précision l'instabilité de déversement et donc de prédire avec plus de précision la capacité portante de ces poutres hybrides.

En outre, il convient de souligner que l'étude menée se concentrait principalement sur l'analyse statique des poutres hybrides renforcées. Il serait bénéfique d'étendre les investigations pour inclure une évaluation dynamique, notamment en analysant la réponse aux charges cycliques, aux vibrations et aux séismes. Ces aspects sont essentiels pour garantir la sécurité et la durabilité des structures hybrides dans ces conditions. Enfin, afin de caractériser au mieux ces structures hybrides et leur application dans la construction, des essais de fluage devront être menés, en faisant, à terme varier l'hygroscopie du matériau bois.

Sur le plan numérique, de nombreux points sont à améliorer. Le premier, et le plus évident, est d'intégrer la non-linéarité matérielle. Pour les poutres hybrides GFRP-bois, les gammes de charges et de déplacements numériques correspondent à celles obtenus expérimentalement. Pour retranscrire totalement l'allure des courbes, une loi d'endommagement ou un critère de ruine de type Tsai-Hill pourrait être pris en compte pour la modélisation du matériau bois. Cette non-linéarité matérielle permettrait alors de considérer les ruptures locales du matériau naturel. De manière générale, l'hétérogénéité du bois n'a pas été intégrée dans cette étude. Une modélisation affinée avec nœuds et distorsion des fibres pourrait être réalisée afin d'étudier l'effet de la variabilité locale du matériau bois sur la résistance des poutres hybrides. Pour les poutres hybrides acier-bois, actuellement, le modèle MEF avec l'opérateur FLAMB, ne permet pas la plastification de l'acier. Ces travaux de thèse s'étant essentiellement focalisés sur l'hybridation GFRP-bois, une étude approfondie sur les poutres acier-bois devra être menée et particulièrement sur l'aspect numérique, où des écarts importants ont été observés.

De plus, pour toutes ces simulations, une modélisation plus fidèle des connecteurs plus pourrait être intégrée. Les matériaux sont actuellement liés par des « pastilles » avec des nœuds communs entre les composants et ces pastilles. Les jeux d'assemblage expérimentaux ne sont donc pas pris en compte.

A l'issue de ces modélisations, des abaques de dimensionnement des poutres hybrides GFRP-bois et acier-bois pourront être proposés en fonction des géométries et résistances des constituants. Ces abaques intégreraient alors les charges et déplacements ultimes obtenus numériquement.

Parallèlement, il est important de considérer les aspects économiques et environnementaux liés à l'utilisation de l'association composite-bois dans les structures de construction. Une analyse du cycle de vie approfondie devra être effectuée pour évaluer l'impact environnemental de cette technique de renforcement, en prenant en compte les ressources utilisées, les émissions de gaz à effet de serre, les coûts associés et leur réemploi. Une approche holistique et durable est nécessaire pour guider les décisions de conception et de construction.

En conclusion, cette thèse de doctorat a permis d'approfondir notre compréhension de l'efficacité de l'association composite-bois dans le renforcement des poutres hybrides. Les résultats des essais ont démontré l'amélioration significative de la rigidité de torsion et de la capacité portante des poutres hybrides, confirmant le potentiel de cette combinaison. Les premières modélisations, bien que perfectibles, ont permis de proposer un outil suffisamment pertinent pour définir les charges ultimes de ces structures. Cependant, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour explorer davantage les aspects non linéaires du comportement des structures hybrides, optimiser les techniques de fabrication, évaluer les performances dynamiques, proposer un outil d'aide à la décision et considérer les aspects

économiques et environnementaux. Ces efforts contribueront à consolider les connaissances dans ce domaine et à promouvoir l'utilisation responsable et efficace des poutres hybrides renforcées pour des structures durables et résilientes.

Références bibliographiques

“A”

- [ADA 2003] D. F. Adams, L. A. Carlsson, R. B. Pipes. «Experimental characterization of advanced composite materials (third edition) ». CRC press, 2003
- [ALA 2021] S. Alaedini, M. Z. Kabir, et R. Al-Mahaidi, « Stability performance of thin-walled pultruded beams with geometric web-flange junction imperfections », J. Build. Eng., vol. 33, p. 101549, janv. 2021, doi: 10.1016/j.jobbe.2020.101549.
- [ALA 2018] I. Alachek, « Comportement au cours du temps des éléments de structure multi-matériaux collés: application aux structures hybrides béton – GFRP », p. 360, Phd, université de Lyon, 2018
- [ALI 2003] N. B. H. Ali, « Etude de la conception globale des structures en Construction Métallique - Optimisation par les Algorithmes Génétiques », Phd, Université de Savoie, 2003, doi: 10.13140/RG.2.1.3712.6800.
- [AMU 2016] C. P. Amulu, C. A. Ezeagu et S. M. O. Obiorah, « Analytical Effects of Torsion on Timber Beams », American Journal of Engineering Research. Vol. 5, Issue 1, P. 87-95, 2016.
- [ANI 2012] K. Aniskevich, A. Aniskevich, A. Arnautov, et J. Jansons, « Mechanical properties of pultruded glass fiber-reinforced plastic after moistening », Compos. Struct., vol. 94, no 9, p. 2914-2919, sept. 2012, doi: 10.1016/j.compstruct.2012.04.030.
- [ANW 2018] M. Anwar-Us-Saadat et M. Ashraf, « The continuous strength method for lateral-torsional buckling of stainless steel I-beams », Thin-Walled Struct., vol. 130, p. 148-160, sept. 2018, doi: 10.1016/j.tws.2018.05.017.
- [ASC 2014] F. Ascione, « Influence of initial geometric imperfections in the lateral buckling problem of thin walled pultruded GFRP I-profiles », Compos. Struct., vol. 112, p. 85-99, juin 2014, doi: 10.1016/j.compstruct.2014.02.002.
- [AST 1996] ASTM-D143-94. “Standards method for testing small clear specimen of timber. American Society of Testing and Materials”, West Conshohcken, PA, USA, 1996.
- [AST 2016] D07 Committee, « Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes », ASTM International. 2016, doi: 10.1520/D0198-15.
- [AST 2017] ASTM D790 . « Standard Test Methods for Flexural Properties of Unreinforced and Reinforced Plastics and Electrical Insulating Materials “.ASTM International. 2017
- [AUG 2019] E. Augeard, « Experimentation et modélisation du comportement mécanique de structures multi-matériaux bois-béton », Phd, Université Claude Bernard Lyon1

“B”

- [BAI 2012] Y. Bai, C. Zhang, «Capacity of nonlinear large deformation for trusses assembled by brittle FRP composites. Composite Structures», Vol. 94, P. 3347-3353. 2012
- [BAI 2013] Y. Bai, T. Keller, et C. Wu, « Pre-buckling and post-buckling failure at web-flange junction of pultruded GFRP beams », Mater. Struct., vol. 46, no 7, p. 1143-1154, juill. 2013, doi: 10.1617/s11527-012-9960-9.

[BAN 1989] LC. Bank. « Flexural and shear moduli of full-section fiber reinforced plastic(FRP) pultruded beams». Journal of Testing and Evaluation. vol. 17, p. 40-5. 1989

[BAR 1970] R. S. Barsoum et R. H. Gallagher, « Finite element analysis of torsional and torsional-flexural stability problems », Int. J. Numer. Methods Eng., vol. 2, no 3, p. 335-352, juill. 1970, doi: 10.1002/nme.1620020304.

[BAR 2007] A. Barros da S. Santos Neto et H. Lebre La Rovere, « Flexural stiffness characterization of fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams », Compos. Struct., vol. 81, no 2, p. 274-282, nov. 2007, doi: 10.1016/j.compstruct.2006.08.016.

[BED 2012] Bedford Reinforced Plastics. « Bedford Reinforced Plastics Inc ». Design Guide. <http://bedfordreinforced.com/resources/?box=design>, Sep 2012

[BER 2022] A. Bereziat, « Etude de comportement thermomécanique de poutres mixtes acier-bois en situation d'incendie », p. 294, Phd, université de Lyon, Sept 2022

[BEY 2017] A. Beyer, « Résistance des barres en acier à section ouverte soumises à une combinaison d'effort normal de flexion et de torsion », Phd, Université de Lorraine. Nov 2017

[BOU 1998] A. BOURKI, « Déversement des poutres à parois minces et à sections ouvertes aspect numériques et réglementaire », p. 164. Phd, Université de Metz, 1998

[BOR 1993] A. P. Boresi, R. J. Schmidt, et O. M. Sidebottom, "Advanced mechanics of materials", 5th ed. New York: Wiley, 1993. ISBN: 978-0-471-55157-7

[BRA 2020] T. Le, M. A. Bradford, X. Liu, et H. R. Valipour, « Buckling of welded high-strength steel I-beams », J. Constr. Steel Res., vol. 168, p. 105938, mai 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2020.105938.

[BRU 2002] M. Brunner, C. Gerber, « Composite decks of concrete glued to timber », Presented at the 7th World Conference of Timber Engineering, Malaysia.

[BRE 2020] D. Bresser, G. J. P. Ravenshorst, et P. C. J. Hoogenboom, « General formulation of equivalent moment factor for elastic lateral torsional buckling of slender rectangular sections and I-sections », Eng. Struct., vol. 207, p. 110230, mars 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110230.

“C”

[CAR 2014] D. Cardoso, « Compressive Strength of Pultruded Glass-Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Columns », PhD Dissertation, Federal University of Rio De Janeiro, 2014.

[CUN 2015] D. Cunningham, and K.A. Harries, « Open Hole Tension Capacity of Pultruded GFRP Plate Having Staggered Hole Arrangement, Proceedings of Advanced Composites in Construction (ACIC2015) », Cambridge, UK, September 2015

[CHY 2019] M. Chybiński et Ł. Polus, « Theoretical, experimental and numerical study of aluminium-timber composite beams with screwed connections », Constr. Build. Mater., vol. 226, p. 317-330, nov. 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.07.101.

[COR 2007 a] M. Corradi et A. Borri, « Fir and chestnut timber beams reinforced with GFRP pultruded elements », Compos. Part B Eng., vol. 38, no 2, p. 172-181, mars 2007, doi: 10.1016/j.compositesb.2006.07.003.

[COR 2007 b] J. Correia, F. A. Branco, J. G. Ferreira, « Flexural behaviour of GFRP-concrete hybrid beams with interconnection slip », Compos. structures., vol. 77, no 1, p. 66-78, 2007.

[COR 2011] J. R. Correia, F. A. Branco, N. M. F. Silva, D. Camotim, et N. Silvestre, « First-order, buckling and post-buckling behaviour of GFRP pultruded beams. Part 1: Experimental study », *Comput. Struct.*, vol. 89, no 21-22, p. 2052-2064, nov. 2011, doi: 10.1016/j.compstruc.2011.07.005.

[COR 2015] J. R. Correia, You. Bai, T. Keller « A review of the fire behaviour of pultruded GFRP structural profiles for civil engineering applications », *Comput. Struct.*, vol. 127, , p. 276-287, 2015.

“D”

[DAV 1997] J. F. Davalos et P. Qiao, « Analytical and Experimental Study of Lateral and Distortional Buckling of FRP Wide-Flange Beams », *J. Compos. Constr.*, vol. 1, no 4, p. 150-159, nov. 1997, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(1997)1:4(150).

[DON 2021] S. Dong, C. Li, et G. Xian, « Environmental Impacts of Glass- and Carbon-Fiber-Reinforced Polymer Bar-Reinforced Seawater and Sea Sand Concrete Beams Used in Marine Environments: An LCA Case Study », *Polymers*, vol. 13, no 1, p. 154, janv. 2021, doi: 10.3390/polym13010154.

[DOU 2012] France Douglas, « Le douglas, un choix naturel pour la construction », www.France-douglas.com

“F”

[FEN 2016] P. Feng, J. Wang, Y. Tian, «Mechanical Behavior and Design of FRP Structural Members at High and Low Service Temperatures». *Journal of Composites for Construction*, Vol. 20, 2016

[FED 2019] M. Fède, B. Abraham, R. Philibert, « Projet de fin d'étude ». IUT Lyon1, 2019

“G”

[GEC 2015] T. Gečys, A. Daniūnas, T. K. Bader, L. Wagner, et J. Eberhardsteiner, « 3D finite element analysis and experimental investigations of a new type of timber beam-to-beam connection », *Eng. Struct.*, vol. 86, p. 134-145, mars 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.12.037.

[GON 2013] J.A. Gonilha, J.R. Correia, et F.A. Branco , « Creep response of GFRP–concrete hybrid structures: application to a footbridge prototype », *Composites Part B: Engineering*, vol. 53, pp. 193-206, 2013.

[GRA 2014] C. Grazide, « Une modélisation de la résistance en flexion du pin maritime utilisé en construction », *Phd, Université de Bordeaux*, p. 185, 2014

[GUI 1978] D. Guitard et F. El Amri, « Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux », *Ann. Sci. For.*, vol. 44, no 3, p. 335-358, 1987, doi: 10.1051/forest:19870305.

“H”

[HAS 2017] A. Hassanieh, H. R. Valipour, M. A. Bradford, et C. Sandhaas, « Modelling of steel-timber composite connections: Validation of finite element model and parametric study », *Eng. Struct.*, vol. 138, p. 35-49, mai 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.016.

[HAI 2005] R. Hairstans, A. Kermani, et R. Lawson, « SHOT FIRED DOWEL FLITCH BEAMS », *Engineering Material sciences*, p. 9, 2005.

[HSU 2016] T.-L. Hsu, F.-C. Chang, M.-T. Tsai, et T.-D.-H. Le, « STUDY ON PERFORMANCE OF TIMBER-STEEL COMPOSITE BEAMS WITH DIFFERENT SHAPES OF STEEL COMPONENTS », World conference on Timber Engineering, p. 9, 2016

[HAC 2019] N. Hachim, N. Hachim, et Y. Zhu, « Etude de structures mixtes composites/ Bois », IUT Lyon1, 2019

“I”

[ISI 2020] G. Y. İşildar, S. Morsali, et Z. H. Zar Gari, « A comparison LCA of the common steel rebars and FRP », J. Build. Pathol. Rehabil., vol. 5, no 1, p. 8, déc. 2020, doi: 10.1007/s41024-020-0074-4.

[INF 1994] R. Maquoi, R. Debruyckere, J.F. Demonceau et L. Pyl, « Construction mixte acier-béton dans les batiments : Conception et dimensionnement à temperature ordinaire et en situation d’incendie selon l’eurocode 4 », Infosteel.

“J”

[JAR 2019] W. Jarboui, « Évaluation triaxiale des propriétés mécaniques du bois par les méthodes non-destructives », Université du Québec en Abitibi-Témisamingue, p. 192, Aug 2019.

[JIA 2017] P. Jiao, W. Borchani, S. Soleimani, et B. McGraw, « Lateral-torsional buckling analysis of wood composite I-beams with sinusoidal corrugated web », Thin-Walled Struct., vol. 119, p. 72-82, oct. 2017, doi: 10.1016/j.tws.2017.05.025.

[JUR 2017] B. Jurkiewicz, S. Durif, et A. Bouchair, « Behaviour of steel-timber beam in bending », ce/papers, vol. 1, no 2-3, p. 2283-2291, sept. 2017, doi: 10.1002/cepa.275.

“K”

[KAS 2004] B. Kasal, “WOOD FORMATION AND PROPERTIES | Mechanical Properties of Wood,” in Encyclopedia of Forest Sciences, Ed. Oxford: Elsevier, pp. 1815–1828, 2004

[KAT 2004] A. Katz, « Environmental Impact of Steel and Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Pavements », J. Compos. Constr., vol. 8, no 6, p. 481-488, déc. 2004, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:6(481).

[KEL 2007] T. Keller, Y. Bai, T. Vallée, «Long-Term Performance of Glass Fiber Reinforced Polymer Truss Bridge». Journal of Composites for Construction, Vol.11, p.99-108. 2007

[KHO 2011] A. M. Khokhar, « THE EVALUATION OF SHEAR PROPERTIES OF TIMBER BEAMS USING TORSION TEST METHOD », Phd, Edinburgh Napier University, p. 178. MAY 2011

[KOA 2017] A. Koaik, S. Bel, B. Jurkiewicz, « Experimental Test and Analytical Model of Concrete-GFRP Hybrid Beams under flexure», Composite Structures. vol. 180, p. 192-210, 2017, doi: 10.1016/j.compositesb.2017.07.059.

“L”

[LAN 2013] C. E. Lanivski et E. Decher, « Wood Glass-Fiber Reinforced Polyester (GFRP) Hybrid Cross-Section Used to Improve the Structural Behavior of Timber Beams », Adv. Mater. Res., vol. 778, p. 575-581, sept. 2013, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.778.575.

[LAN 2016] D. Lanc, G. Turkalj, T. P. Vo, et J. Brnić, « Nonlinear buckling behaviours of thin-walled functionally graded open section beams », *Compos. Struct.*, vol. 152, p. 829-839, sept. 2016, doi: 10.1016/j.compstruct.2016.06.023.

[LAR 2005] B. LARUE, « Déversement élastique des Barres Maintenues Latéralement », Phd, Université Henri Pointcaré Nancy I, p. 185, 2005

[LAR 2013] P. J. Lartigau, « Caractérisation du comportement des assemblages par gougons collé dans les structures Bois », Phd, Université de Bordeaux, p. 192, July 2013.

[LI 2019] X. Li, W. Liu, H. Fang, R. Huo, et P. Wu, « Flexural creep behavior and life prediction of GFRP-balsa sandwich beams », *Compos. Struct.*, vol. 224, p. 111009, sept. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111009.

[LIN 2002] J. Lindner et N. Budassis, « Lateral Torsional Buckling of Partially Encased Composite Beams without Concrete Slab », in *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Banff, Alberta, Canada, mai 2002, p. 117-128. doi: 10.1061/40616(281)11.

[LIU 2017] T. Liu, « STABILITY BEHAVIOR OF PULTRUDED GLASS-FIBER REINFORCED POLYMER I-SECTIONS SUBJECT TO FLEXURE », p. 286. Phd, university of Pittsburgh, Feb 2017

[LIU 2018] T. Liu et K. A. Harries, « Flange local buckling of pultruded GFRP box beams », *Compos. Struct.*, vol. 189, p. 463-472, avr. 2018, doi: 10.1016/j.compstruct.2018.01.101.

[LIU 2019] T. Liu, J. D. Vieira, et K. A. Harries, « Lateral torsional buckling and section distortion of pultruded GFRP I-sections subject to flexure », *Compos. Struct.*, vol. 225, p. 111151, oct. 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111151.

[LIU 2020] T. Liu, J.-Q. Yang, P. Feng, et K. A. Harries, « Determining rotational stiffness of flange-web junction of pultruded GFRP I-sections », *Compos. Struct.*, vol. 236, p. 111843, mars 2020, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.111843.

[LIU 2021] T. Liu, P. Feng, Y. Wu, S. Liao, et X. Meng, « Developing an innovative curved-pultruded large-scale GFRP arch beam », *Compos. Struct.*, vol. 256, p. 113111, janv. 2021, doi: 10.1016/j.compstruct.2020.113111.

“M”

[MAM 2021] K. Mam, « Exploration structurelle et environnementale des ouvrages en bois de grande portée », p. 438, Phd, Ecole des ponts ParisTech, Nov 2021

[MAN 1994] Manfred A Hirt et Rolf Bez, « Construction Metallique, Notion fondamentales et methods de dimensionnement », *Traité de Génie Civil de l'EPFL*, Volume 10, 1994

[MAN 2012] A. Manalo, H. Mutsuyoshi, T. Matsui, « Testing and characterization of thick hybrid fibre composites laminates ». *International Journal of Mechanical Sciences*. Vol. 63, p. 99-109, 2012

[MAR 2006] P. Martin, « Etude du comportement des poutres lamellées clouées boulonnées en flexion », p. 141, Phd, Ecole National du Génie Rural Des Eaux et Des Forets, jan 2006.

[MOH 2016] E. Mohammadi, S. S. Hosseini, et M. S. Rohanimanesh, « Elastic lateral-torsional buckling strength and torsional bracing stiffness requirement for monosymmetric I-beams », *Thin-Walled Struct.*, vol. 104, p. 116-125, juill. 2016, doi: 10.1016/j.tws.2016.03.003.

[MUR 2003] G. MURRY, « Aciers De Construction Metallique », *Techniques de l'ingénieur*, 2003, <https://doi.org/10.51257/a-v4-c2501>

[MUR 2007] K. Murata et T. Kanazawa, « Determination of Young's modulus and shear modulus by means of deflection curves for wood beams obtained in static bending tests », *Holzforschung*, vol. 61, no 5, p. 589-594, août 2007, doi: 10.1515/HF.2007.082.

“N”

[NET 2007] A. Neto, H. Rovere, « Flexural stiffness characterization of fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams. *Composite Structures* ». Vol. 81, p. 274-82, 2007

[NF EN 1993] NF EN 1993, « Calcul des structures en acier », Norme européenne, norme française, Nov 2005.

[NF EN 2012] NF EN 408, « Bois de structure et bois lamellé-collé », Norme européenne, norme française, P 21-302, Sept 2012. ISSN 0335-3831.

[NGU 2013] T. T. Nguyen, Chan, T. M., & Mottram, J. T. « Influence of boundary conditions and geometric imperfections on lateral-torsional buckling resistance of a pultruded FRP I-beam by FEA ». *Composite Structures*, vol 100, P. 233-242. 2013

[NGU 2014] T. T. Nguyen, T. M. Chan, et J. T. Mottram, « Lateral-torsional buckling resistance by testing for pultruded FRP beams under different loading and displacement boundary conditions », *Compos. Part B Eng.*, vol. 60, p. 306-318, apr. 2014, doi: 10.1016/j.compositesb.2013.12.025.

[NGU 2008] T. H. T. Nguyen, “Modèle d’endommagement des assemblages collés : Identification et application à la description d’un essai de vieillissement accéléré”, Phd, École nationale des ponts et chaussées, 2008

“O”

[OSE 2014] M. Osei-Antwi, J. de Castro, A. P. Vassilopoulos, et T. Keller, « Structural limits of FRP-balsa sandwich decks in bridge construction », *Compos. Part B Eng.*, vol. 63, p. 77-84, jul. 2014, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.03.027.

[OSM 2018] A. Osmani et S. A. Meftah, « Lateral buckling of tapered thin walled bi-symmetric beams under combined axial and bending loads with shear deformations allowed », *Eng. Struct.*, vol. 165, p. 76-87, jun 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.03.009.

[OZB 2015] H. Ozbasaran, R. Aydin, et M. Dogan, « An alternative design procedure for lateral-torsional buckling of cantilever I-beams », *Thin-Walled Struct.*, vol. 90, p. 235-242, mai 2015, doi: 10.1016/j.tws.2015.01.021.

“P”

[PAR 2016] F. R. Parada, « Timber-steel-hybrid beams for multi-storey buildings », Phd, Universidad da Coruna, 2016

[PEL 2019] B. Pelletier et G. Doudak, « Investigation of the lateral-torsional buckling behaviour of engineered wood I-joists with varying end conditions », *Eng. Struct.*, vol. 187, p. 329-340, mai 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.03.003.

[PHA 2007] H. S. Pham, « Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes », Phd, Ecole nationale des ponts et chaussées, 2007

[PHA 2016] N. A. Phan, « Simulation of time-dependent crack propagation in a quasi-brittle material under relative humidity variations based on cohesive zone approach: application to wood », Phd, Université de Bordeaux, p. 239. Jan 2016

“Q”

[QI 2015] Y. Qi, W. Xiong, W. Liu, H. Fang, et W. Lu, « Experimental Study of the Flexural and Compression Performance of an Innovative Pultruded Glass-Fiber-Reinforced Polymer-Wood Composite Profile », PLOS ONE, vol. 10, no 10, p. e0140893, oct. 2015, doi: 10.1371/journal.pone.0140893.

[QI 2017] Y. Qi, H. Fang, H. Shi, W. Liu, Y. Qi, et Y. Bai, « Bending performance of GFRP-wood sandwich beams with lattice-web reinforcement in flatwise and sidewise directions », Constr. Build. Mater., vol. 156, p. 532-545, dec. 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.08.136.

[QUR 2012] M. A. M. Qureshi, « Failure Behavior of Pultruded GFRP Members Under Combined Bending and Torsion », PhD, West Virginia University Libraries, 2012. doi: 10.33915/etd.3575.

“R”

[ROB 2001] T. M. Roberts et H. Al-Ubaidi, « Influence of shear deformation on restrained torsional warping of pultruded FRP bars of open cross-section », Thin-Walled Struct., vol. 39, no 5, p. 395-414, mai 2001, doi: 10.1016/S0263-8231(01)00009-X.

[ROB 2002] T. M. Roberts et H. Al-Ubaidi, « Flexural and Torsional Properties of Pultruded Fiber Reinforced Plastic I-Profiles », J. Compos. Constr., vol. 6, no 1, p. 28-34, feb. 2002, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:1(28).

[ROS 2020 (a)] A. Rossi, F. P. V. Ferreira, C. H. Martins, et E. C. Mesacasa Júnior, « Assessment of lateral distortional buckling resistance in welded I-beams », J. Constr. Steel Res., vol. 166, p. 105924, mar 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.105924.

[ROS 2020 (b)] A. Rossi, C. H. Martins, R. S. Nicoletti, et A. S. C. de Souza, « Reassessment of lateral torsional buckling in hot-hollowed I-beams », Structures, vol. 26, p. 524-536, aug 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.04.041.

“S”

[SA 2021] M. F. Sá, J. Pacheco, J. R. Correia, N. Silvestre, et J. D. Sørensen, « Structural safety of pultruded FRP profiles for global buckling. Part 1: Approach to material uncertainty, resistance models, and model uncertainties. », Compos. Struct., vol. 257, p. 113304, feb. 2021, doi: 10.1016/j.compstruct.2020.113304.

[SAH 2015] A. Sahraei, L. Wu, et M. Mohareb, « Finite element formulation for lateral torsional buckling analysis of shear deformable mono-symmetric thin-walled members », Thin-Walled Struct., vol. 89, p. 212-226, apr. 2015, doi: 10.1016/j.tws.2014.11.023.

[SAH 2018] A. Sahraei, P. Pezeshky, M. Mohareb, et G. Doudak, « Simplified expressions for elastic lateral torsional buckling of wooden beams », Eng. Struct., vol. 174, p. 229-241, nov. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.07.042.

[SAL 2005] H. A. Salim et J. F. Davalos, « Torsion of open and closed Thin-Walled Laminated Composite Sections », J. Comp. Mater. Vol. 39, no 6, 2005, doi: 10.1177/0021998305047097

[SAN 2012] v. M. S. Sanghavi, « Torsional Analysis of a Composite I-Beam », Master of science, University of Texas at Arlington, 2012

[SAU 2022] V. SAULNIER, « Evaluation des performances humo-physiques des protections au feu de structures métalliques et leurs influences sur la résistance mécanique », p. 235, Phd, Université Clermont Auvergne, 2022

[SBA 2022] S. Sbahieh, F. Tahir, et S. G. Al-Ghamdi, « Environmental and mechanical performance of different fiber reinforced polymers in beams », Mater. Today Proc., vol. 62, p. 3548-3552, 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2022.04.398.

[SEA 2003] P. A. Seaburg et C. J. Carter, « Torsional Analysis of Structural Steel Members », American institute of steel construction, Oct 2003

[SIL 2011] N. M. F. Silva, D. Camotim, N. Silvestre, J. R. Correia, et F. A. Branco, « First-order, buckling and post-buckling behaviour of GFRP pultruded beams. Part 2: Numerical simulation », Comput. Struct., vol. 89, no 21-22, p. 2065-2078, nov. 2011, doi: 10.1016/j.compstruc.2011.07.006.

[SHA 2018] M. H. Shah Rusmi, « BEHAVIOUR OF BOLTED CONNECTION SYSTEM IN PULTRUDED GFRP STRUCTURES », p.249, Phd, university of southern Queensland Australia, 2018

[SHE 2020] M. Shekarchi, A. Vatani Oskouei, et G. M. Raftery, « Flexural behavior of timber beams strengthened with pultruded glass fiber reinforced polymer profiles », Compos. Struct., vol. 241, p. 112062, jun 2020, doi: 10.1016/j.compstruct.2020.112062.

[SUB 2017] L. Subramanian et D. W. White, « Resolving the disconnects between lateral torsional buckling experimental tests, test simulations and design strength equations », J. Constr. Steel Res., vol. 128, p. 321-334, jan. 2017, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.08.009.

[SUN 2020] X. Sun, M. He, et Z. Li, « Novel engineered wood and bamboo composites for structural applications: State-of-art of manufacturing technology and mechanical performance evaluation », Constr. Build. Mater., vol. 249, p. 118751, jul. 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118751.

[SON 1996] S. S. Sonti, E. J. Barbero. « Material characterization of pultruded laminates and shapes». Journal of reinforced plastics and composites, Vol. 15, no. 7, P. 701-717.1996

[SOR 2018] E. Sorin, « Fissuration en modes mixtes dans le bois: diagnostic et évaluation des méthodes de renforcement local », Phd, Université de Bordeaux, p. 196. Nov 2018

[SWA 1997] S. R. Swanson. « Introduction to design and analysis with advanced composite Materials». Prentice Hall, 1997

“T”

[TAN 2009] E. L. Tan et B. Uy, « Experimental study on straight composite beams subjected to combined flexure and torsion », J. Constr. Steel Res., vol. 65, no 4, p. 784-793, apr. 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2008.10.006.

[TAN 2021] T. Tankova, F. Rodrigues, C. Leitão, C. Martins, et L. Simões da Silva, « Lateral-torsional buckling of high strength steel beams: Experimental resistance », Thin-Walled Struct., vol. 164, p. 107913, jul. 2021, doi: 10.1016/j.tws.2021.107913.

[TAV 2016] K. Tavoussi, W. Winter, A. Bradley, et F. R. Parada, « SEMI-RIGID JOINTS OF TIMBER-STEEL HYBRID BEAMS FOR MULTI- STOREY BUILDINGS », World conference on Timber Engineering ,p. 9., AUG 2016,

[TRA 2020] N. S. Trahair, « Inelastic lateral buckling of steel cantilevers », Eng. Struct., vol. 208, p. 109918, apr. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109918.

[TSA 2018] M.-T. Tsai et T. Le, « Determination of Initial Stiffness of Timber–Steel Composite (TSC) Beams Based on Experiment and Simulation Modeling », Sustainability, vol. 10, no 4, p. 1220, apr. 2018, doi: 10.3390/su10041220.

“V”

[VAL 2016] J. Valeš, Z. Kala, J. Martinásek, et A. Omishore, « FE nonlinear analysis of lateral-torsional buckling resistance », International Journal of Mechanics, vol. 10, p. 7, 2016.

“W”

[WAN 1994] Y. Wang, A. H. Zureick. «Characterization of the longitudinal tensile behavior of pultruded I-shape structural members using coupon specimens». Composite structures, Vol. 29, no. 4, P. 463-472. 1994

[WAN 2021] K. Wang, M. Xiao, K.-F. Chung, et D. A. Nethercot, « Lateral torsional buckling of partially restrained beams of high strength S690 welded I-sections », J. Constr. Steel Res., vol. 184, p. 106777, sep. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106777.

[WAY 1988] A. G. J. Way, T. C. Cosgrove, et M. E. Brettle, « Design of steel beams in torsion », SCI Assessment, p. 148, 1988, ISBN 13: 978-1-85942-200-7

[WIN 2012] W. Winter, K. Tavoussi, T. Pixner, et F. R. Parada, « Timber-steel-hybrid beams for multi-storey buildings », World conference on Timber Engineering, p. 9, 2012

“X”

[XIO 2021] G. Xiong, Y. Feng, Q. Peng, S.-B. Kang, Y. Zhang, et Y.-L. Fan, « Lateral-torsional buckling behaviour of 690 MPa high strength steel beams », Structures, vol. 33, p. 3999-4010, oct. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2021.06.085.

“Y”

[YAN 2012] Z. Yang, « Torsional Shear Strength and Size Effect in Structural Composite Lumber », Master of science, University of Massachusetts Amherst, p. 90. Sep 2012

[YOS 1998] H. Yoshihara, Y. Kubojima, K. Nagaoka, et M. Ohta, « Measurement of the shear modulus of wood by static bending tests », J. Wood Sci., vol. 44, no 1, p. 15-20, feb. 1998, doi: 10.1007/BF00521869.

[YOS 2002] H. Yoshihara et Y. Kubojima, « Measurement of the shear modulus of wood by asymmetric four-point bending tests », J. Wood Sci., vol. 48, no 1, p. 14-19, feb. 2002, doi: 10.1007/BF00766232.

“Z”

[ZEI 2020] E. Zeinali, A. Nazari, et H. Showkati, « Experimental-numerical study on lateral-torsional buckling of PFRP beams under pure bending », Compos. Struct., vol. 237, p. 111925, apr. 2020, doi: 10.1016/j.compstruct.2020.111925.

[ZHA 2019] L. Zhang, W. Liu, L. Wang, et Z. Ling, « Mechanical behavior and damage monitoring of pultruded wood-cored GFRP sandwich components », *Compos. Struct.*, vol. 215, p. 502-520, mai 2019, doi: 10.1016/j.compstruct.2019.02.084.

[ZHE 2012] J. Y. Zheng, G. Y. Zhang, Y. H. Chen, et S. Z. Li, « Experimental Study on the Flexural Property of GFRP I-Beam », *Adv. Mater. Res.*, vol. 594-597, p. 757-760, nov. 2012, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.594-597.757.

[ZYJ 2017] A. Żyjewski, J. Chróścielewski, et Ł. Pyrzowski, « The use of fibre-reinforced polymers (FRP) in bridges as a favourable solution for the environment », *E3S Web Conf.*, vol. 17, p. 00102, 2017, doi: 10.1051/e3sconf/20171700102.

Annexe A1 : Désignation symbolique des aciers de construction

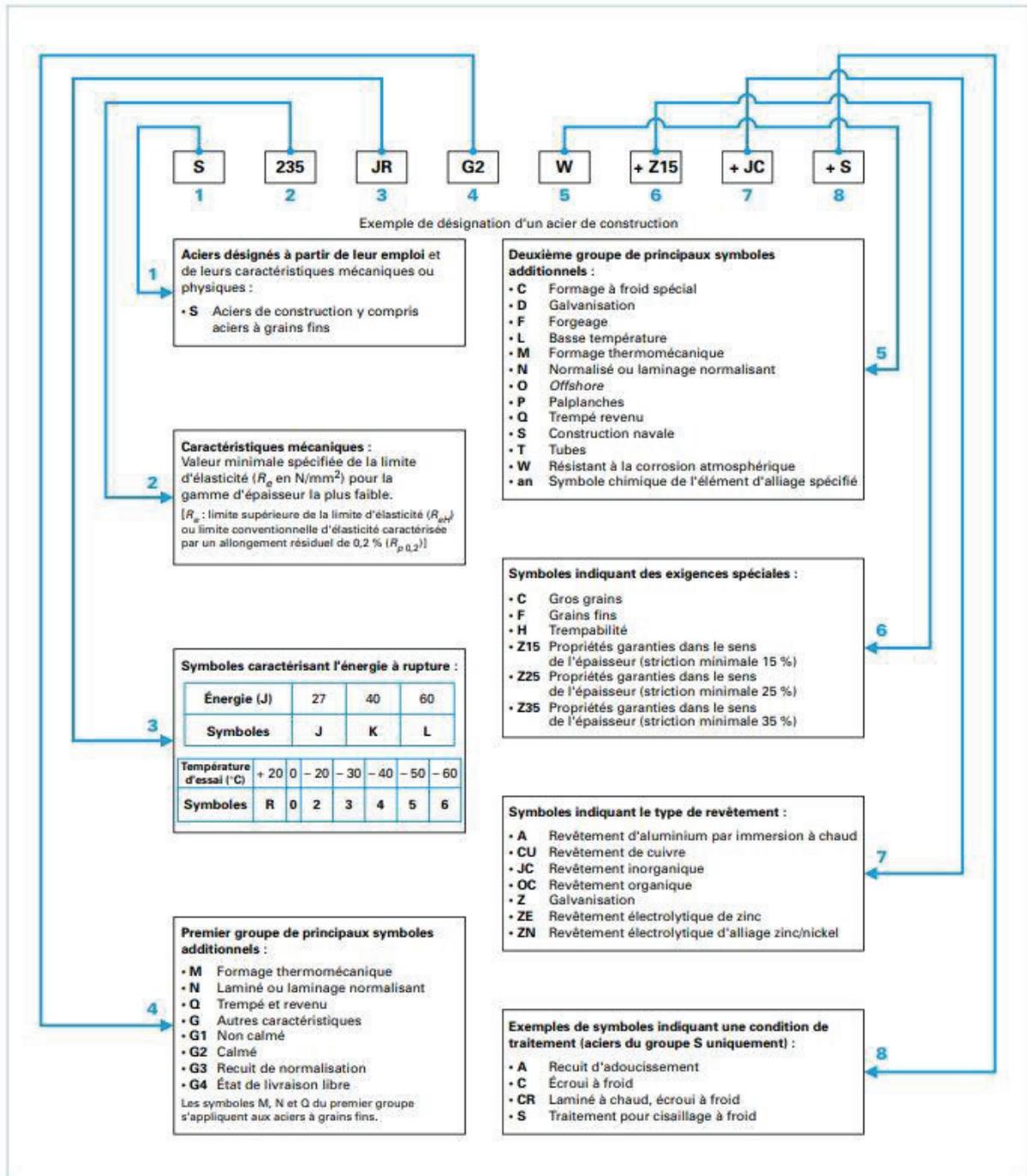
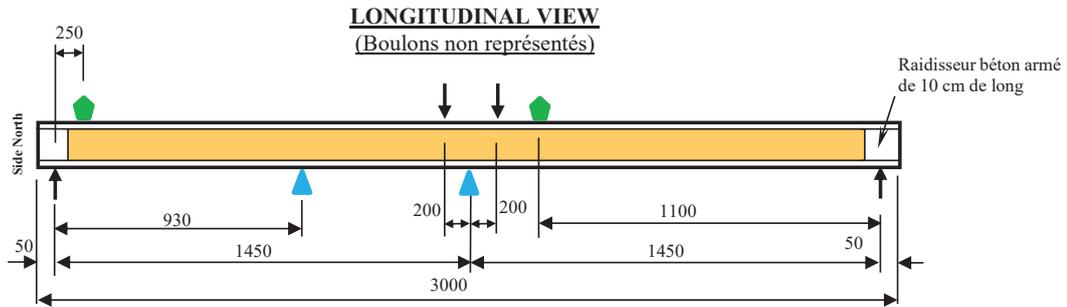


Figure A. 1 : Désignation symbolique des aciers de construction métallique

Annexe A2 : Dispositifs des essais de flexion

Instrumentation des poutres HCW13add, HCW41 et HCW42 lors des essais jusqu'à la ruine



Mesures dans la section centrale :

- ▲ Déplacement ((LVDT ou fil)
- Déformation (jauge)
- ◆ Rotation (inclinomètre)

HCW13

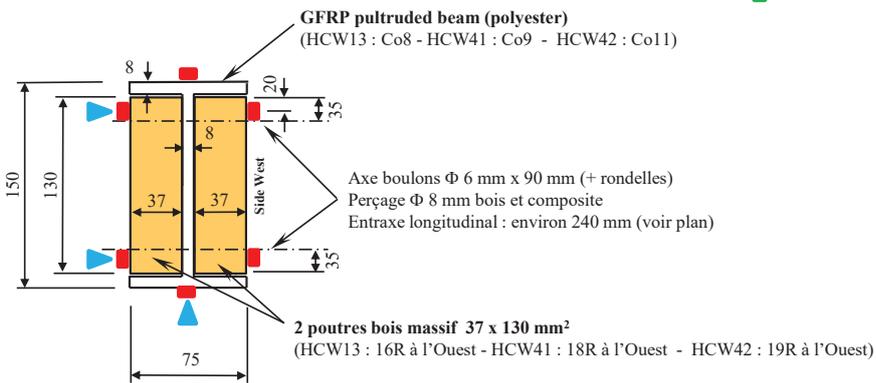
Co8 + 15R + 16R

HCW41

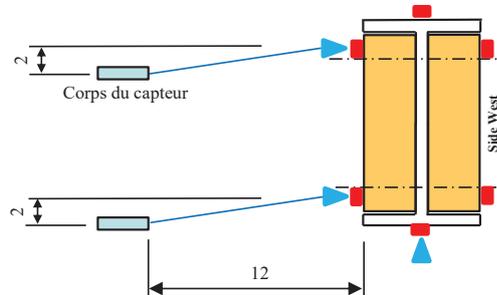
Co9 + 18R + 20R

HCW42

Co11 + 17R + 19R

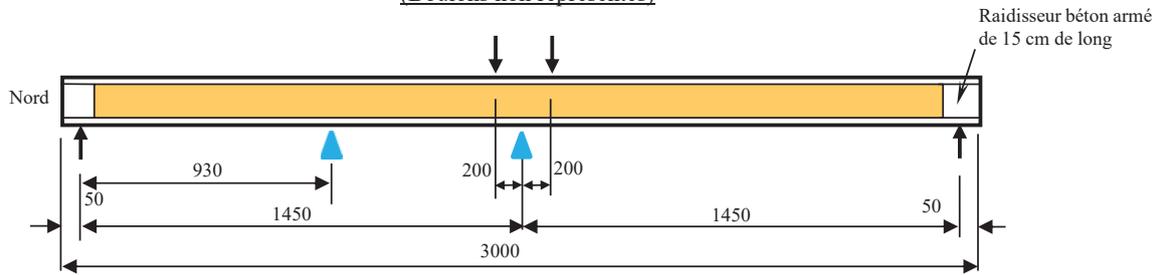


Détail position capteurs de déplacements horizontaux dans la section centrale



Instrumentation des poutres Co3, Co4, Wo3, Wo4 et HCW21 lors des essais jusqu'à la ruine

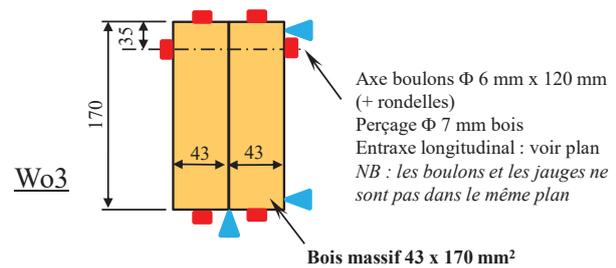
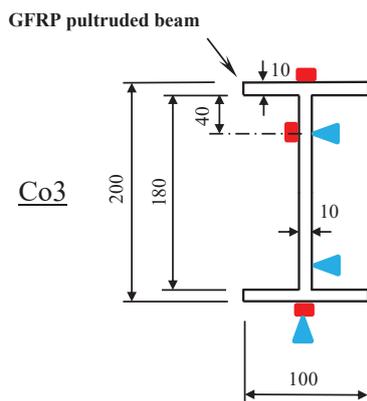
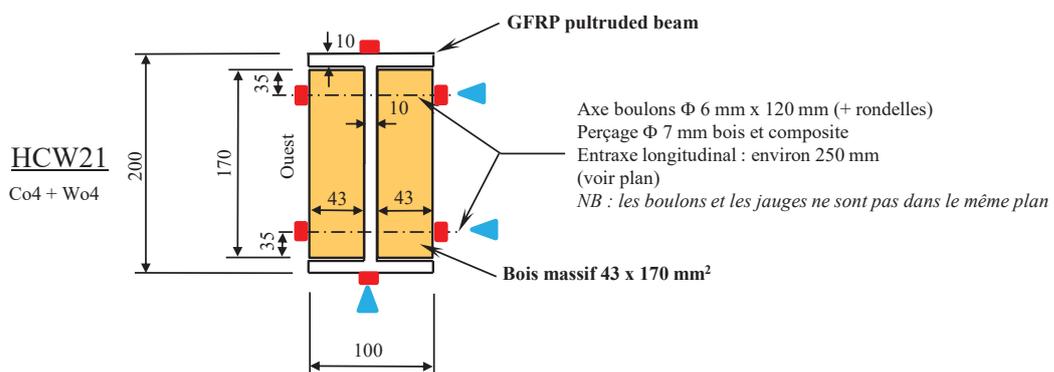
LONGITUDINAL VIEW
(Boulons non représentés)



Mesures dans la section centrale :

- ▲ déplacement
- déformation

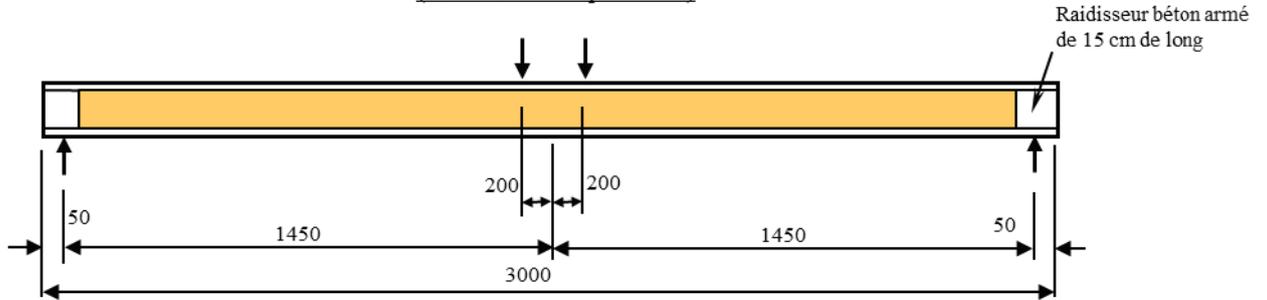
TRANSVERSAL VIEW



NB : la portée de la poutre Wo3 testée seule jusqu'à la ruine est de 2,90 m.

Géométrie et chargement des poutres Co5, Wo5, Wo7 et HCW3.1 lors des essais jusqu'à la ruine

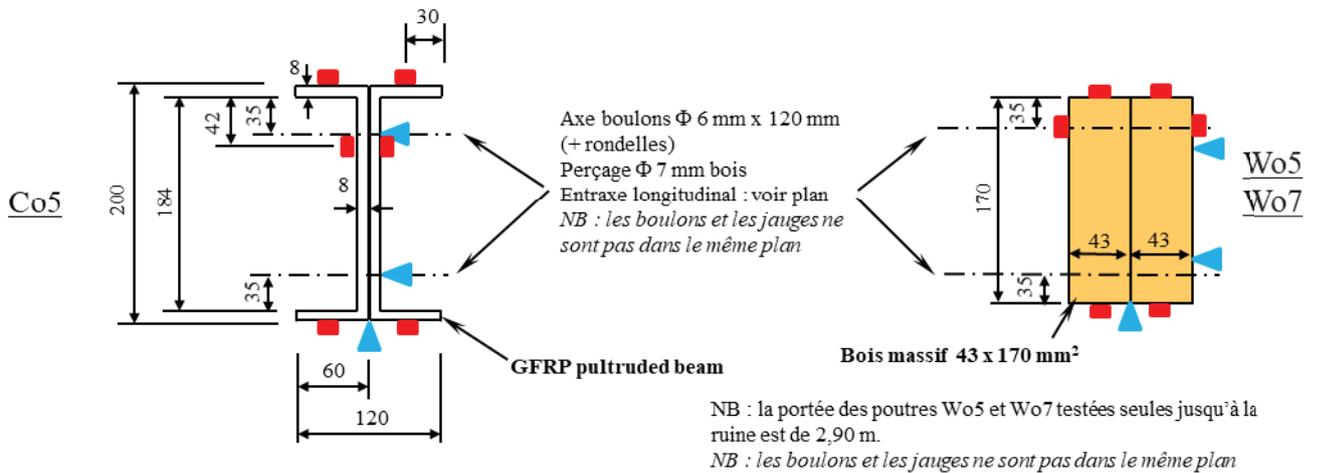
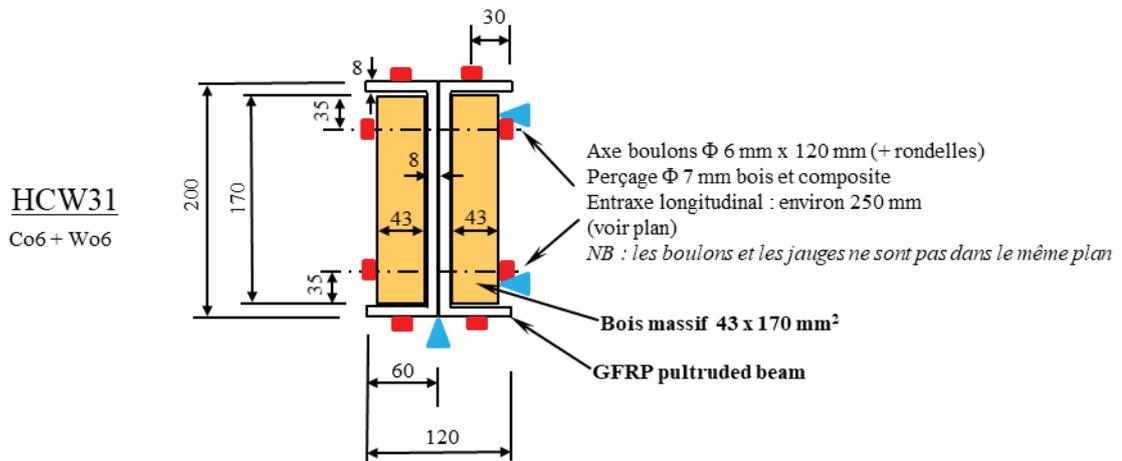
LONGITUDINAL VIEW
(Boulons non représentés)



Mesures dans la section centrale :

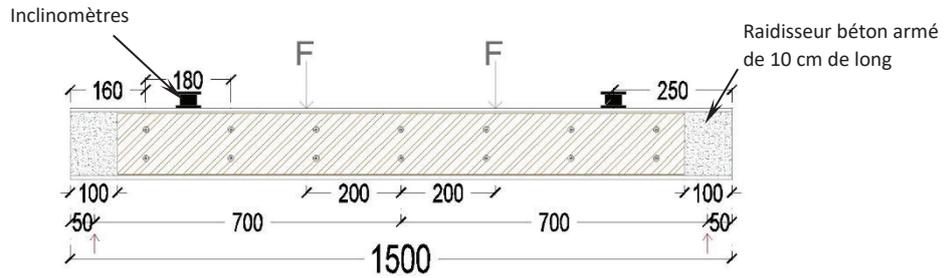
- ▲ déplacement
- déformation

TRANSVERSAL VIEW



Géométrie et chargement des poutres Co14, 10¹R/10²R et HCW3.2

LONGITUDINAL VIEW

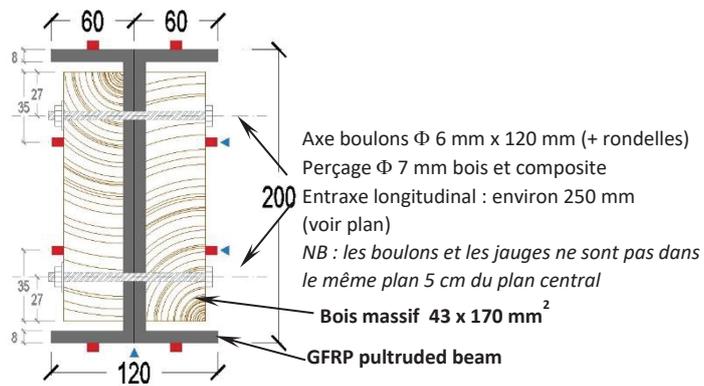


Mesures dans la section centrale :

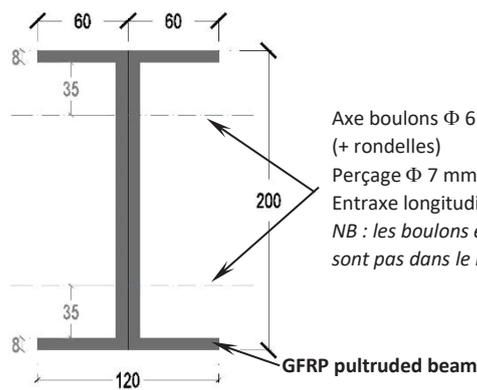
- ▲ déplacement
- déformation

TRANSVERSAL VIEW

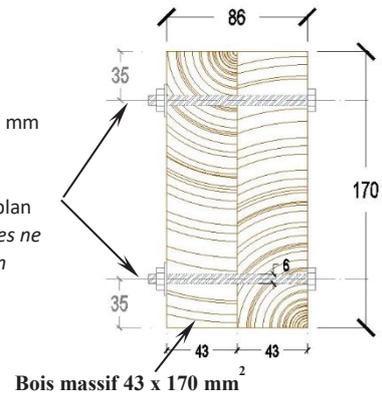
HCW3.2
Co14 + 10¹R/10²R



Co14



Axe boulons Φ 6 mm x 120 mm (+ rondelles)
Perçage Φ 7 mm bois
Entraxe longitudinal : voir plan
NB : les boulons et les jauges ne sont pas dans le même plan



10¹R/10²R

Annexe A3 : Propriétés des matériaux composites (Solutions Composites)

PROPRIÉTÉS



PROPRIÉTÉS PHYSIQUES, MÉCANIQUES ET ÉLECTRIQUES – VALEURS MOYENNES DES PROFILÉS TRIGLASS®

PROPRIÉTÉ	MÉTHODE DE TEST	UNITÉ	POLYESTER STANDARD	POLYESTER AUTO EXTINGUIBLE	ACRYLIQUE AUTO EXTINGUIBLE
MÉCANIQUE					
Résistance à la traction SL	ASTM D638	MPa	400	400	300
Module d'élasticité traction SL	ASTM D638	GPa	26	26	22
Résistance à la traction ST	ASTM D638	MPa	30	30	20
Module d'élasticité traction ST	ASTM D638	GPa	8	8	7
Résistance à la flexion SL	ASTM D790	MPa	400	400	300
Module d'élasticité en flexion SL	EN 13706 (à gde échelle)	GPa	25	25	21
Résistance à la flexion ST	ASTM D790	MPa	70	70	60
Module d'élasticité flexion ST	ASTM D790	GPa	7	7	6
Résistance à la compression SL	ASTM D695	MPa	220	220	160
Modulé d'élasticité compression SL	ASTM D695	GPa	18	18	15
Résistance à la compression ST	ASTM D695	MPa	70	70	55
Modulé d'élasticité compression ST	ASTM D695	GPa	7	7	6
Résistance au cisaillement SL	ASTM D2344	MPa	30	30	20
Module d'élasticité au cisaillement SL	EN 13706 (à gde échelle)	GPa	3	3	2,4
Résistance au choc (CHARPY)	ASTM D5942	kJ/m ²	170	160	140
Force portante SL	ASTM D953	MPa	170	170	130
Force portante ST	ASTM D953	MPa	70	70	50
Coefficient de Poisson SL	ASTM D3039	---	0,28	0,28	----
Coefficient de Poisson ST	ASTM D3039	---	0,12	0,12	----
PHYSIQUE					
Dureté BARCOL	ASTM D2583	°B	45	45	50
Poids spécifique	ASTM D792	g/cm ³	1,8	1,8	2
Contenu en substance inorganique	ISO 1172	%	58	58	48
Absorption d'eau	ISO 62	%	0,4	0,4	0,4
Coefficient de dilatation thermique	ISO 11359-2	K ⁻¹	11 x 10 ⁻⁶	11 x 10 ⁻⁶	9 x 10 ⁻⁶
Conductivité thermique	EN 12667/ EN 12664	W/mK	0,3	0,3	0,35
Indice de toxicité	CEI 2037 part 2	/	----	<2	<1
ÉLECTRIQUE					
Rigidité diélectrique	ASTM D149	kV/mm	5	5	10
Constante diélectrique à 50Hz	ASTM D150	---	5	5	5
Facteur de perte diélectrique à 50 Hz	ASTM D7028	---	0,2	0,2	0,2
Résistivité électrique de surface	EN 61340	Ω	10 ¹²	10 ¹²	10 ¹²
Indice de suivi comparatif	EN 60112	V	----	----	CTI 600

VALEURS RELATIVES AUX PROFILÉS EN FIBRE DE VERRE RENFORCÉE (FIL CONTINU MAT/ROVING) POLYESTER - ACRYLIQUE
PROFILÉS D'ÉPAISSEUR SUPÉRIEURE À 3 MM

SL = sens longitudinal - ST = sens transversal

Tolérances moyennes pour les propriétés mécaniques se référant à la direction longitudinale : +/- 10 %

Nous garantissons au mieux l'exactitude des données présentes dans cette publication. Cependant, nous ne serons pas tenus responsables de l'usage qui en serait fait.

Figure A. 2 : Propriétés des matériaux composites utilisés durant la thèse fournie par SOLUTIONS COMPOSITES

Annexe A4 : Photos des corps d'épreuves testés et des dispositifs expérimentaux







Figure A.3 : quelques essais de torsion réalisés durant la thèse

- **Wo1 et Wo2:**



Figure A.4: Poutres Wo1 et Wo2

- Co1 et Co2:



Figure A.5 : poutres Co1 et Co2

- HCW1.1:



Figure A.6 : poutre HCW1.1 testée jusqu'à rupture

- Wo3, Wo5 et Wo7:

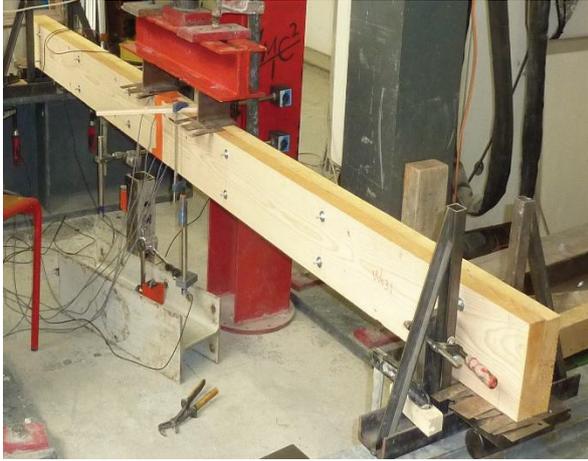


Figure A.7 : poutre bois Wo3 testée jusqu'à rupture, ruine par cisaillement / traction



Figure A.8 : poutre bois Wo5 testée jusqu'à rupture, ruine par traction / cisaillement

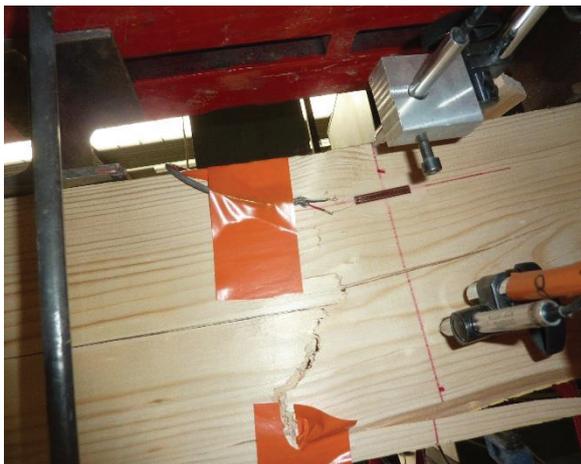


Figure A.9 : poutre bois Wo7 testée jusqu'à rupture, ruine par traction / cisaillement

- Co3 et Co5:



Figure A.10 : poutre composite Co3 testée jusqu'à rupture par déversement



Figure A.11 : poutre composite Co5 testée jusqu'à rupture par déversement

- HCW2.1 et HCW3.1:

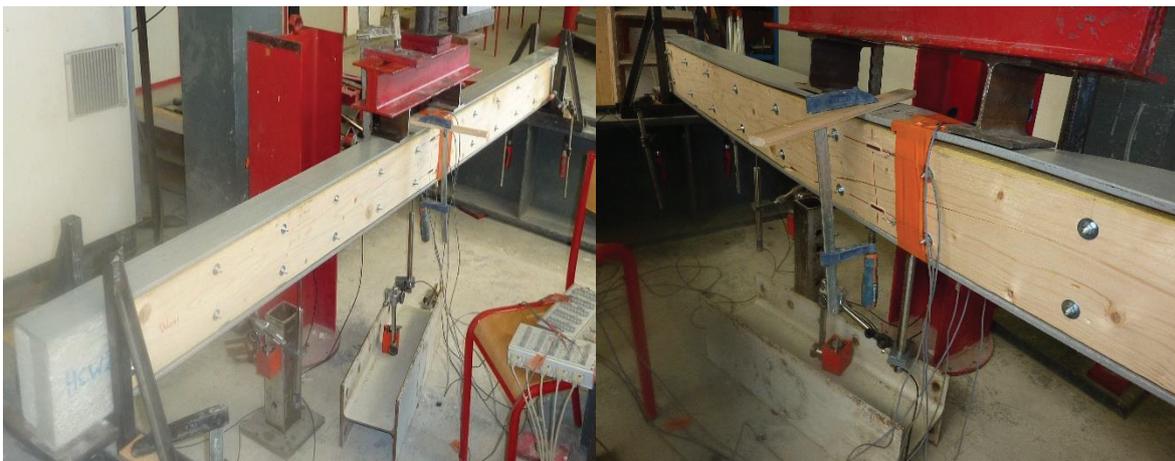


Figure A.12 : poutre hybride HCW2.1 testée jusqu'à rupture par déversement généralisé après rupture partielle d'une des deux lamelles bois



Figure A.13 : poutre hybride HCW3.1 jusqu'à rupture par déversement après ruine par cisaillement / traction d'une des deux lamelles bois

- **Poutre 5 :**



Figure A.14 : poutre 5 testée dans le domaine élastique en flexion 4 points

- **Wo31, Wo61 et Wo62:**



Figure A.15 : poutre bois Wo31 testée en flexion 4 points jusqu'à rupture



Figure A.16 : poutre en bois Wo61 et Wo62 testée en flexion 4 points jusqu'à rupture

- **Poutre 19 analyses inverses :**

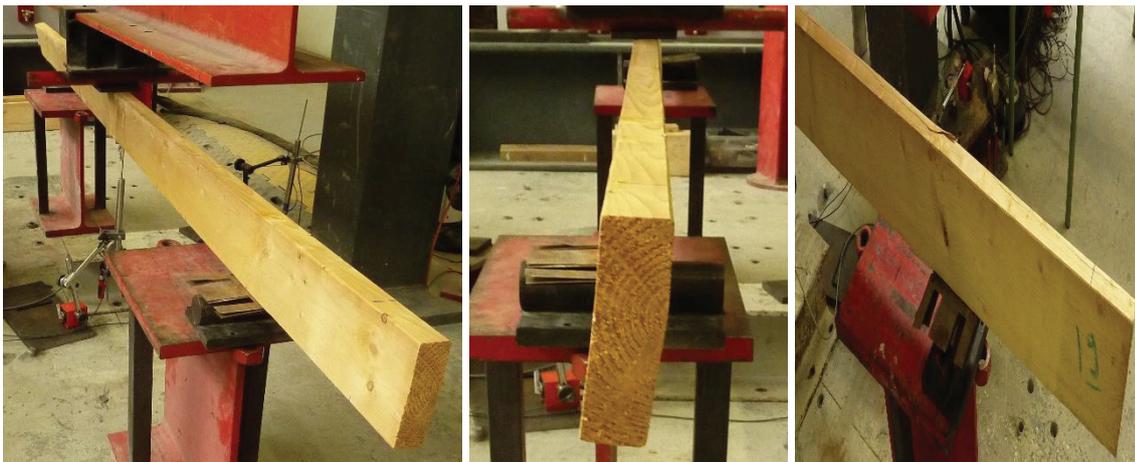


Figure A.16 : poutre 19 testée en élastique en trois portées pour la caractériser en analyse inverse

Annexe A5 : Courbes d'autres corps d'épreuve

Force en fonction des déplacements pour Wo1

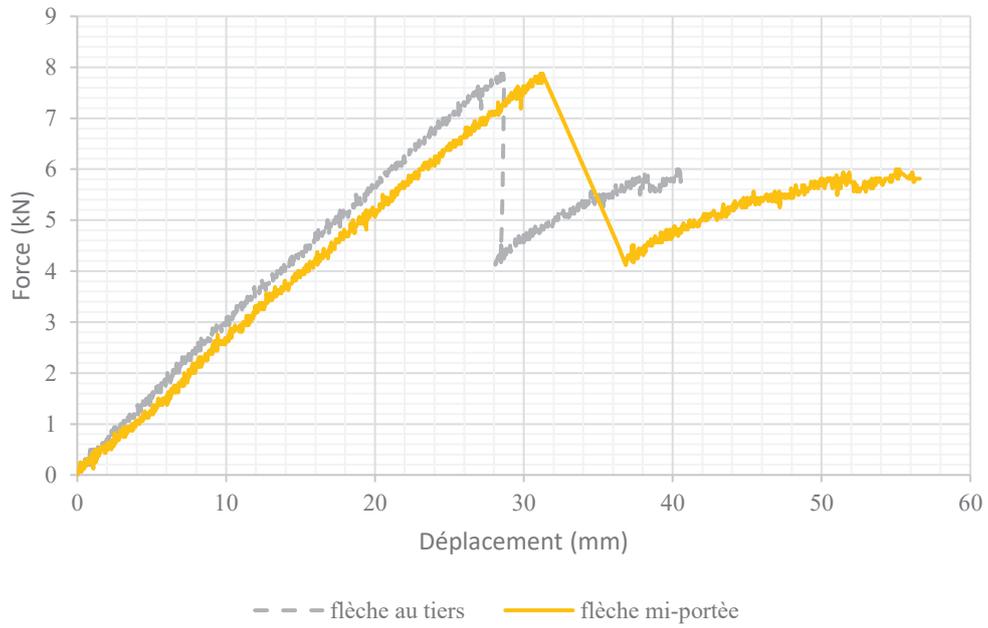


Figure 1 : Force en fonction des déplacements pour la poutre Wo1

Force en fonction des déformations pour Wo1

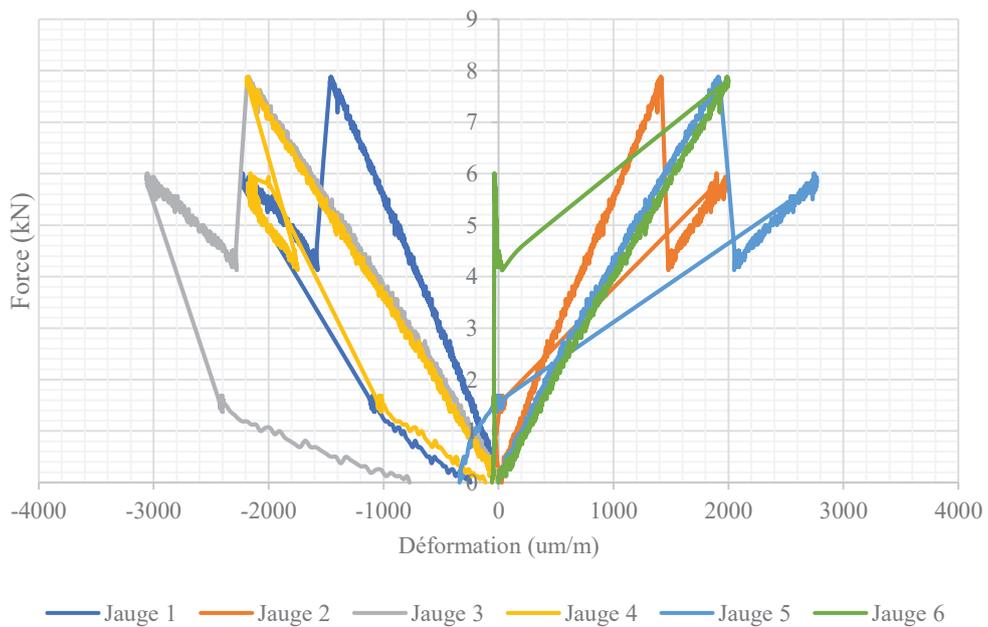


Figure 2 : Force en fonction des déformations pour Wo1

Force en fonction des déplacements pour Co1

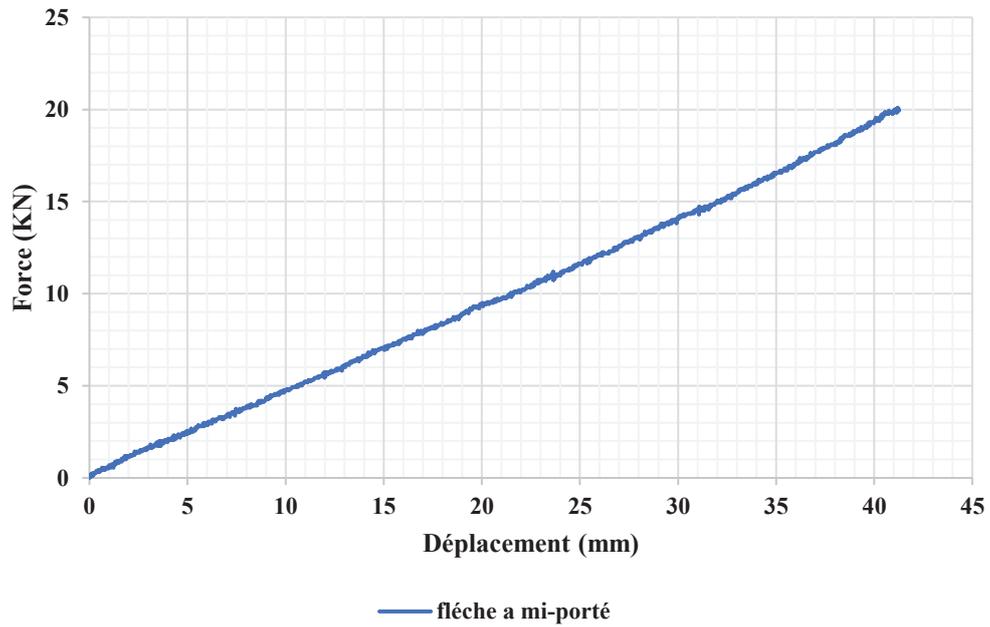


Figure 3 : Force en fonction des déplacements pour la poutre Co1

Force en fonction des déformations pour Co1

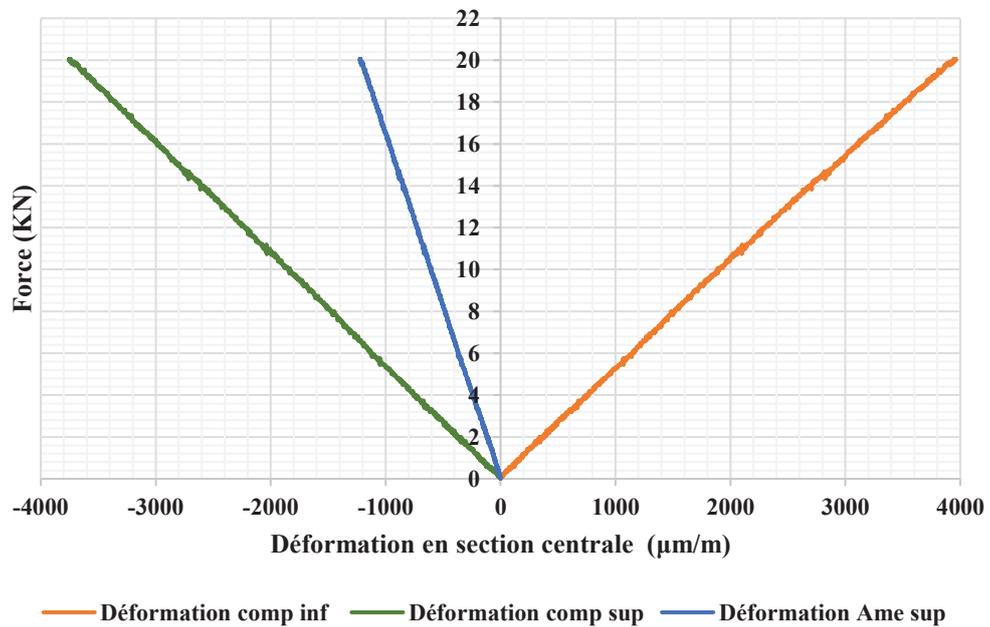


Figure 4 : Force en fonction des déformations pour Co1

Force en fonction des déplacements pour HCW1.1

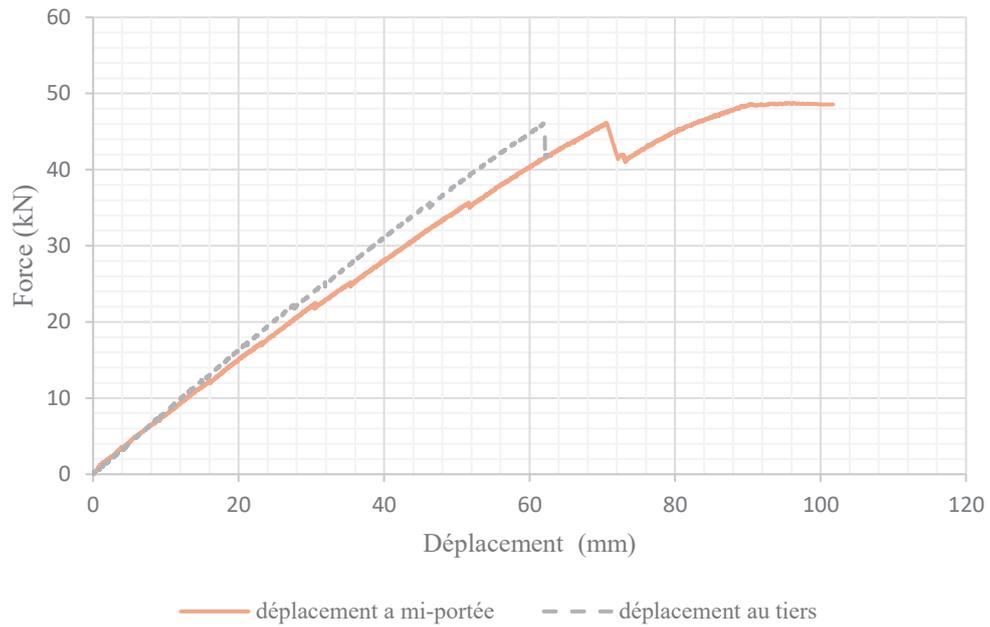


Figure 5 : Force en fonction des déplacements pour la poutre HCW1.1

Force en fonction des déformation HCW1.1

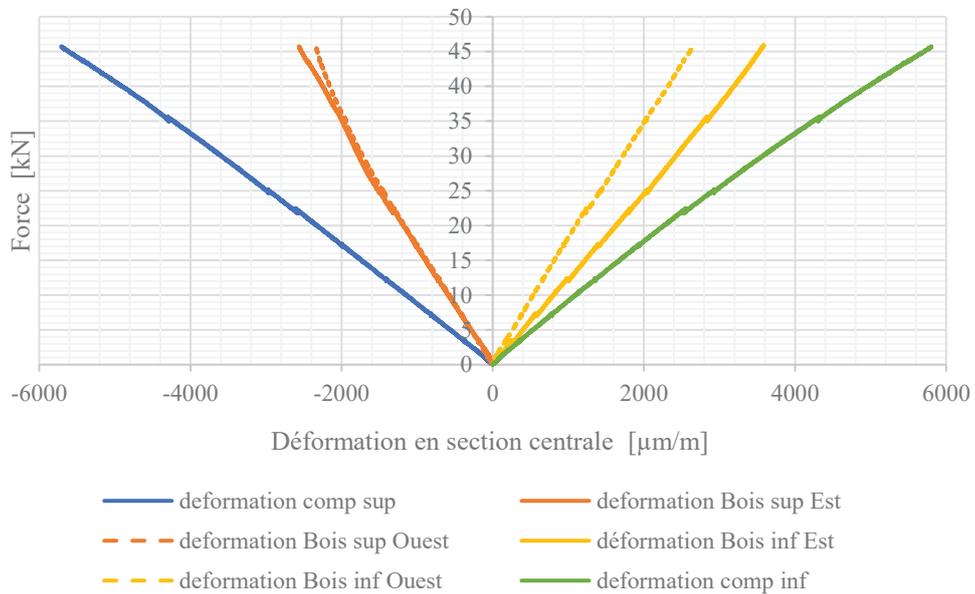


Figure 6 : Force en fonction des déformations pour la poutre HCW1.1

Force en fonction des déplacements HCW2.1

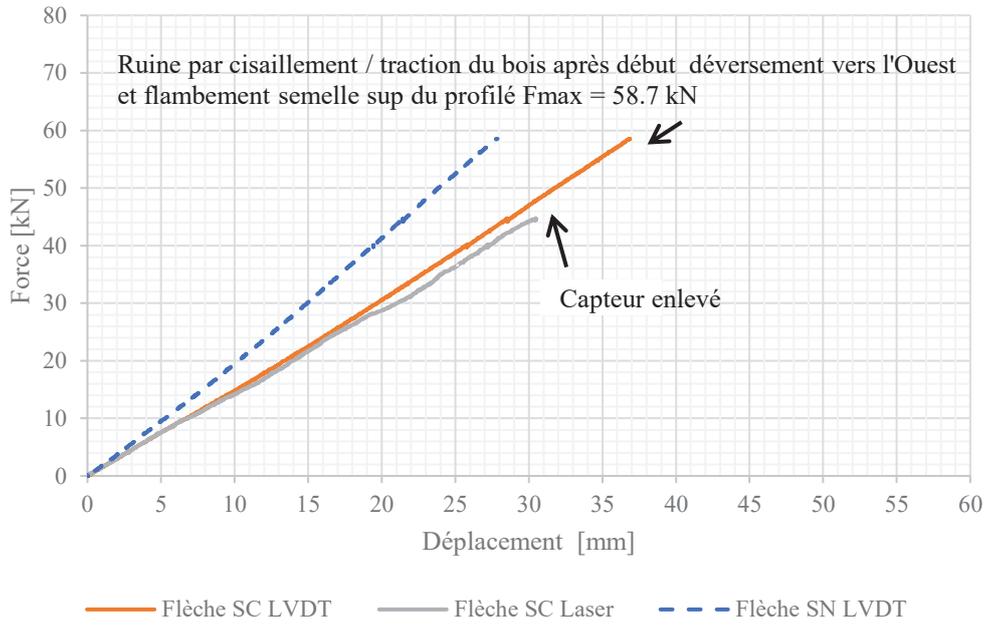


Figure 7 : Force en fonction des déplacements pour la poutre HCW2.1

Force en fonction des déformations HCW2.1

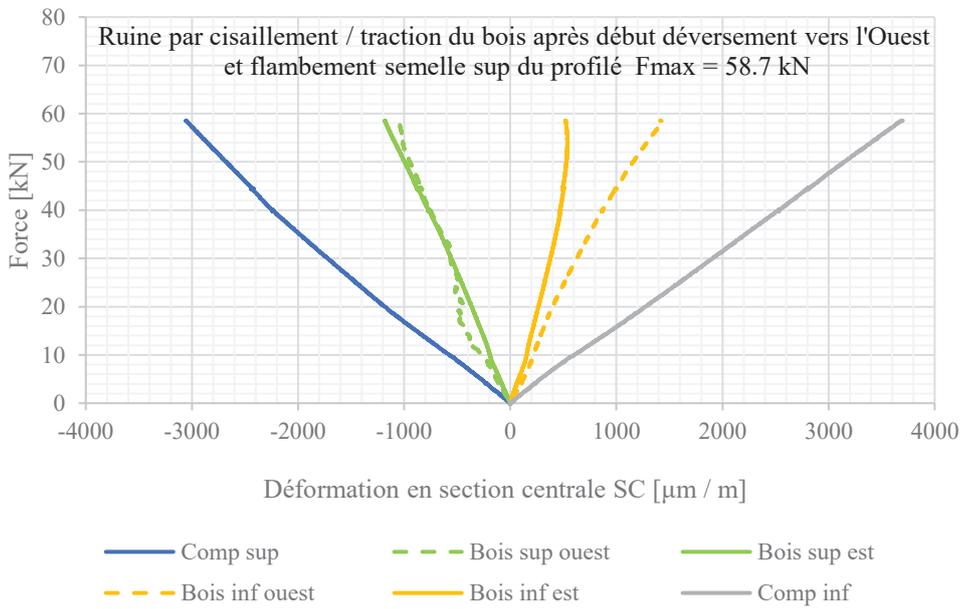


Figure 8 : Force en fonction des déformations pour la poutre HCW2.1

Force en fonction des déplacements horizontaux HCW2.1

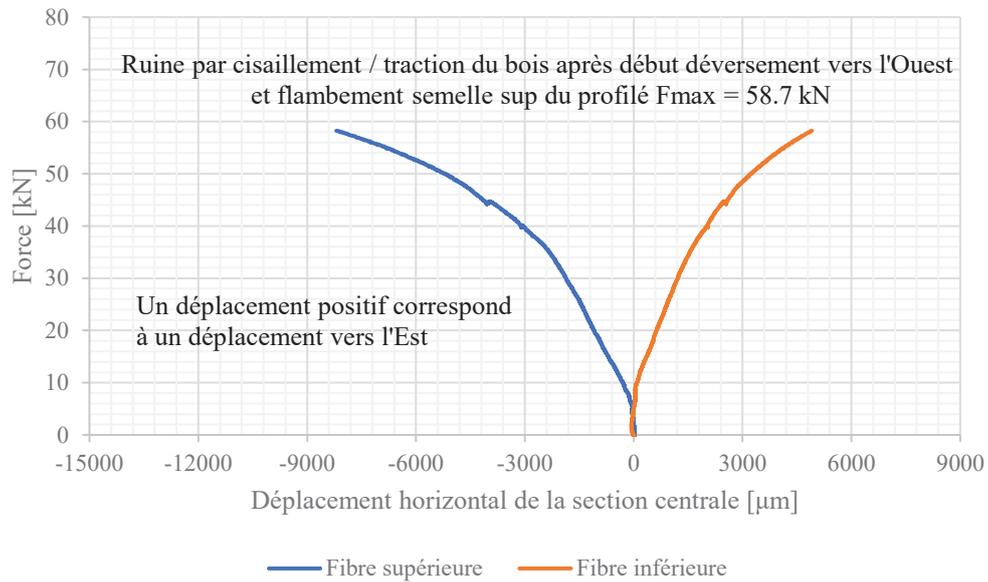


Figure 9 : Force en fonction des déplacements horizontaux pour la poutre HCW2.1

Force en fonction des déplacements HCW3.1

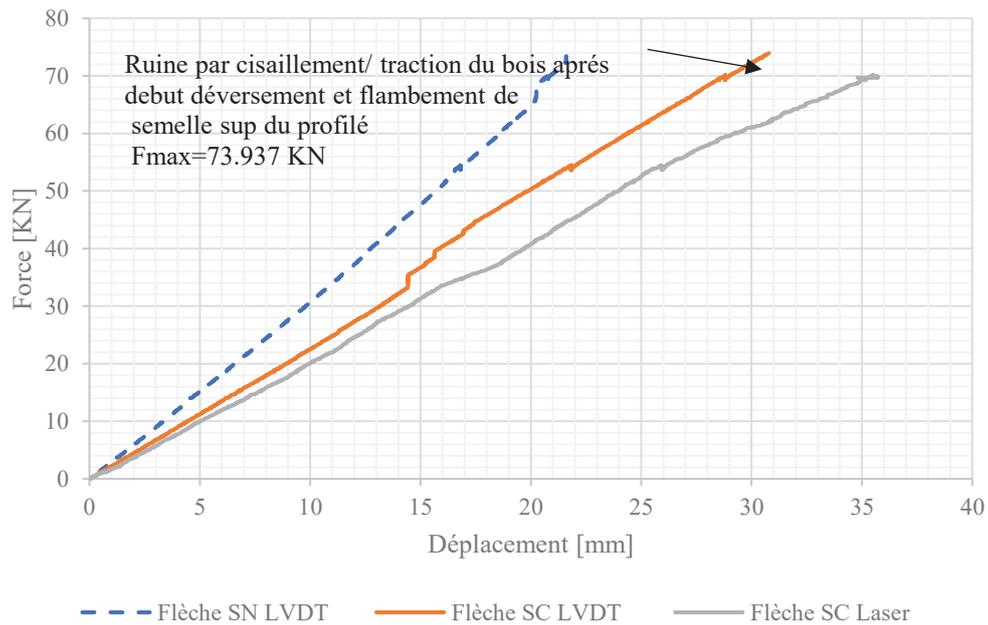


Figure 10 : Force en fonction des déplacements pour la poutre HCW3.1

Force en fonction des déformations HCW3.1

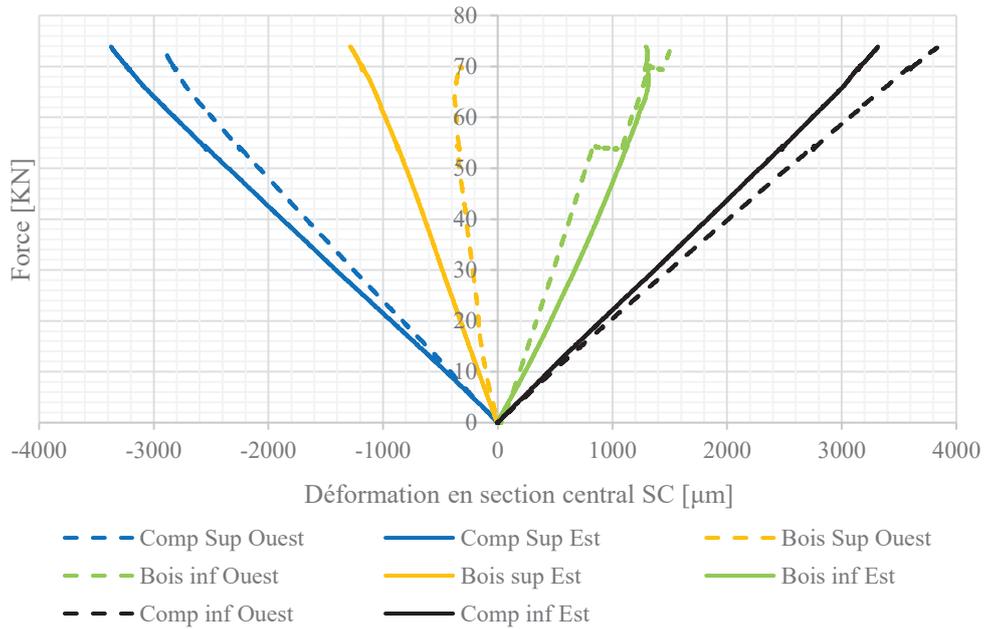


Figure 11 : Force en fonction des déformations pour la poutre HCW3.1

Force en fonction des déplacements horizontaux HCW3.1

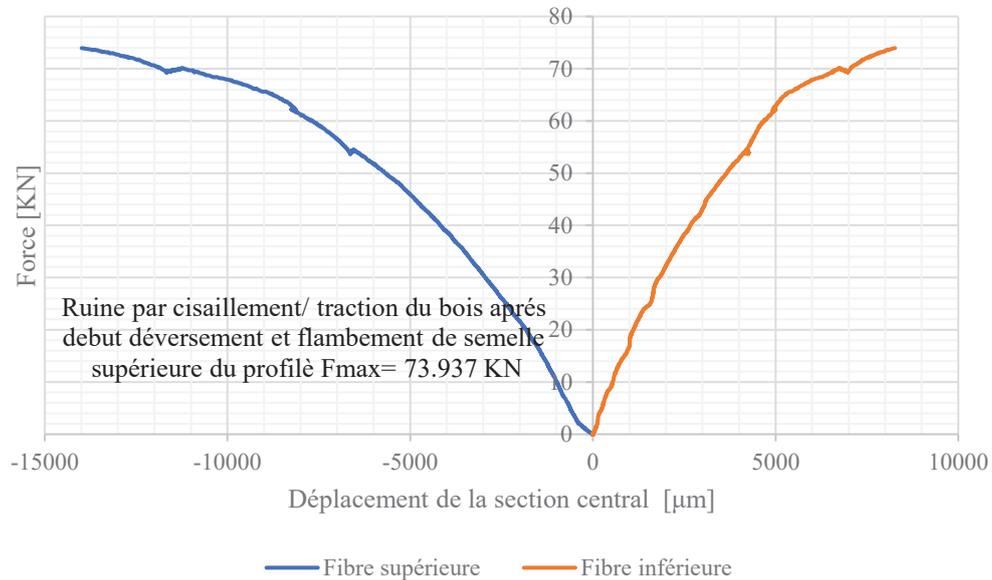


Figure 12 : Force en fonction des déplacements horizontaux pour la poutre HCW3.1

Force en fonction des déplacements poutre HCW1.2

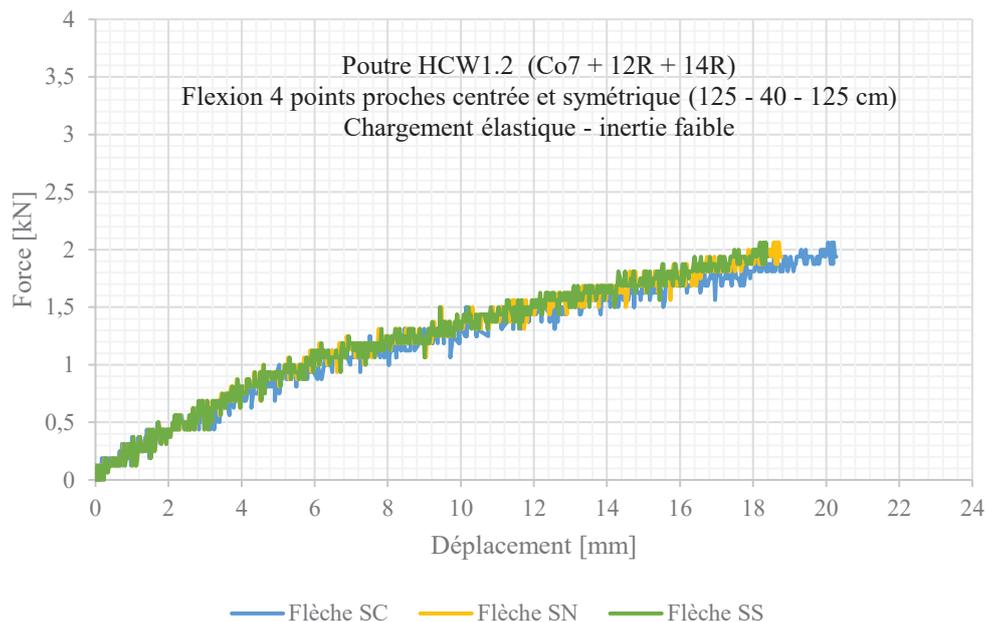


Figure 13 : Force en fonction des déplacements poutre HCW1.2 inertie faible, flexion 4 points proches

Force en fonction des déformations poutre HCW1.2

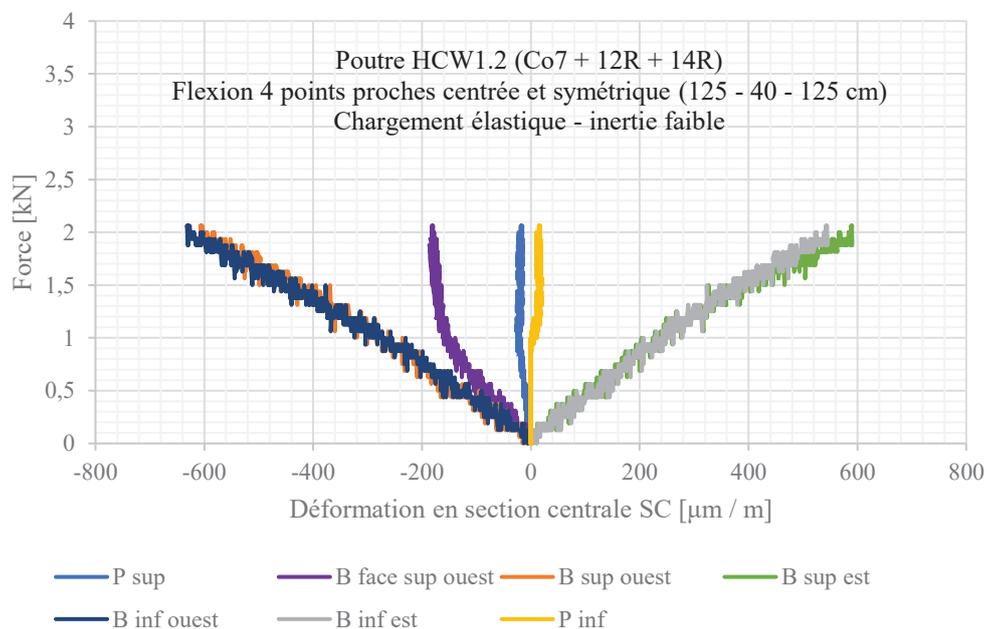


Figure 14 : Force en fonction des déformations poutre HCW1.2 inertie faible, flexion 4 points proches

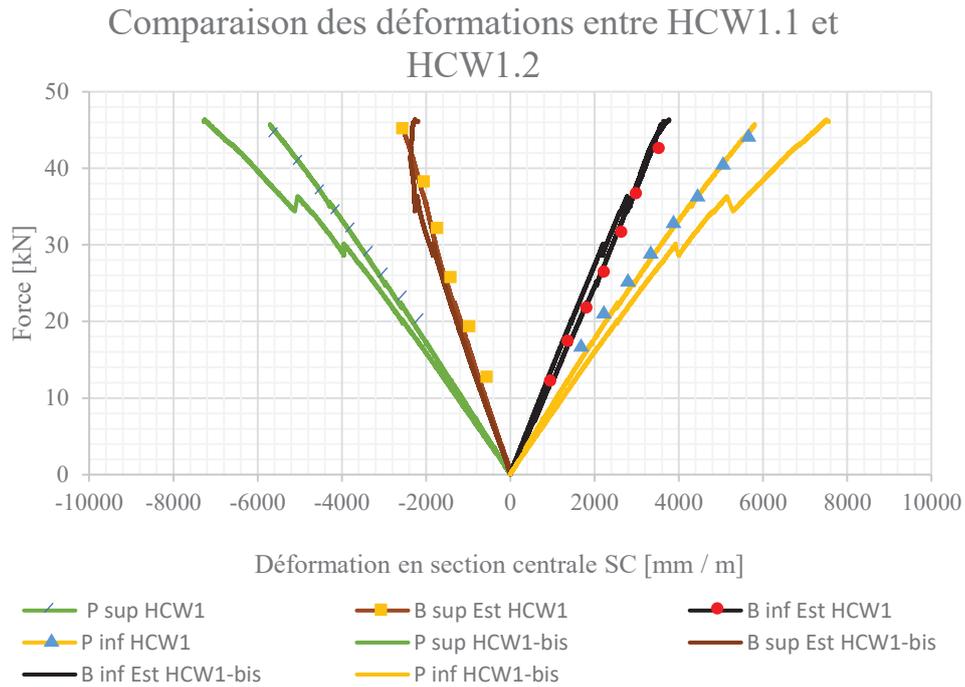


Figure 15 : Comparaison des déformations entre HCW1.1 et HCW1.2

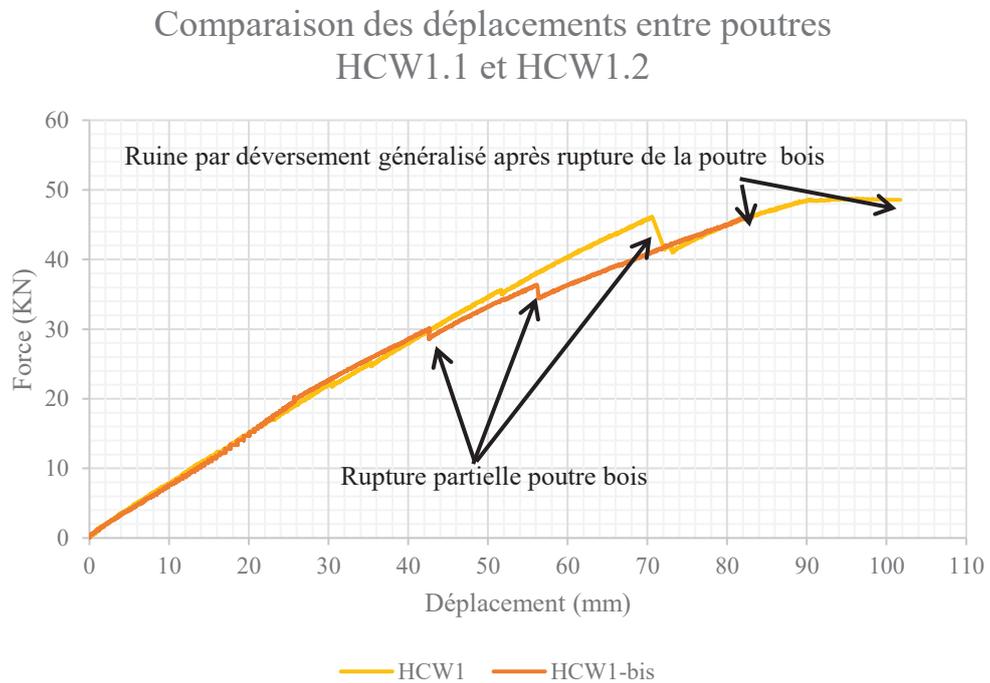


Figure 16 : Comparaison des déplacements entre poutres HCW1.1 et HCW1.2

Force en fonction des déplacements poutre 1

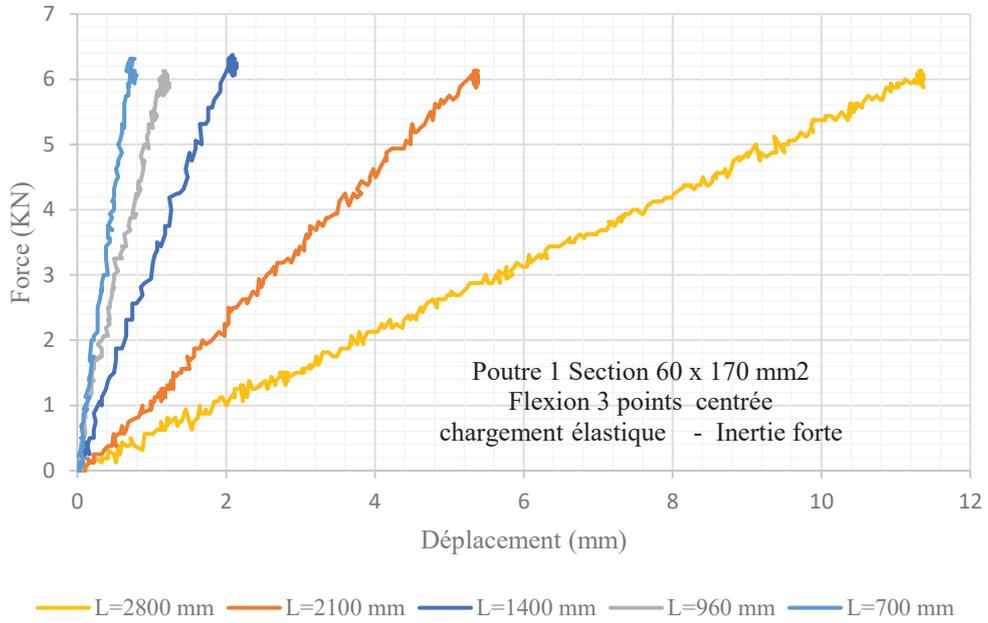


Figure 17 : Analyse inverse en Flexion 3 points poutre 1

Force en fonction des déplacements poutre 2

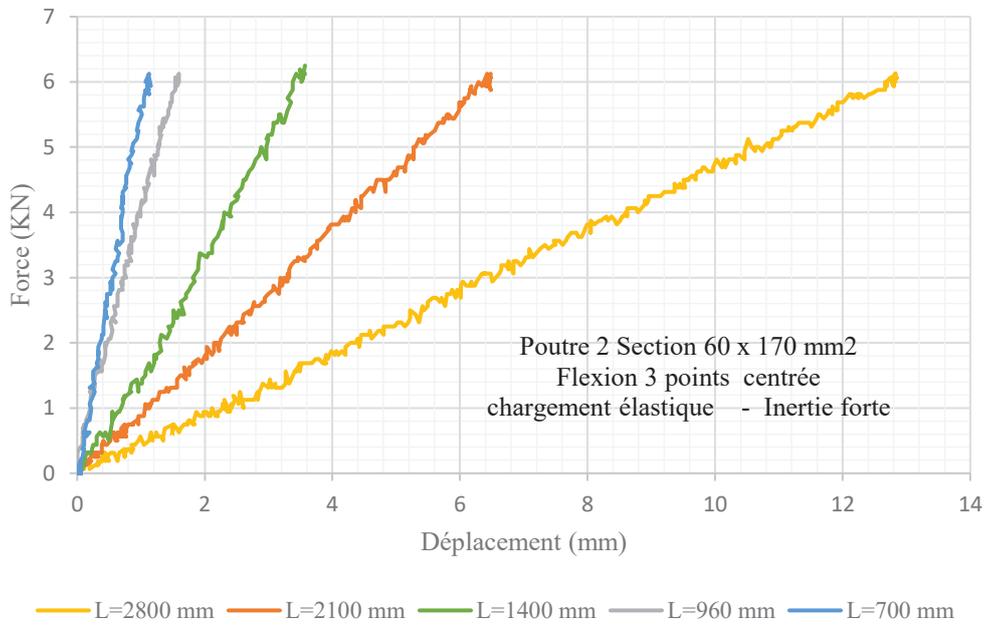


Figure 18 : Analyse inverse en Flexion 3 points poutre 2

Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12

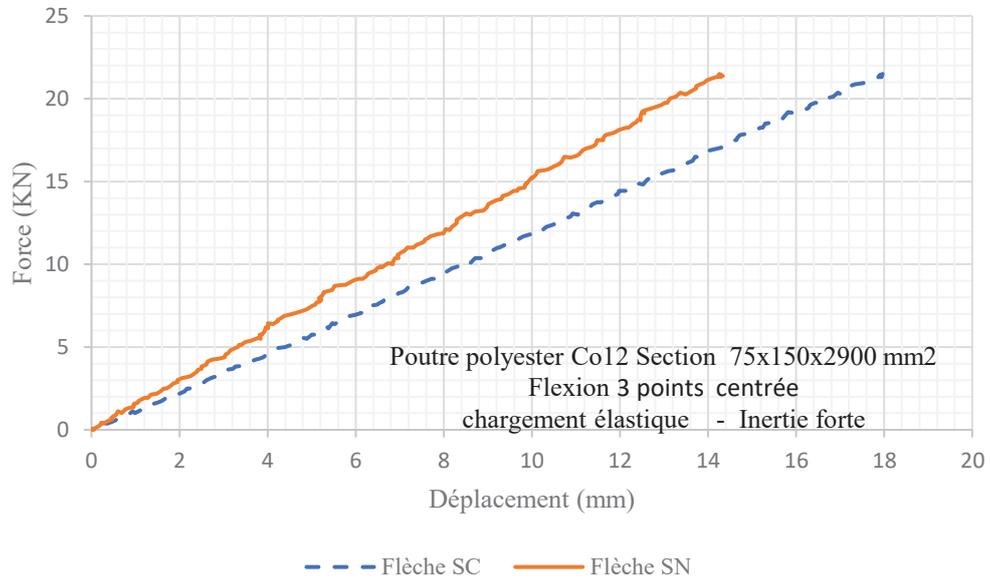


Figure 39 : Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12, flexion 3 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12

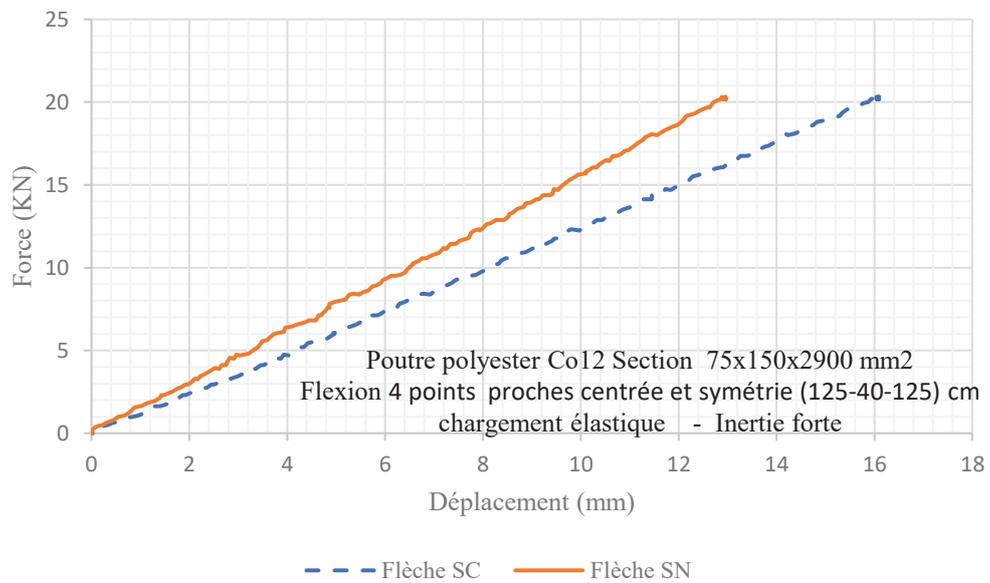


Figure 20 : Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12, flexion 4 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12

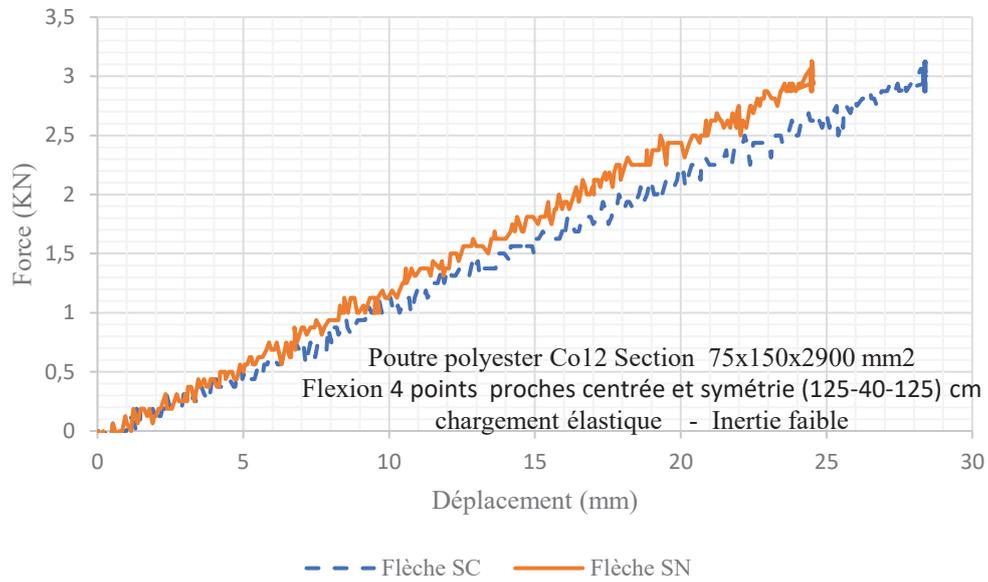


Figure 21 : Force en fonction des déplacements poutre polyester Co12, flexion 4 points inertie faible

Force en fonction des déplacements poutre acrylique Co1, Co7, Co8 et Co10

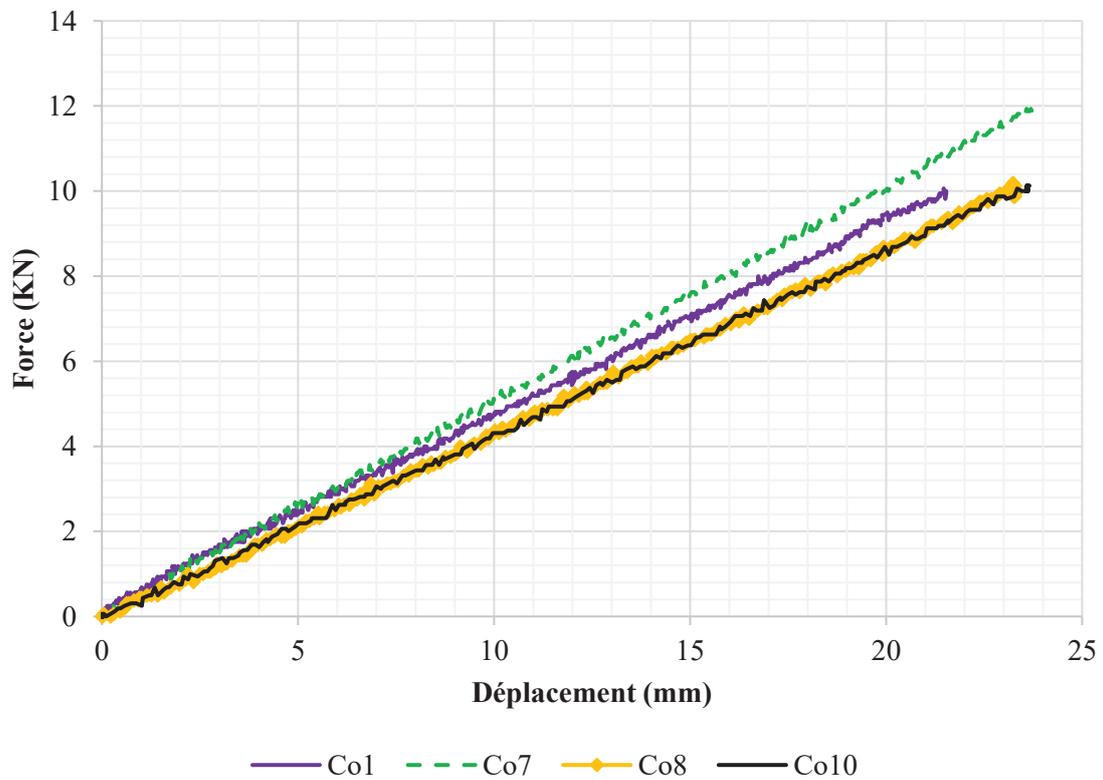


Figure 22 : Comparaison des poutres pultrudés à matrice acryliques, flexion 4 points inertie forte ($L=2900\text{ mm}$)

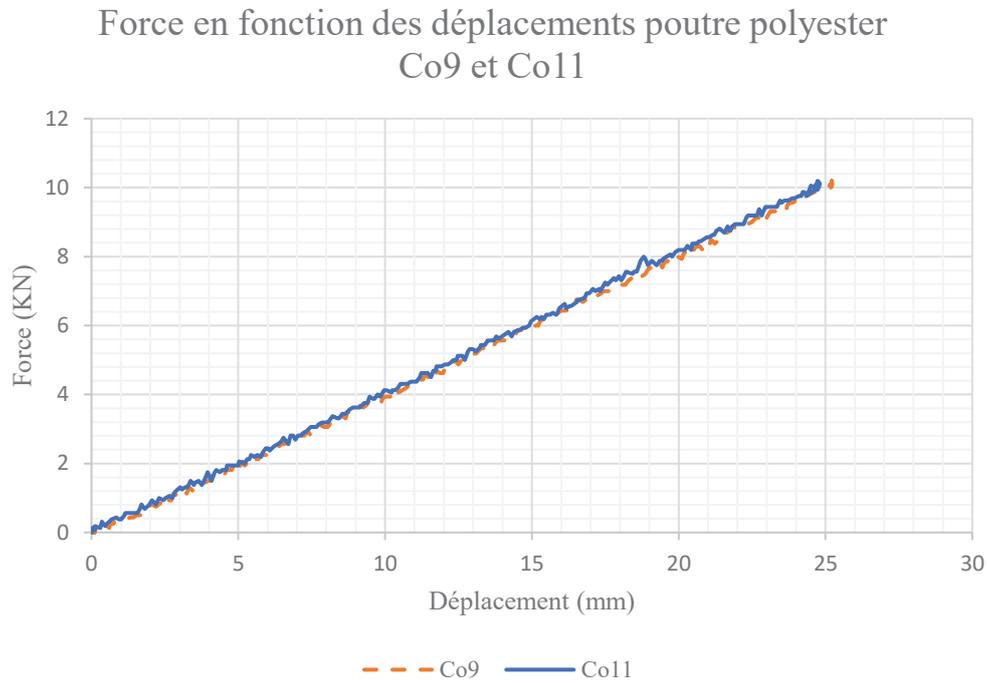


Figure 23 : Comparaison des poutres pultrudés à matrice polyester, flexion 4 points inertie forte ($L=2900\text{ mm}$)

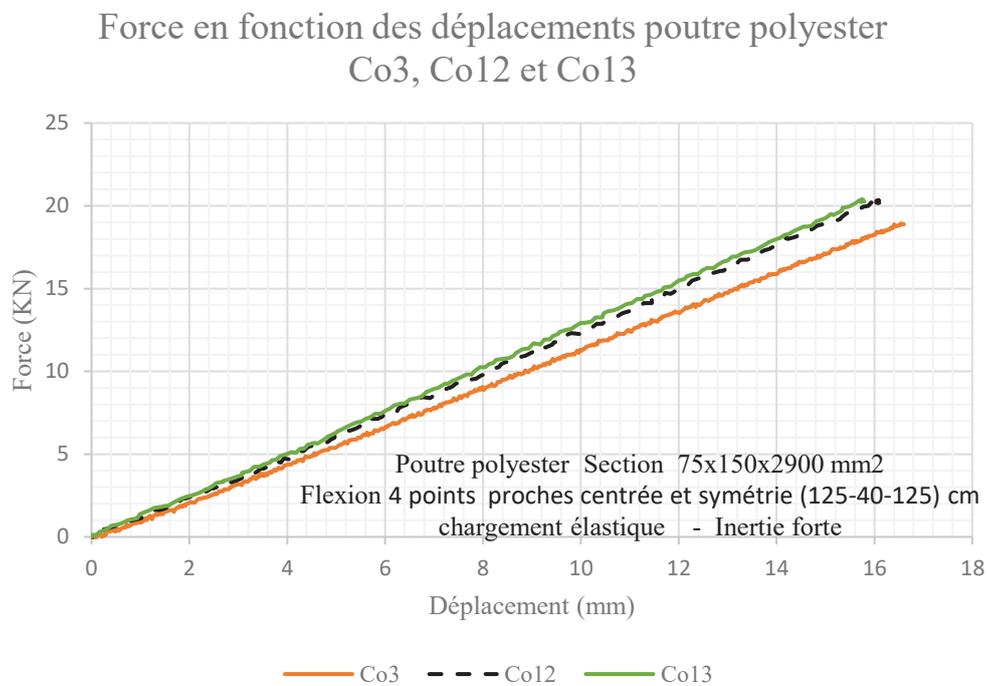


Figure 24 : Comparaison des poutres pultrudés à matrice polyester, flexion 4 points inertie forte ($L=2900\text{ mm}$)

Force en fonction des déplacements poutre 16R

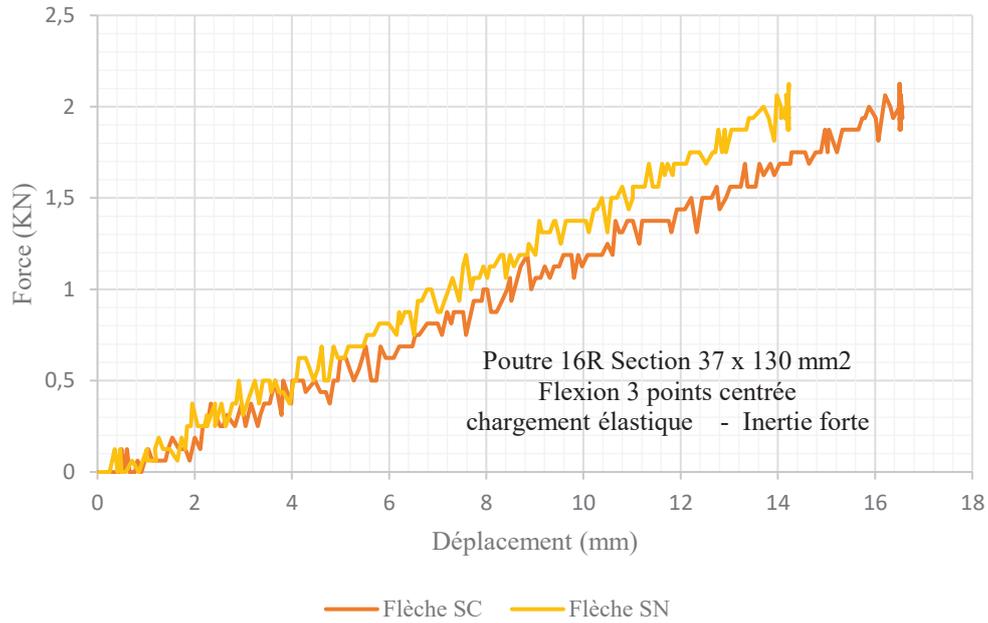


Figure 25 : Force en fonction des déplacements poutre 16R, flexion 3 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre 16R

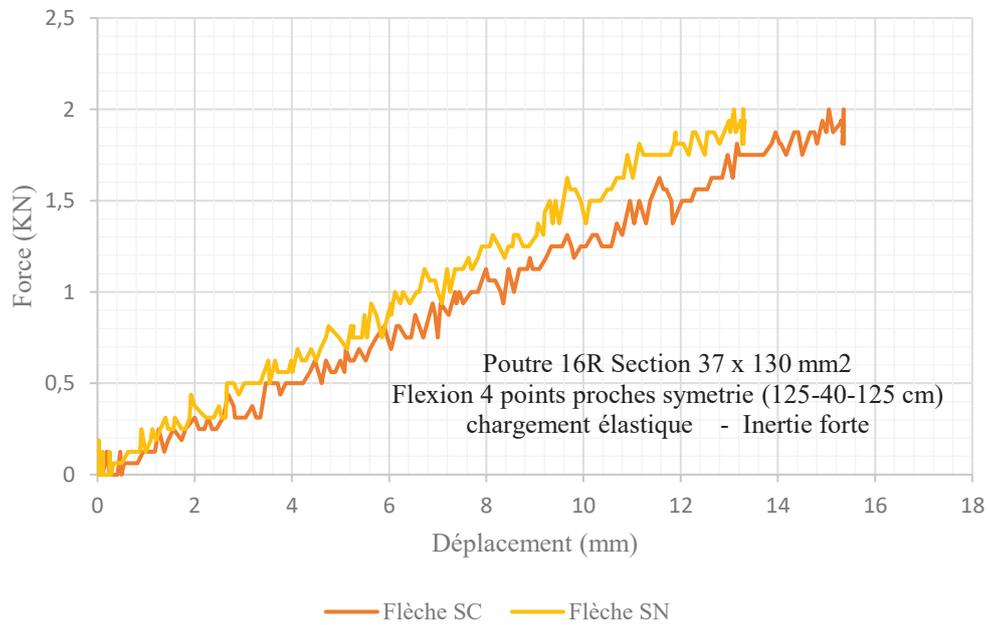


Figure 26 : Force en fonction des déplacements poutre 16R, flexion 4 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre 16R

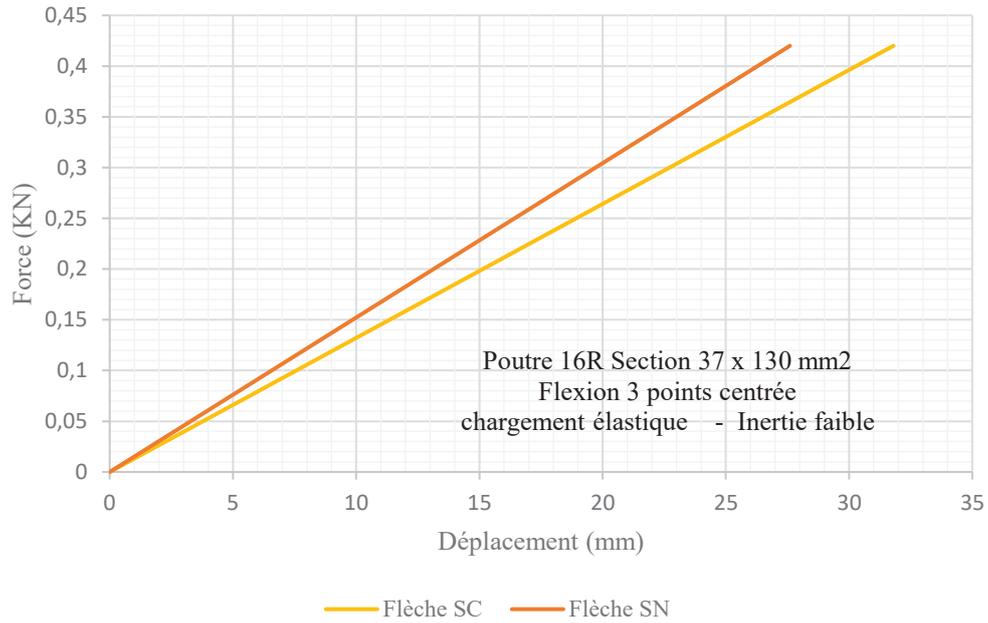


Figure 27 : Force en fonction des déplacements poutre 16R, flexion 3 points inertie faible

Force en fonction des déplacements poutre 1-7

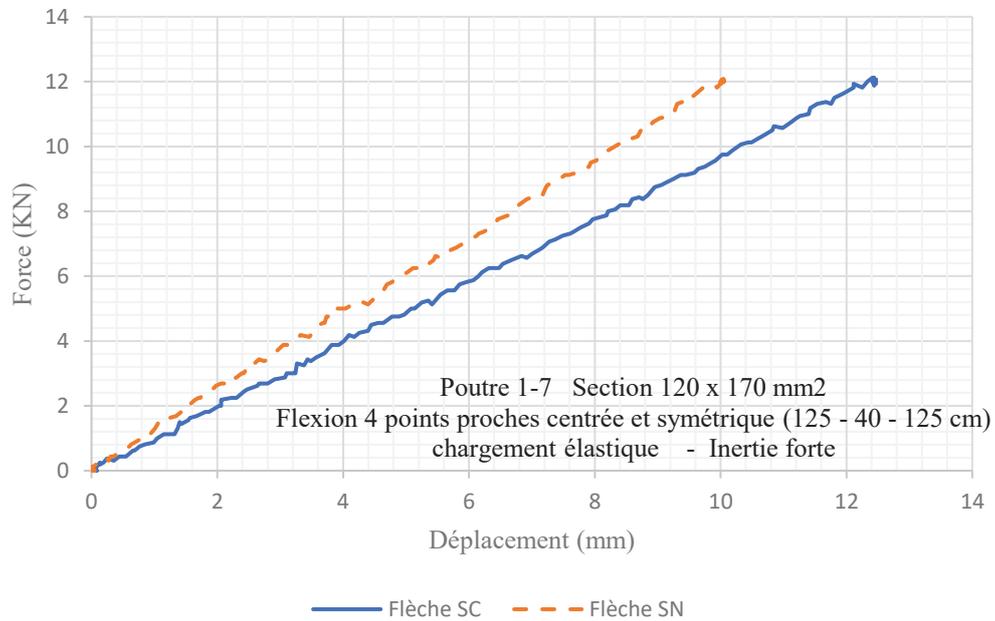


Figure 28 : Force en fonction des déplacements poutre 1/7, flexion 4 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre 1-7

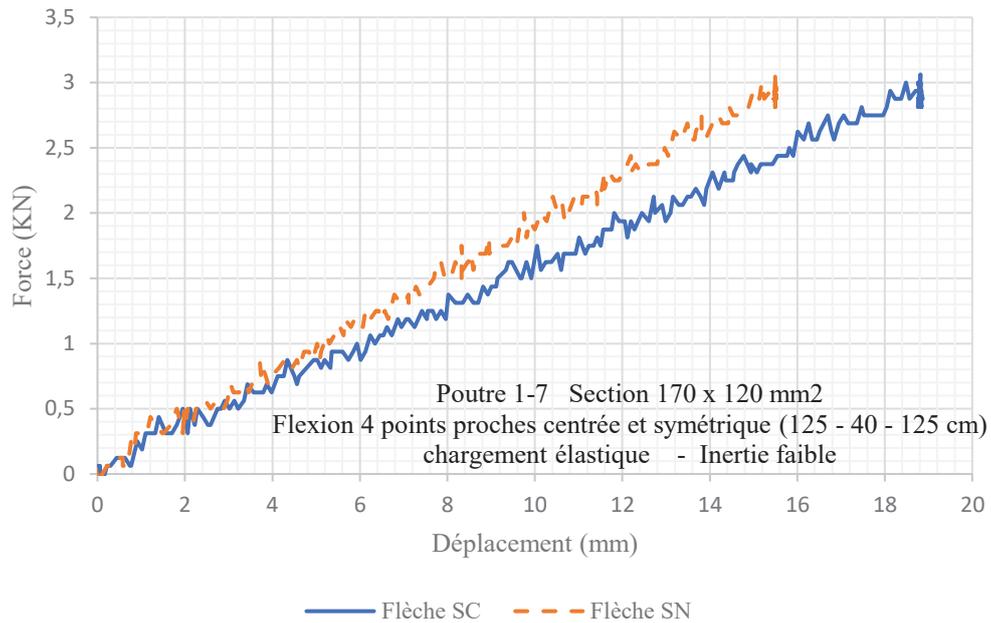


Figure 29 : Force en fonction des déplacements poutre 1/7, flexion 4 points inertie faible

Force en fonction des déplacements poutre 1R-7R

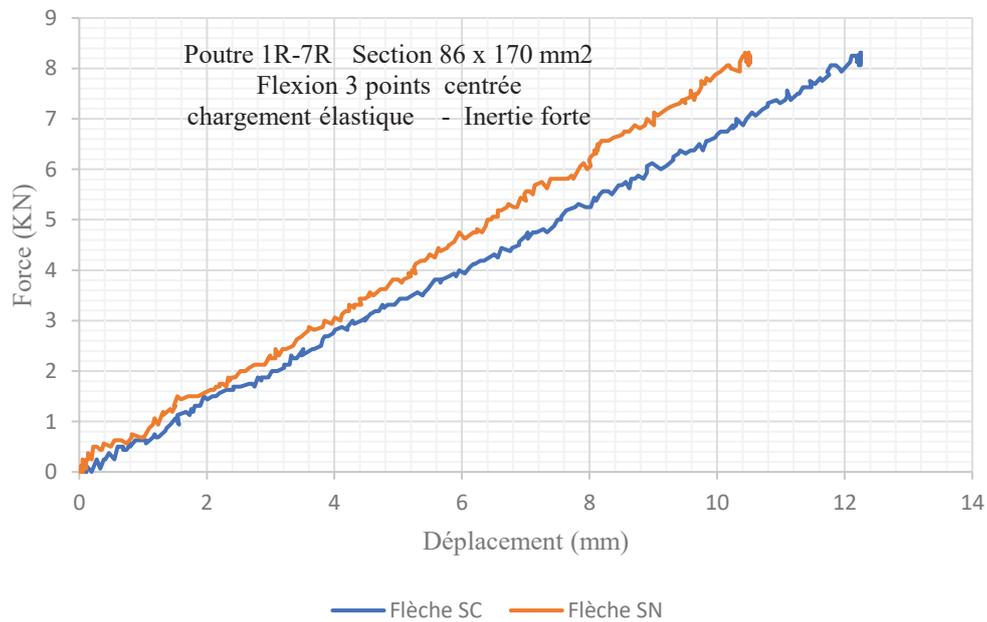


Figure 30 : Force en fonction des déplacements poutre 1R/7R, flexion 3 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre 1R-7R

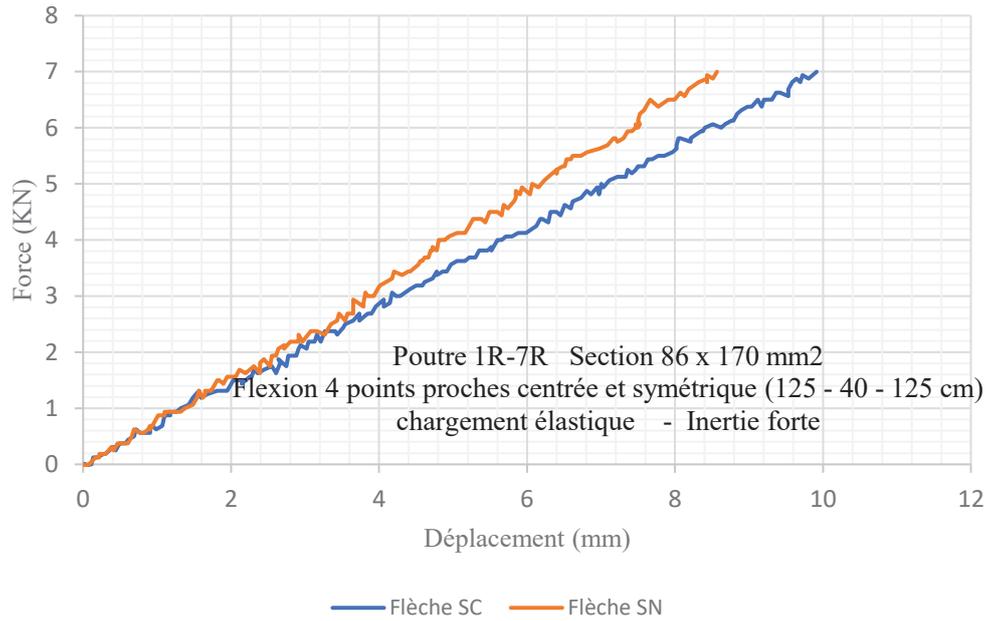


Figure 4 : Force en fonction des déplacements poutre 1R/7R, flexion 4 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre 1R-7R

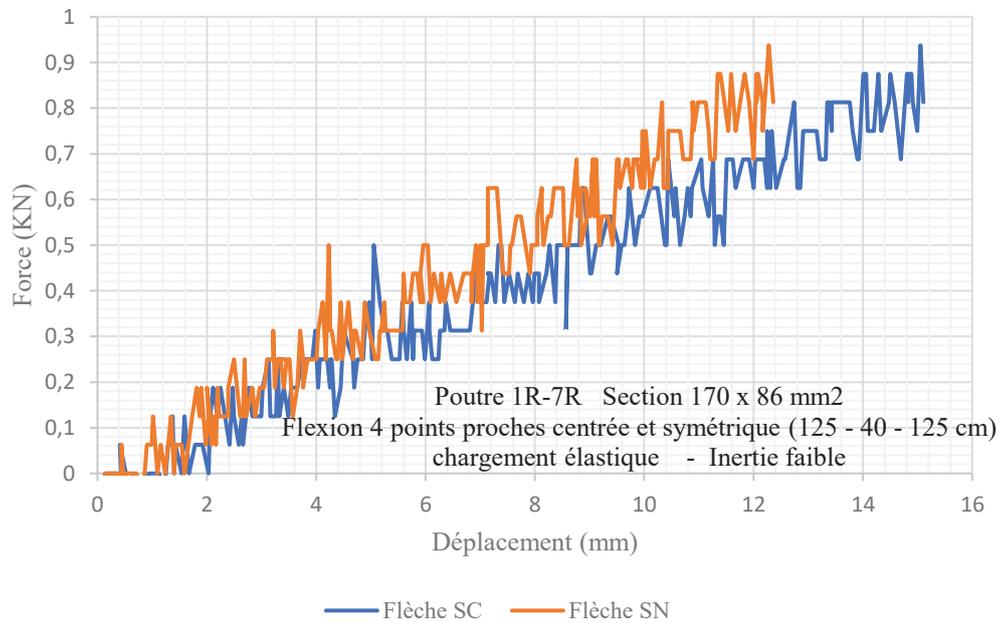


Figure 32 : Force en fonction des déplacements poutre 1R/7R, flexion 4 points inertie faible

Force en fonction des déplacements poutre 5

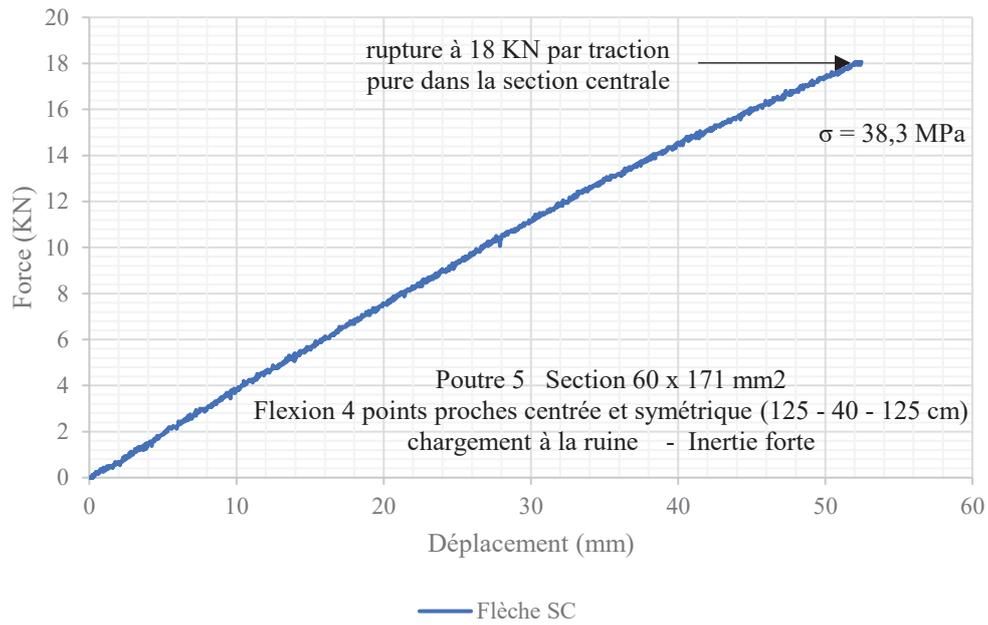


Figure 33 : Force en fonction des déplacements poutre 5, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des déformations poutre 5

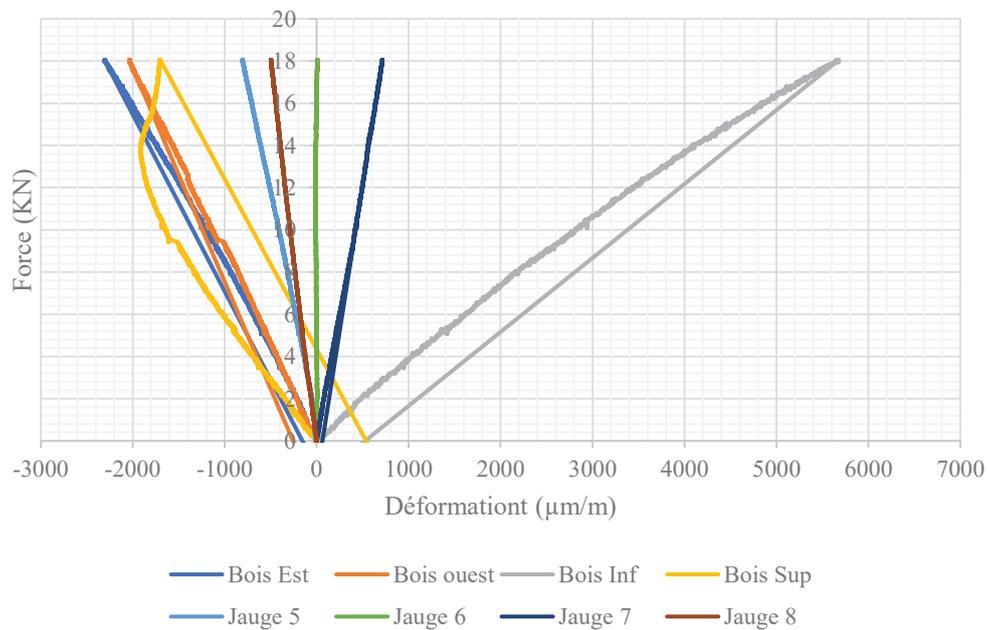


Figure 34 : Force en fonction des déformations poutre 5, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des rotations poutre 5

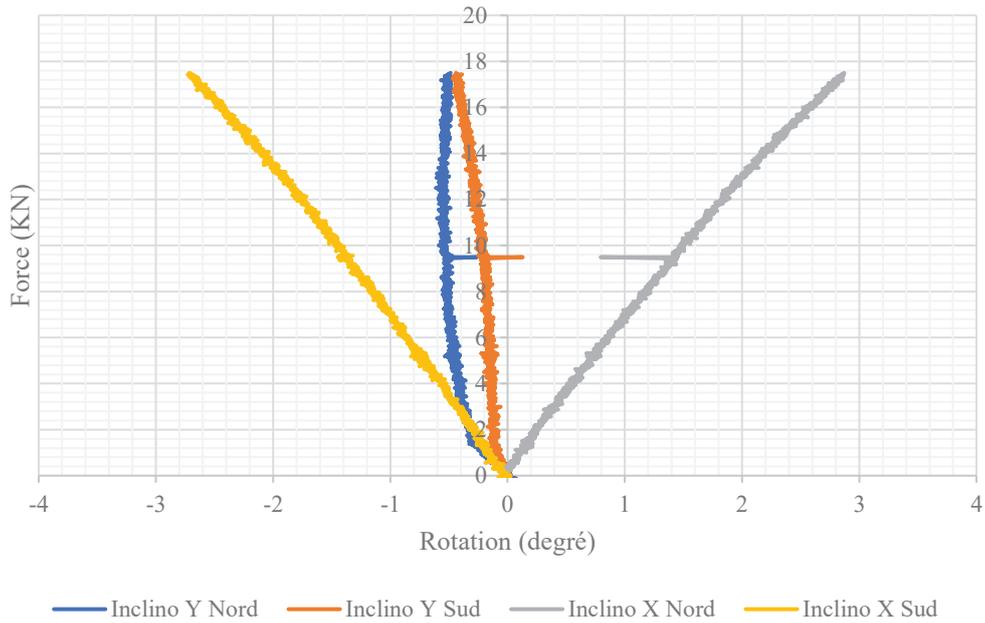


Figure 35 : Force en fonction des rotations poutre 5, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des déplacements poutre 4R/9R

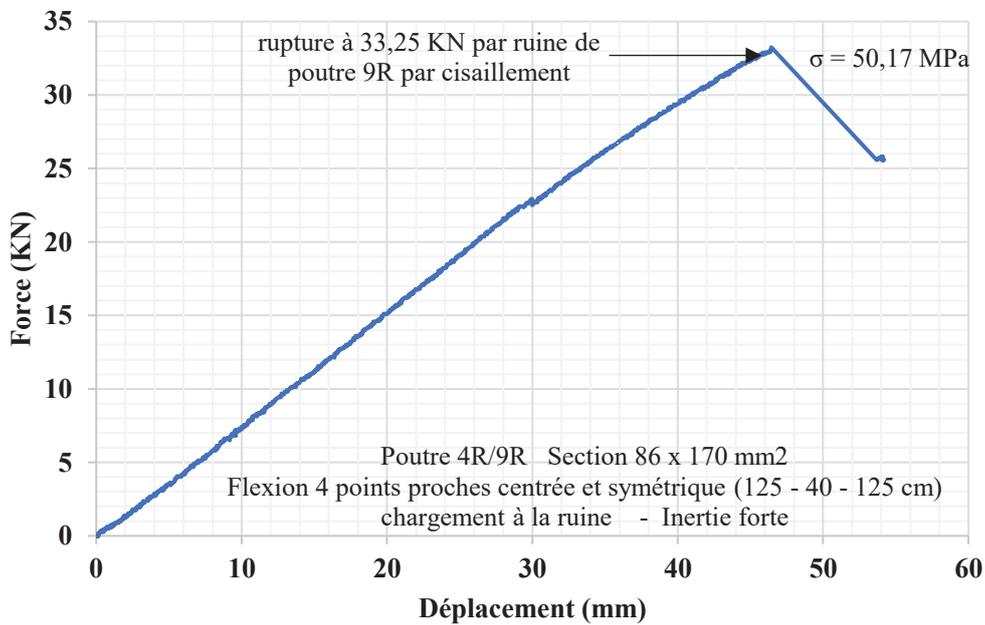


Figure 36 : Force en fonction des déplacements poutre 4R/9R, flexion 4 points inertie forte jusqu'à rupture

Force en fonction des déformations poutre 4R/9R

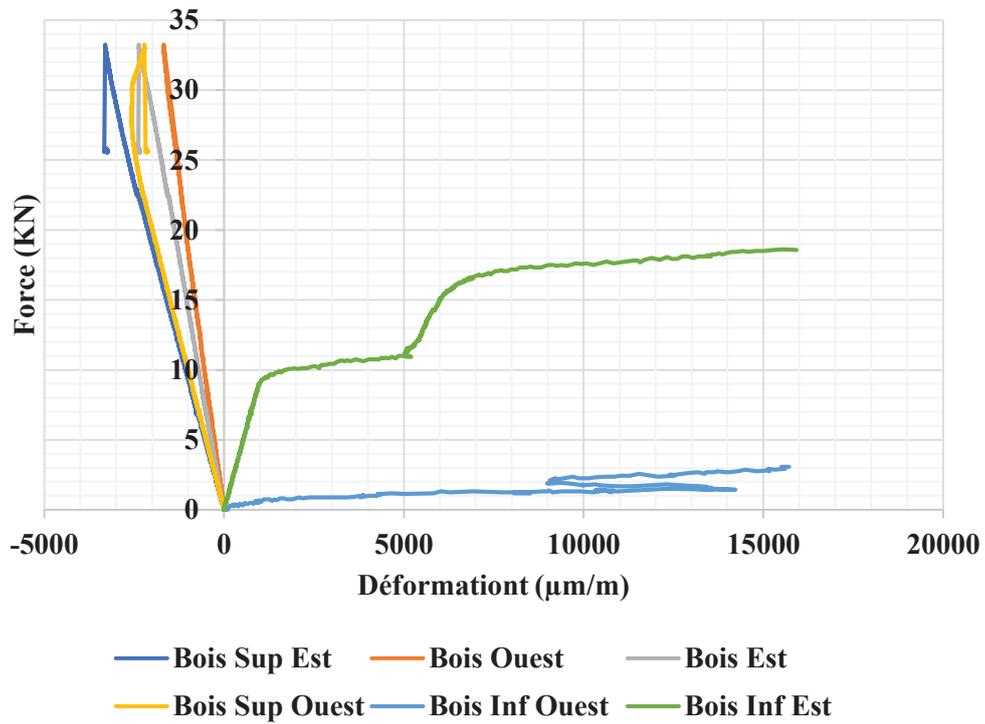


Figure 37 : Force en fonction des déformations poutre 4R/9R, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des rotations poutre 4R/9R

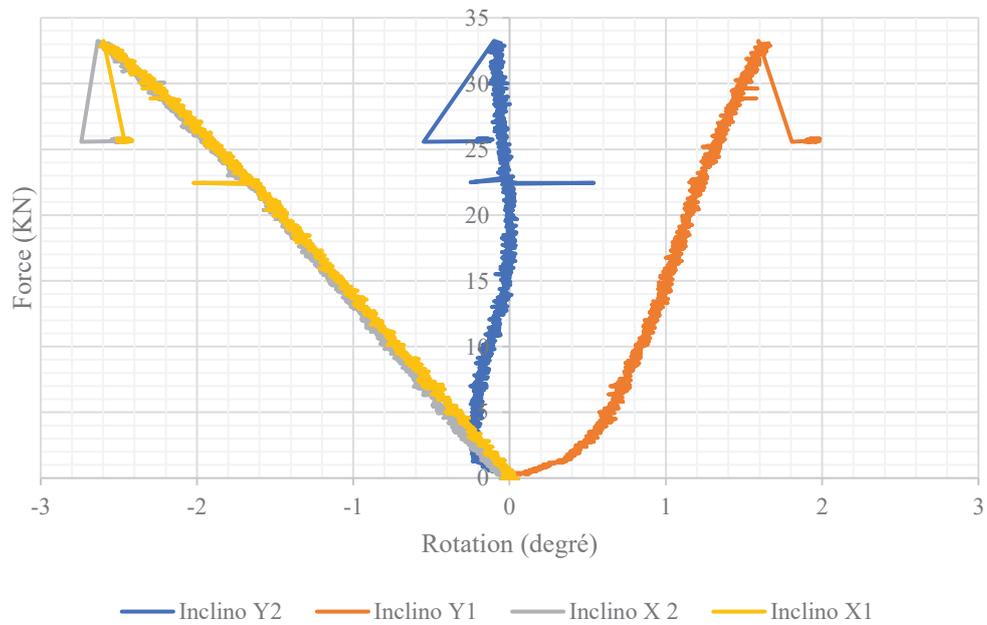


Figure 38 : Force en fonction des rotations poutre 4R/9R, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des déplacements poutre 4R

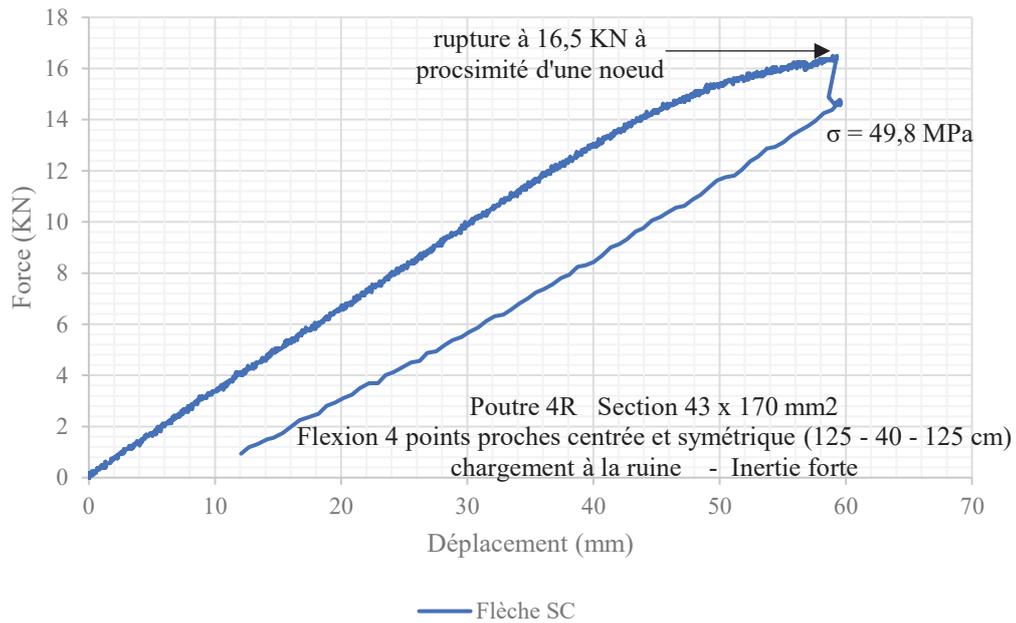


Figure 39 : Force en fonction des déplacements poutre 4R, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des déformations poutre HCW3.2

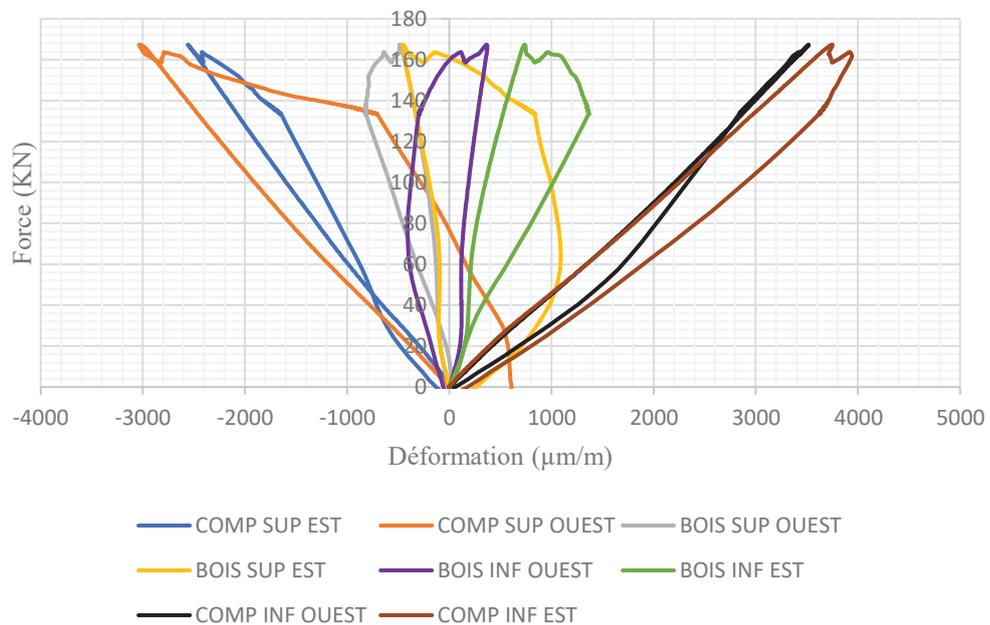


Figure 40 : Force en fonction des déformations poutre HCW3.2, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des rotations poutre HCW3.2

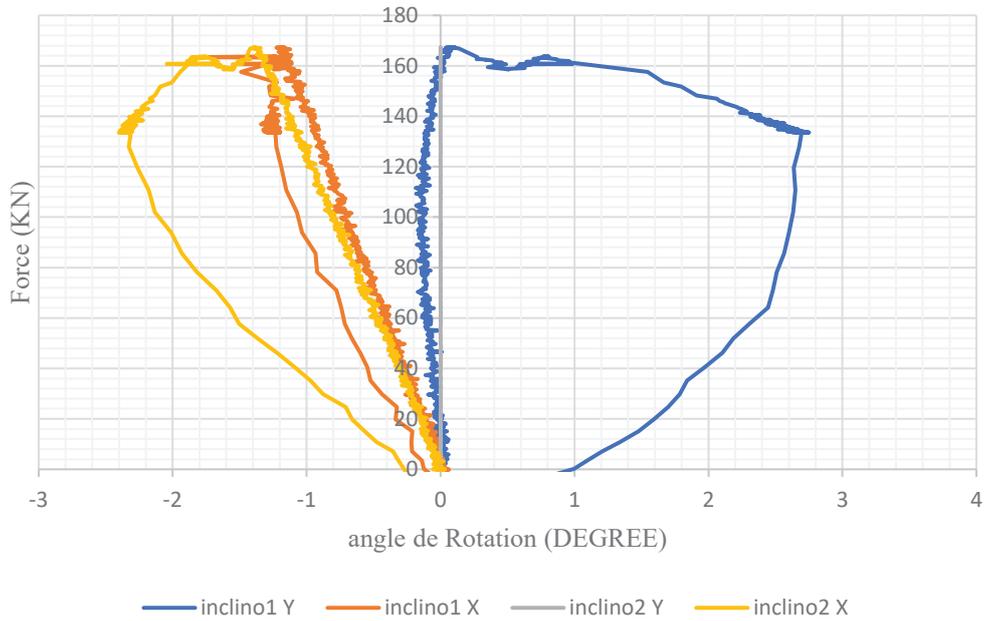


Figure 41 : Force en fonction des rotations poutre HCW3.2, flexion 4 points inertie forte jusqu'à ruine

Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1

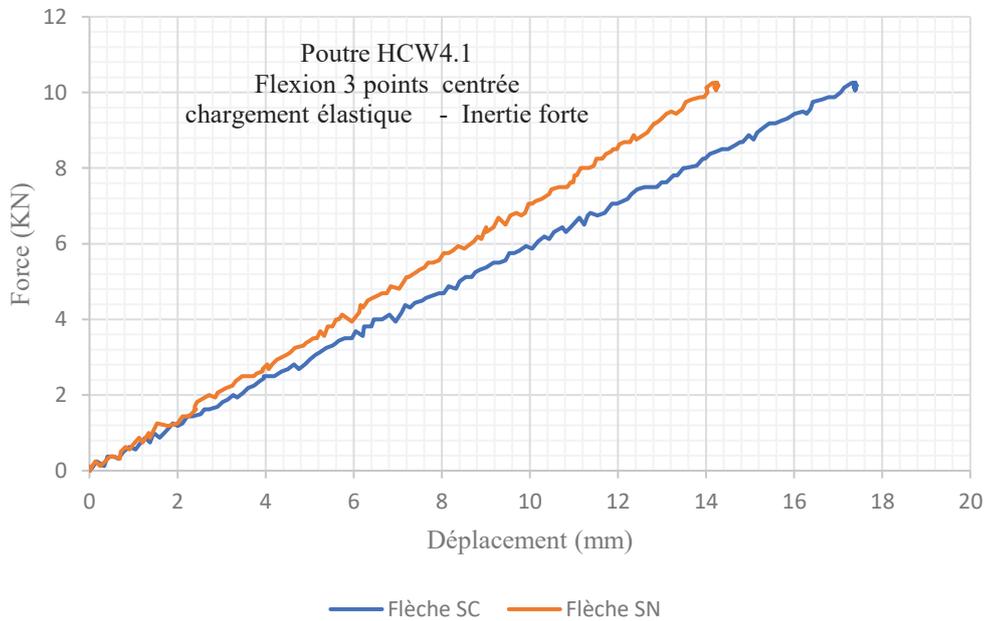


Figure 42 : Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1, flexion 3 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1

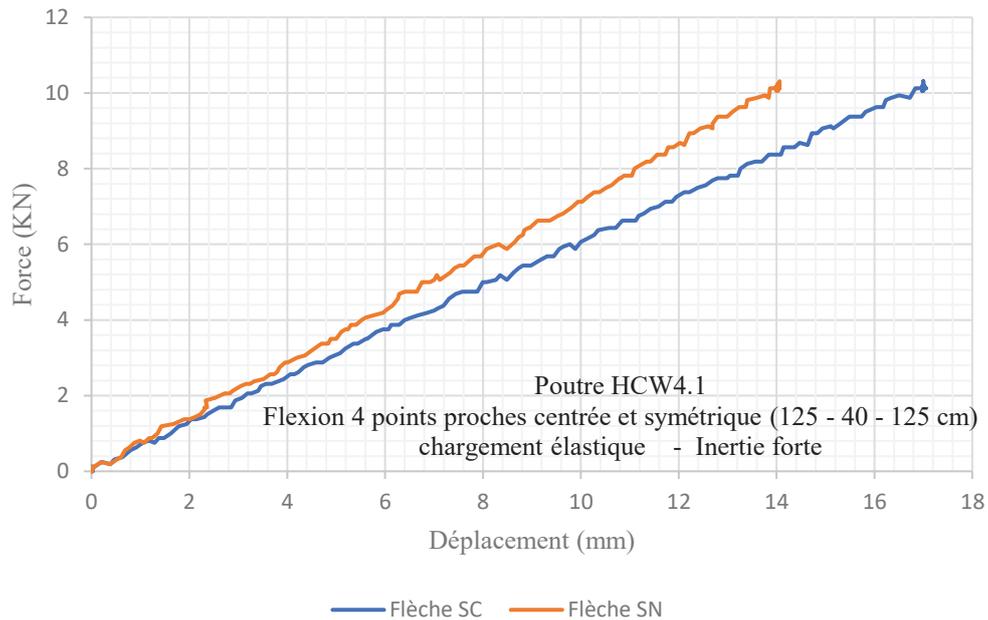


Figure 43 : Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1, flexion 4 points inertie forte

Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1

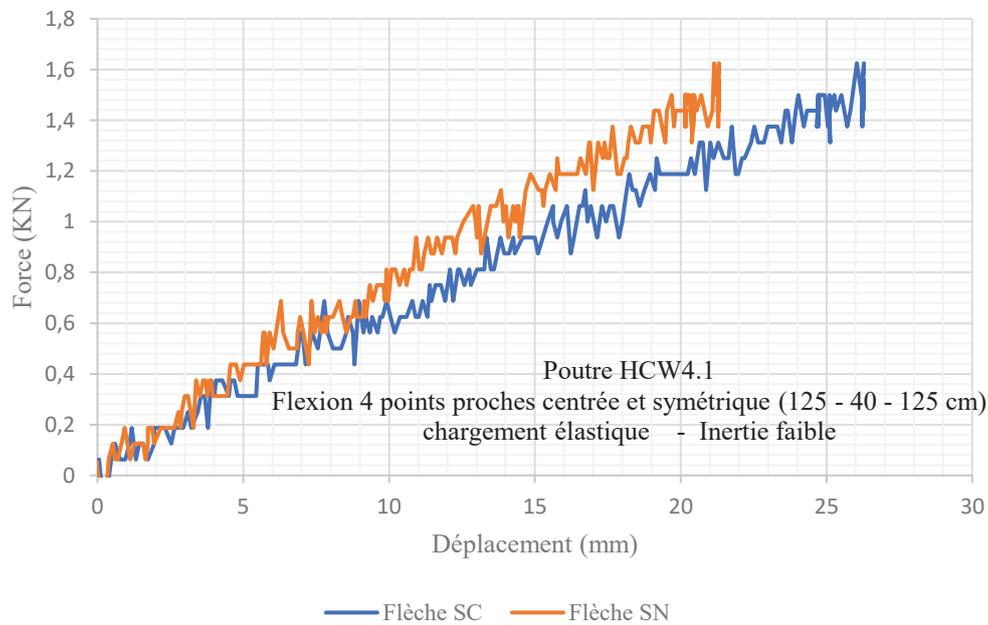


Figure 44 : Force en fonction des déplacements poutre HCW4.1, flexion 4 points inertie faible

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 1

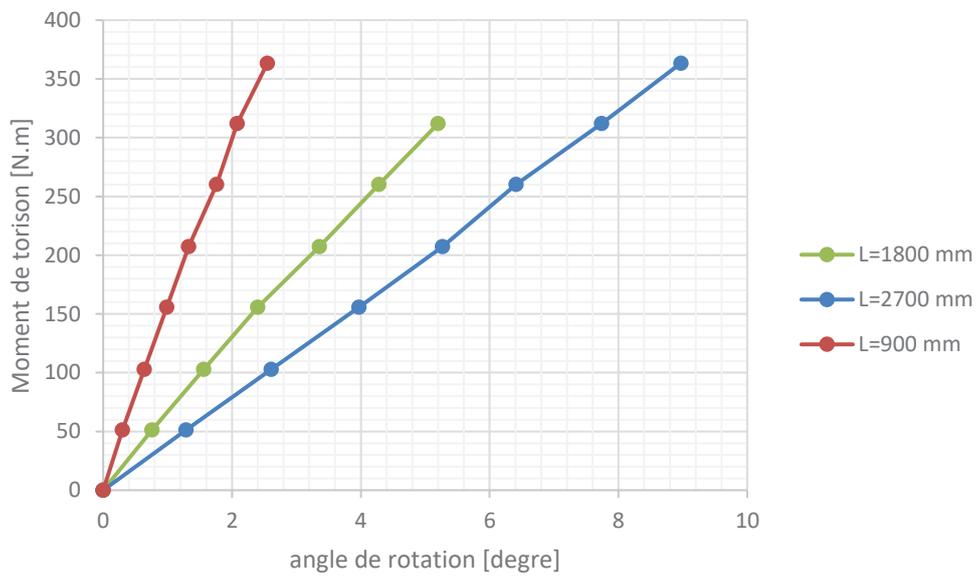


Figure 45 : Moment en fonction des rotations poutre 1

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 2

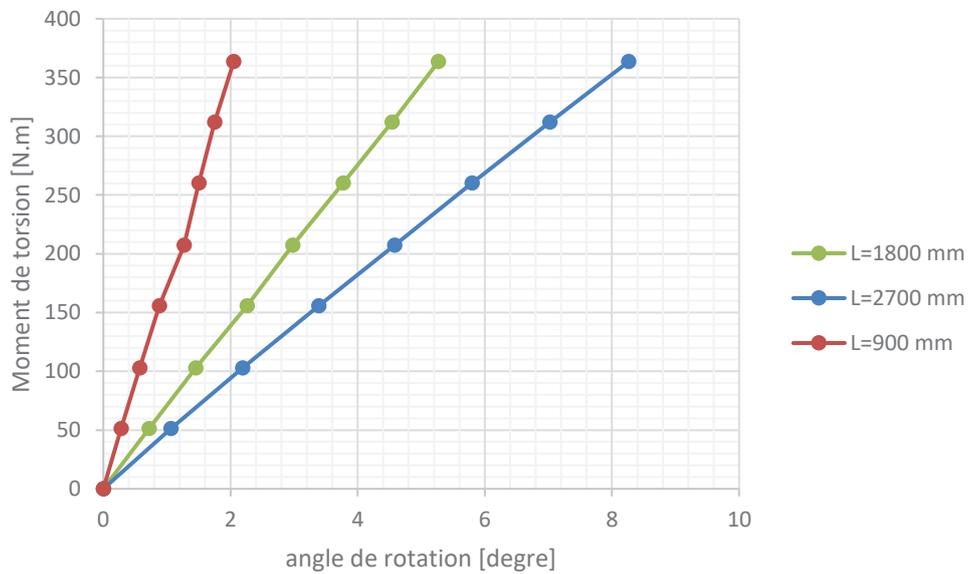


Figure 46 : Moment en fonction des rotations poutre 2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre 1R

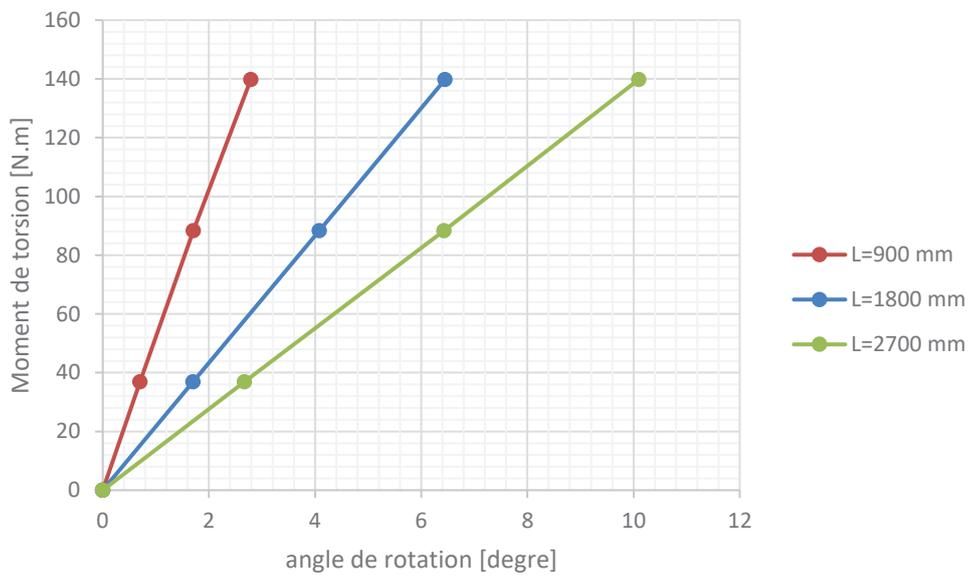


Figure 47: Moment en fonction des rotations poutre 1R

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre 4R

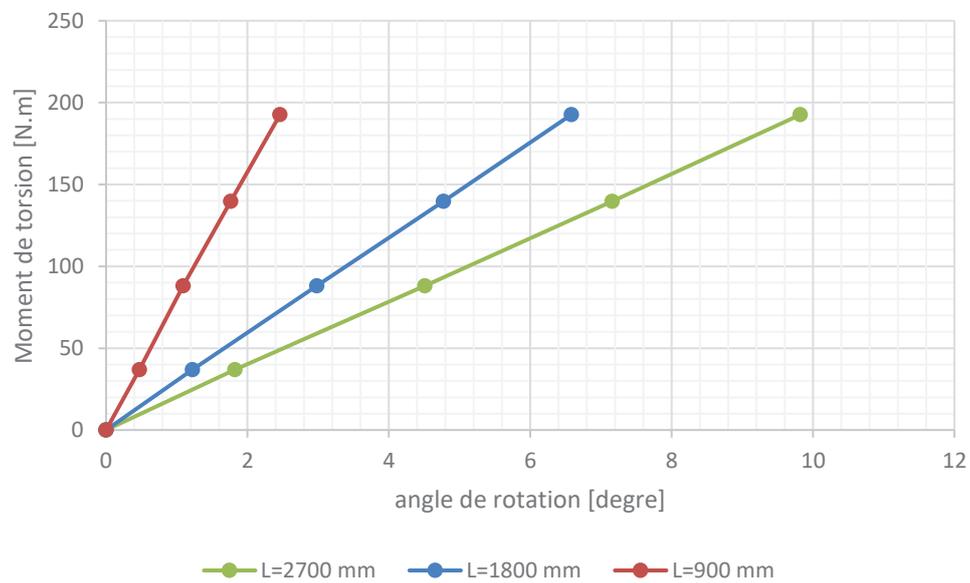


Figure 48 : Moment en fonction des rotations poutre 4R

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 1 et 7

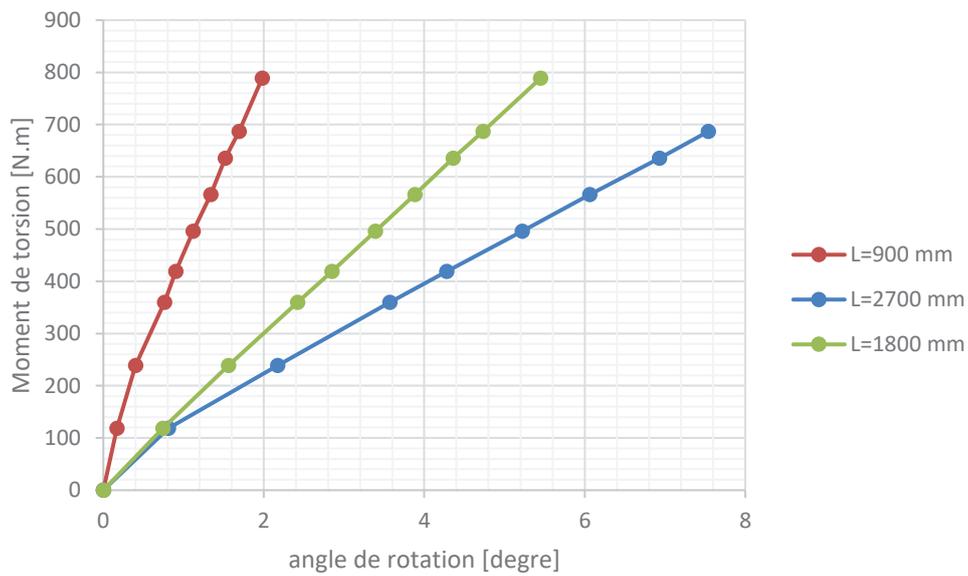


Figure 49 : Moment en fonction des rotations poutre 1/7

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 6 et 8

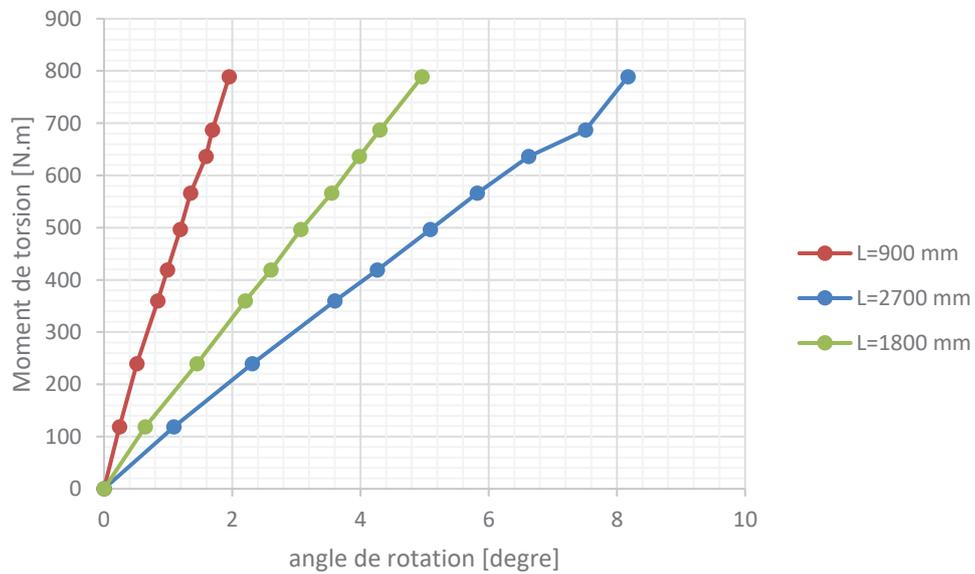


Figure 50 : Moment en fonction des rotations poutre 6/8

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 1R/7R

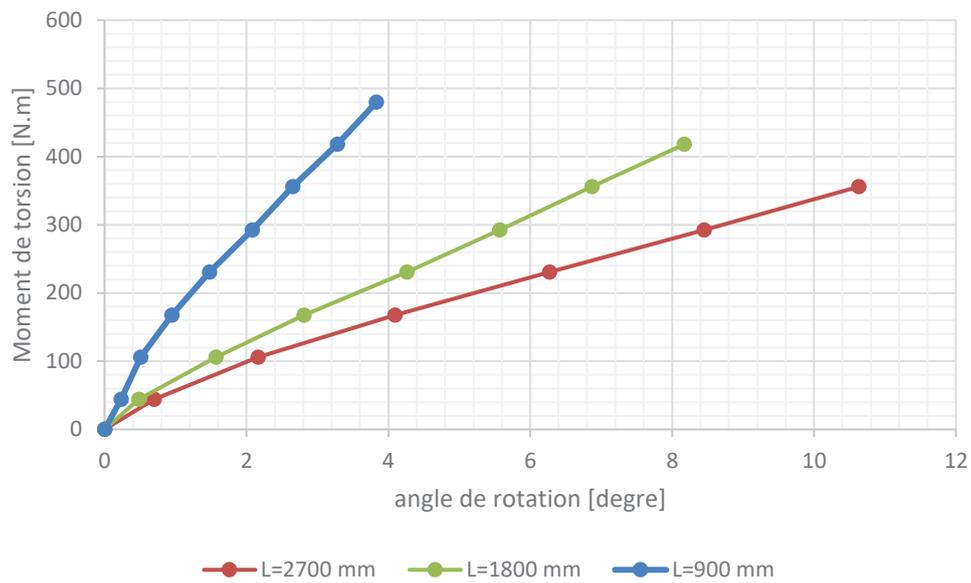


Figure 51 : Moment en fonction des rotations poutre 1R/7R

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre 6R/8R

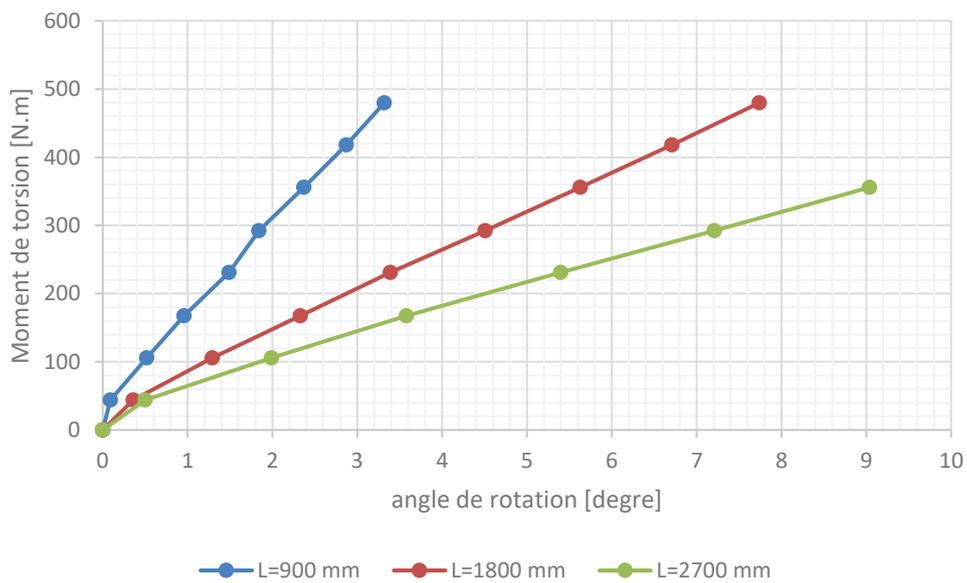


Figure 52 : Moment en fonction des rotations poutre 6R/8R

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre Co8

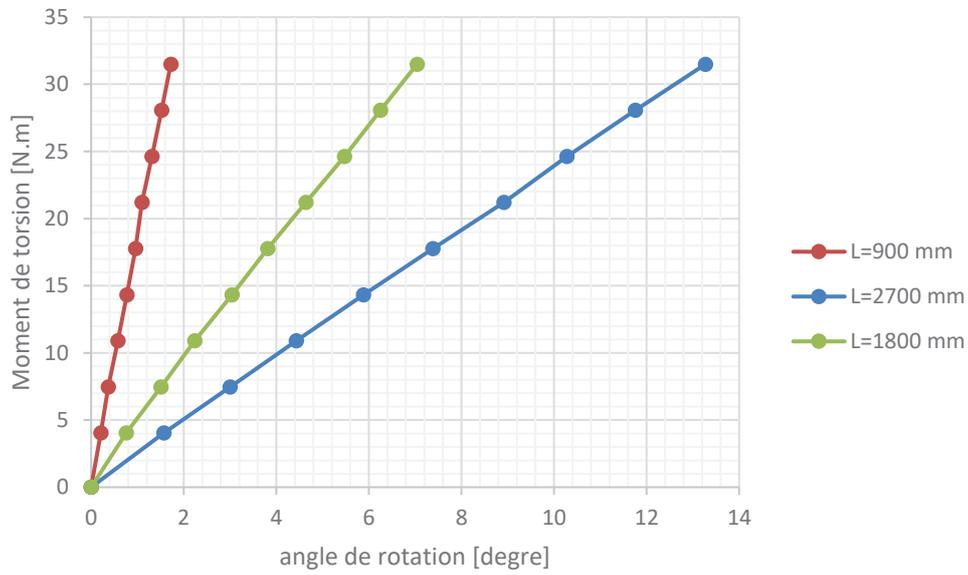


Figure 53 : Moment en fonction des rotations poutre Co8

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre Co9

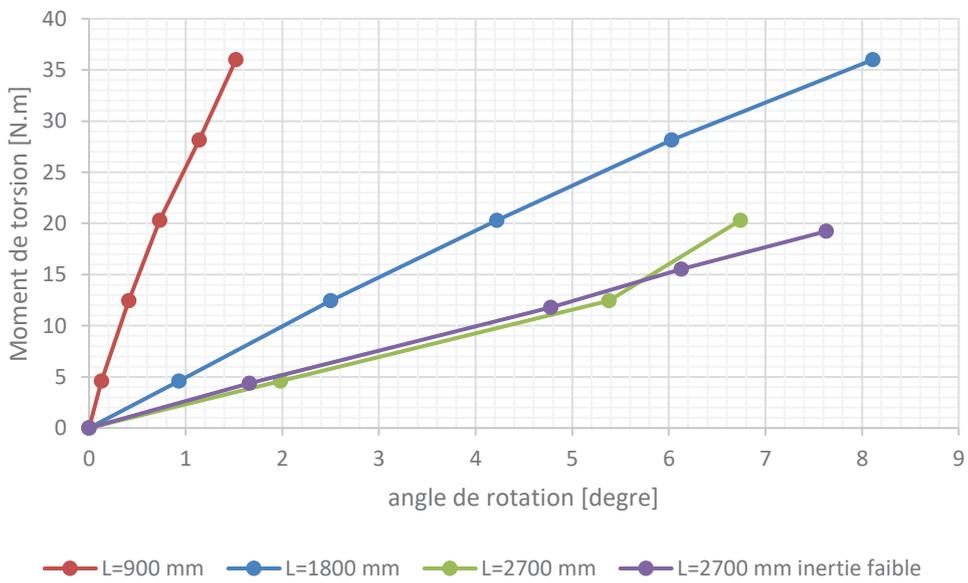


Figure 54 : Moment en fonction des rotations poutre Co9

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW1.3

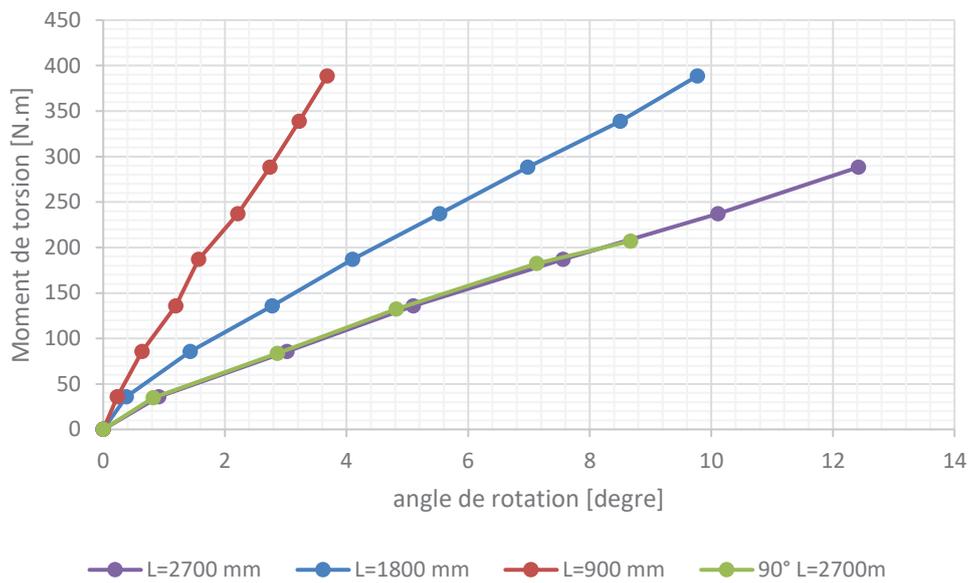


Figure 55 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW1.3

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW1.3 add

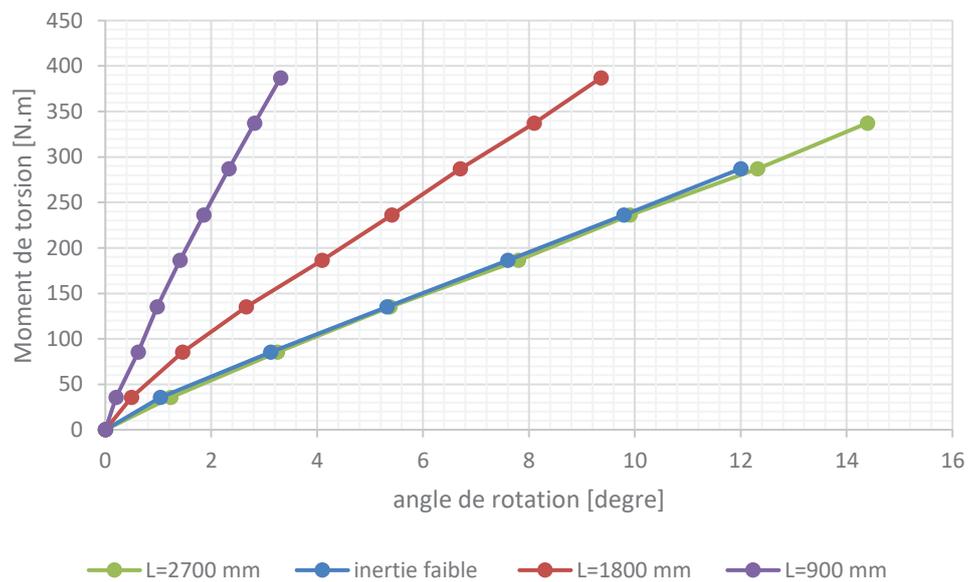


Figure 56 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW1.3 add, avec des connecteurs additionnels

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre HCW2.2

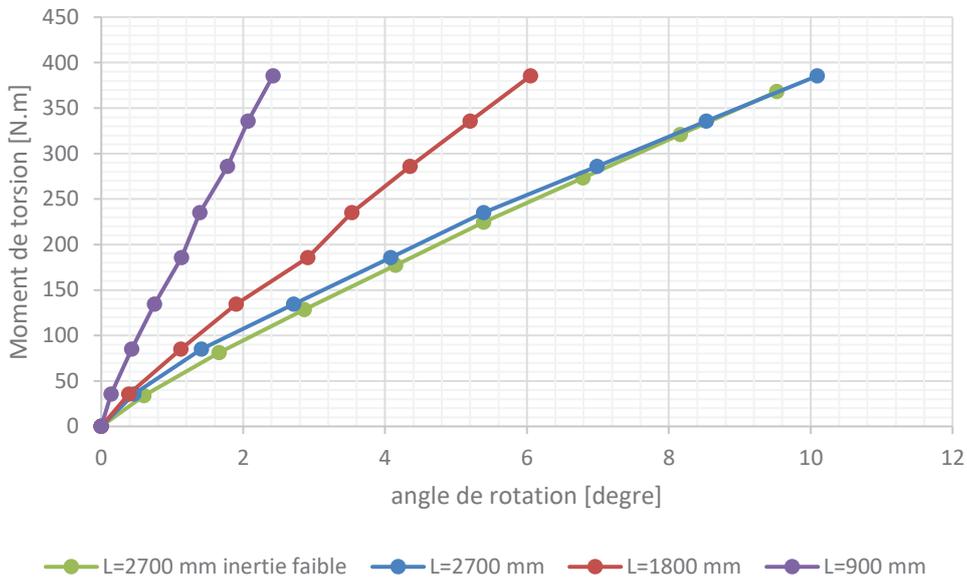


Figure 57 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW2.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre HCW2.3

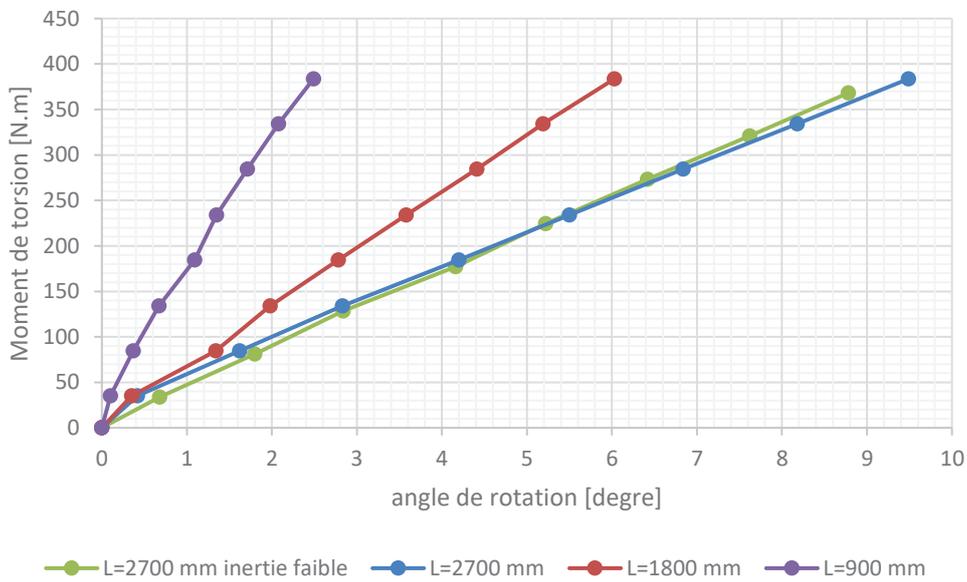


Figure 58 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW2.3

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW2.3 add

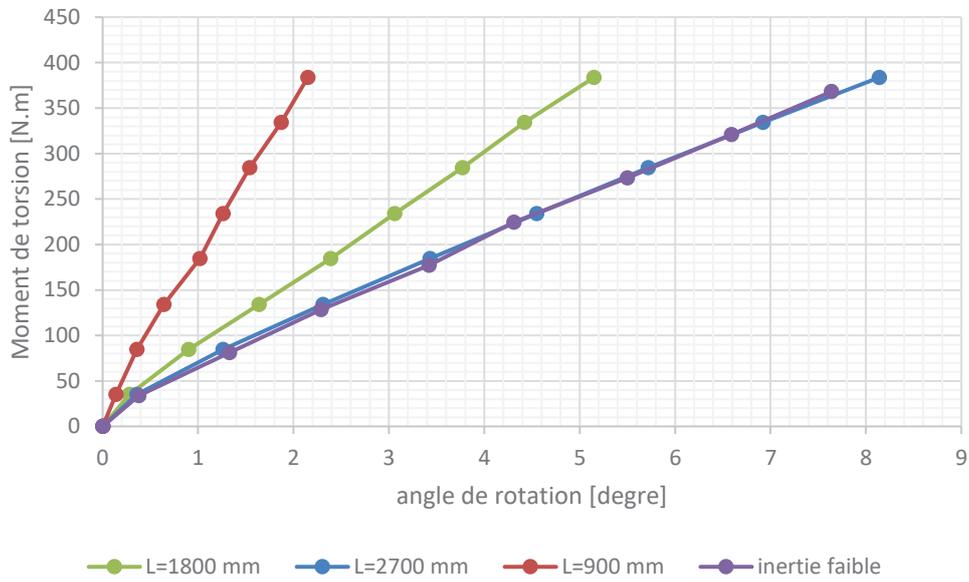


Figure 59 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW2.3 add, avec des connecteurs additionnels

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW3.2

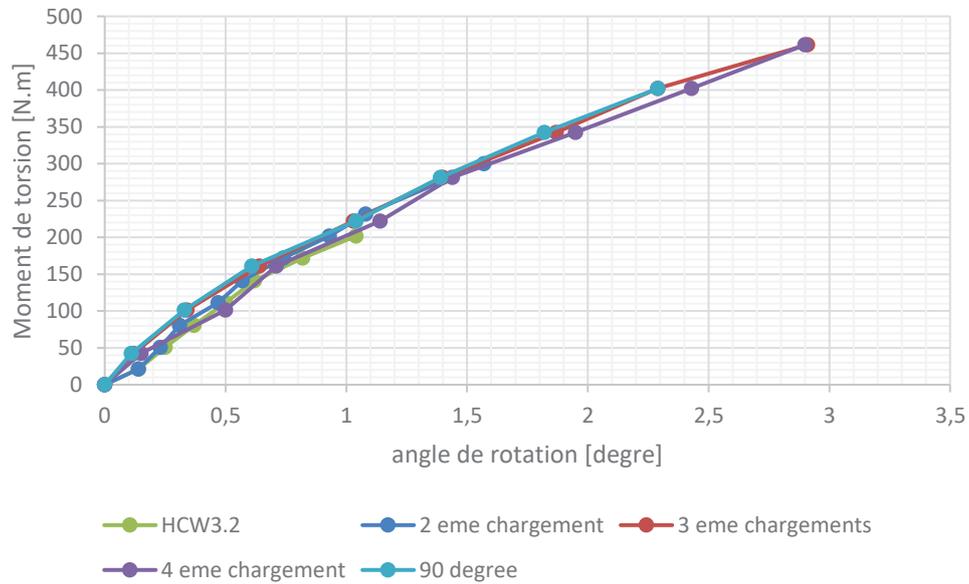


Figure 60: Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW3.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW4.1

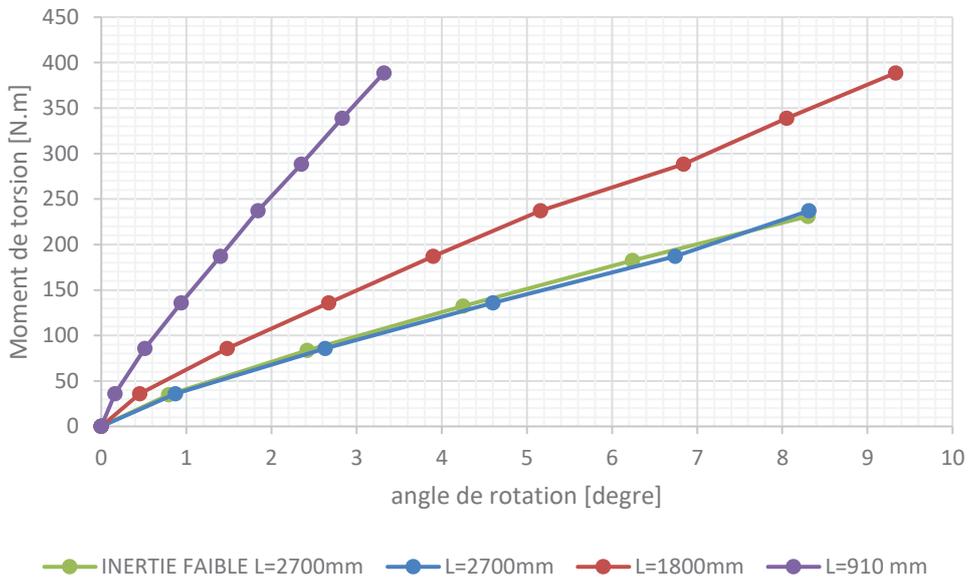


Figure 61 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW4.1

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation
poutre HCW4.2

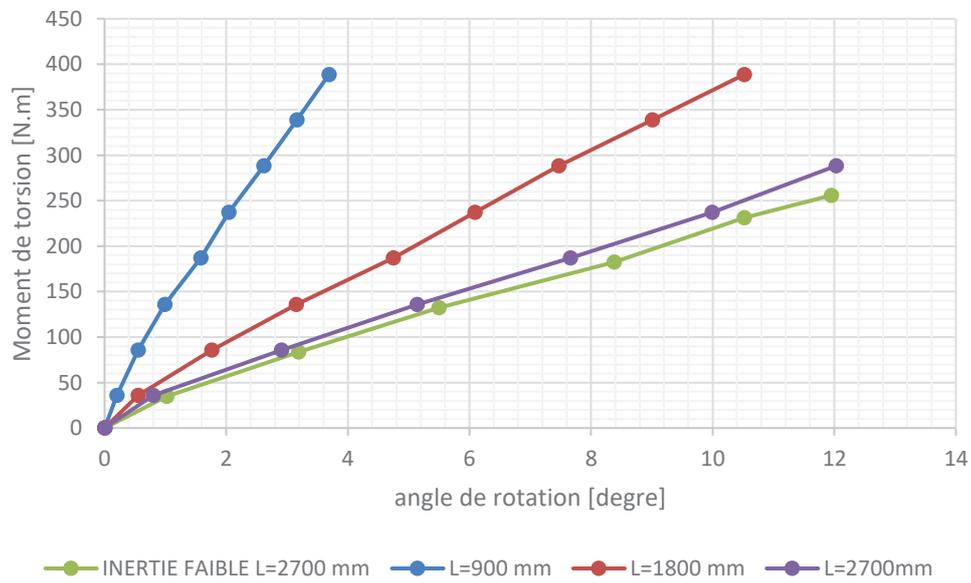


Figure 62 : Moment en fonction des rotations poutre hybride HCW4.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composants de poutre hybride HCW1.3 pour L=2700 mm

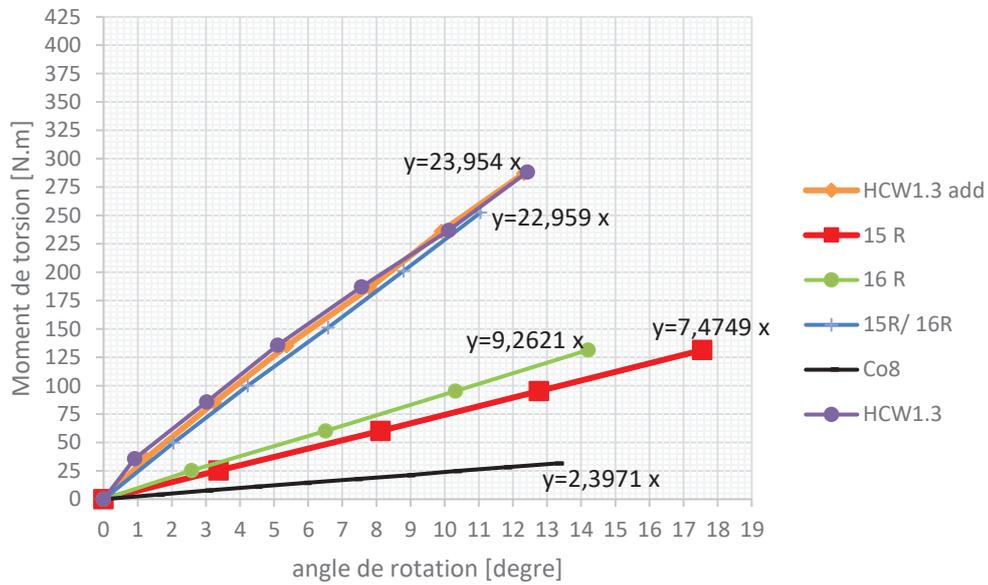


Figure 63 : comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW1.3

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composants de poutre hybride HCW2.2 pour L=2700 mm

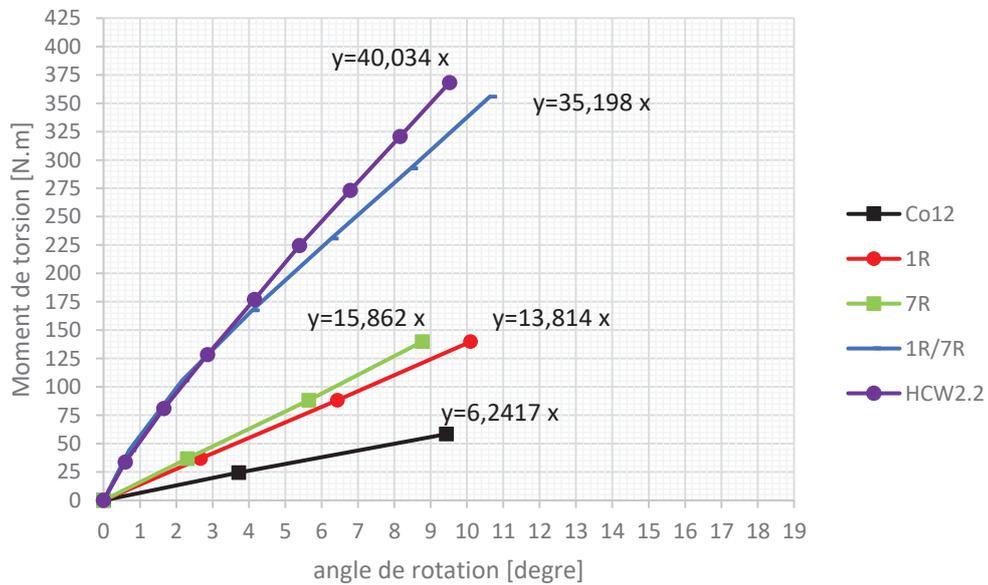


Figure 64: comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW2.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composantes de poutre hybride HCW2.3 pour L=2700 mm

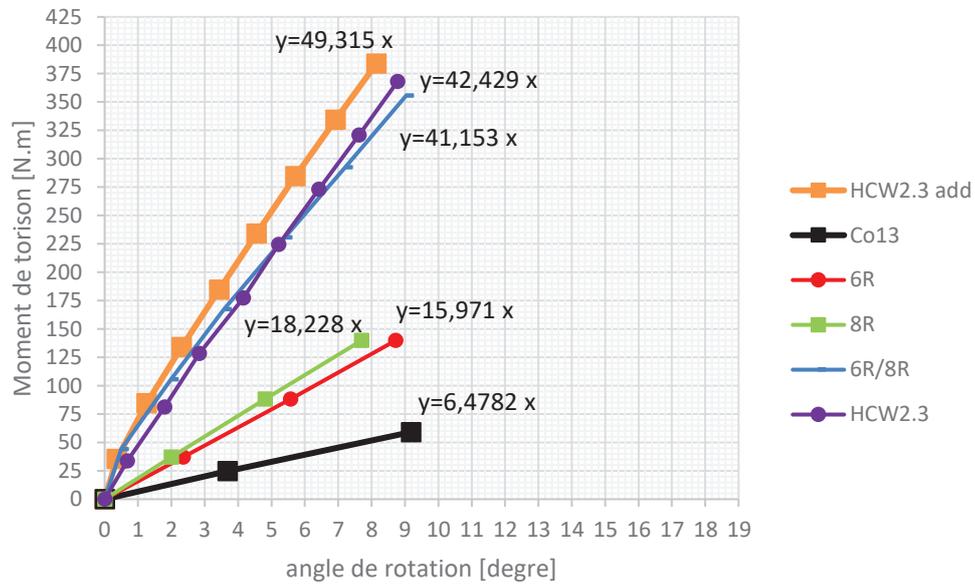


Figure 65 : comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW2.3

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composantes de poutre hybride HCW3.2 pour L=2700 mm

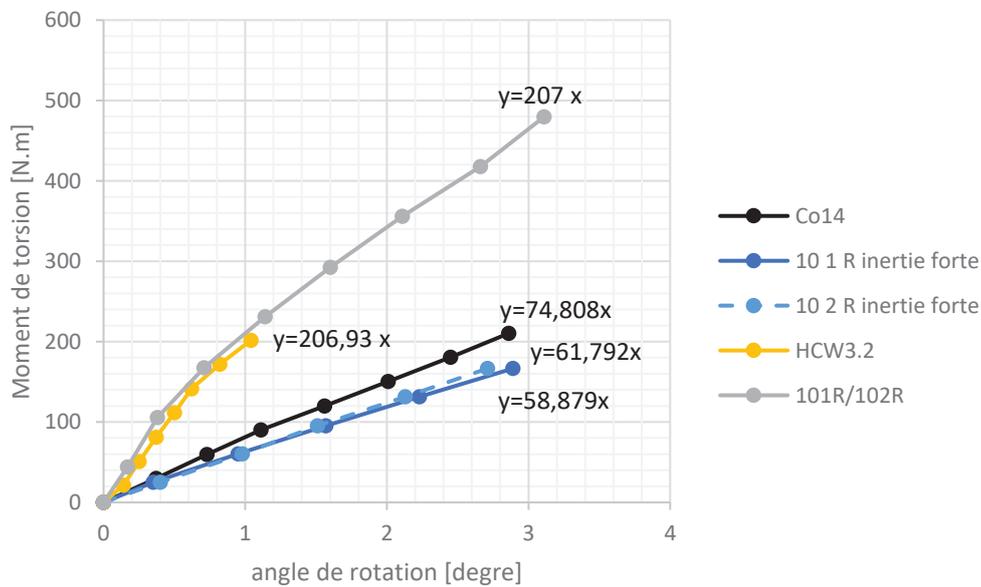


Figure 5 : comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW3.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composants de poutre hybride HCW4.1 pour L=2700 mm

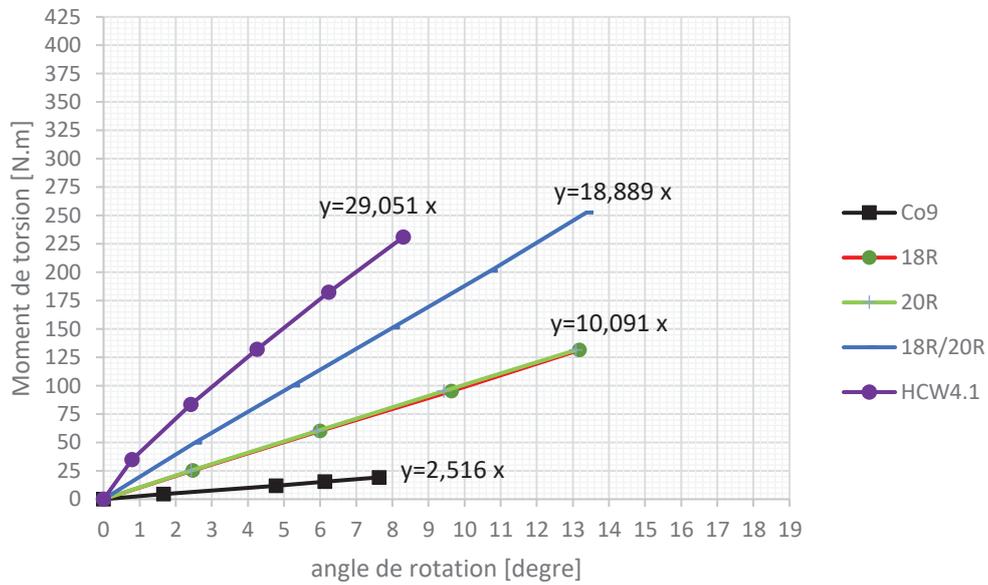


Figure 67 : comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW4.1

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation pour les composants de poutre hybride HCW4.2 pour L=2700 mm

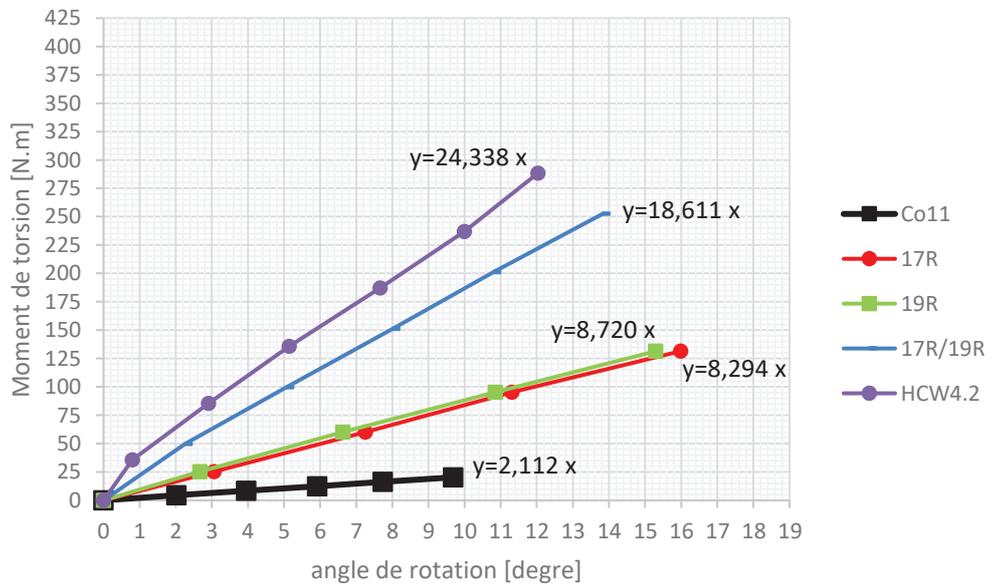


Figure 68 : comparaison de comportement en torsion des composants de la poutres hybride HCW4.2

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation des poutres composite en Acrylique et polyester de L=2700 mm

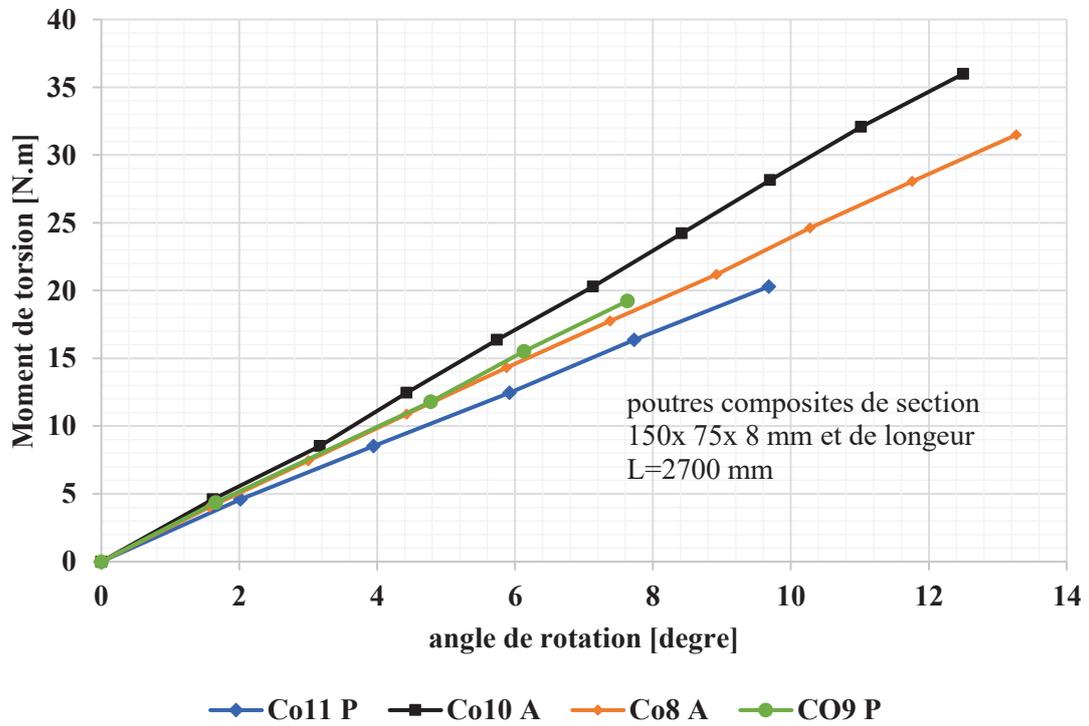


Figure 69 : comparaison de comportements en torsion des poutres composites à base polyester et acrylique

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation des poutres composites en polyester de L=2700mm

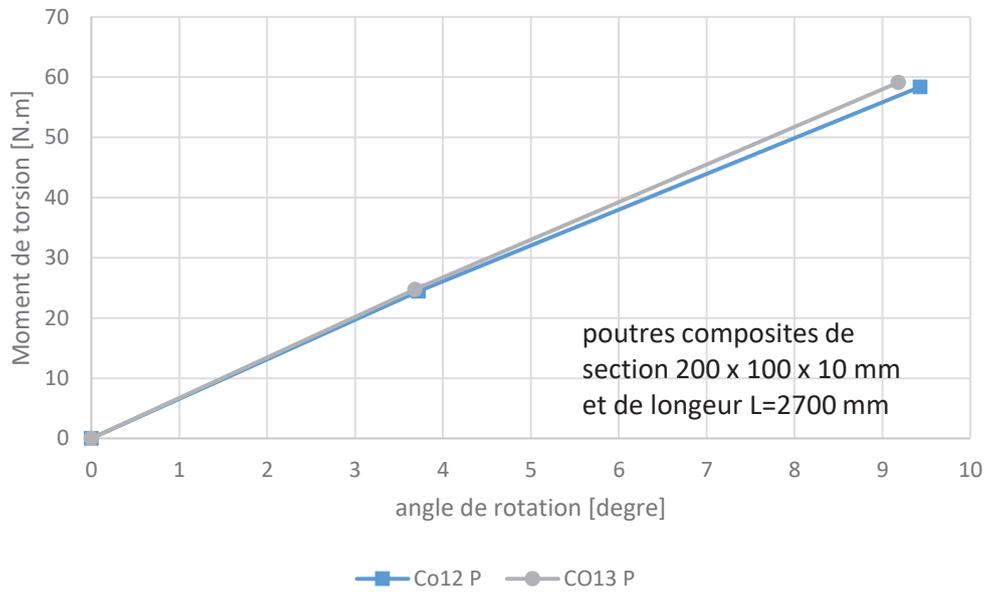


Figure 70 : comparaison des poutres composites 200 mm à matrice polyester

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation des poutres bois avant rabotage de section 60 x170 mm² de L=2700 mm

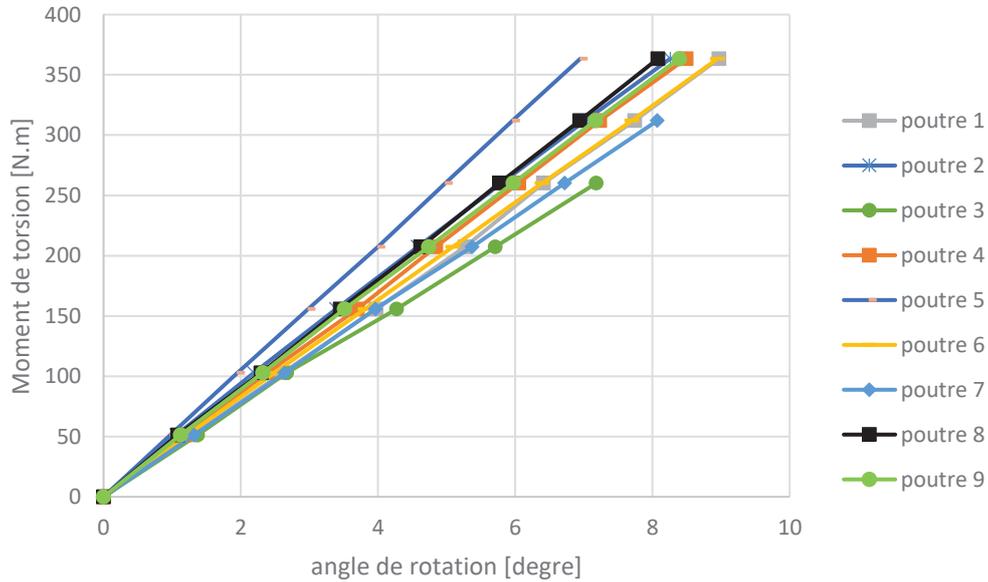


Figure 71 : comparaison de comportement en torsion des poutres bois 60x170

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation poutre Bois
section 43 x 170 mm² de L=2700 mm

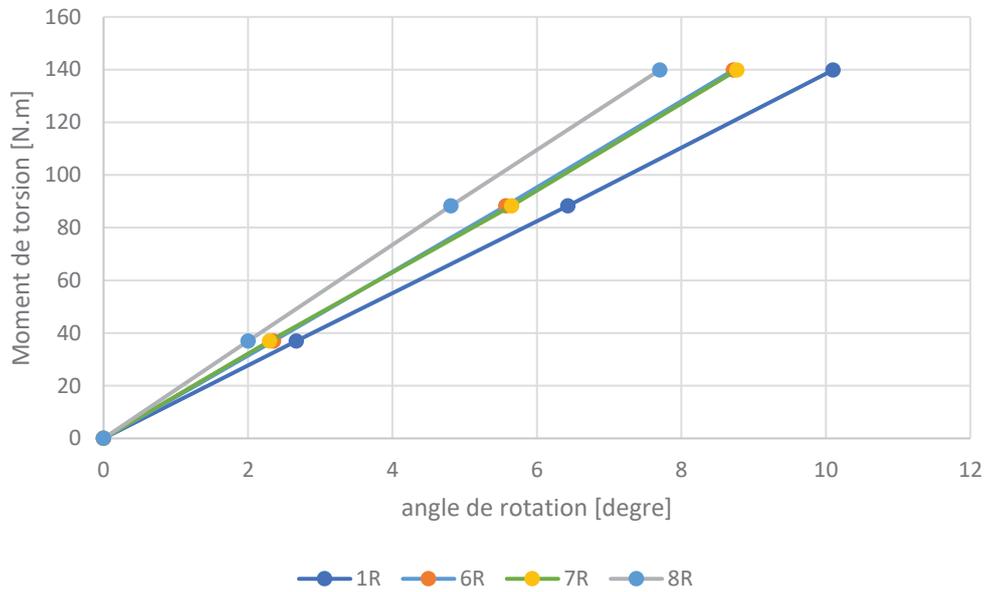


Figure 72 : Comparaison de comportement en torsion des poutres en bois de section 43 x 170 mm²

Moment de torsion en fonction d'angle de rotation des poutres
en bois rabotter de section 37 x 130 mm² de L=2700 mm

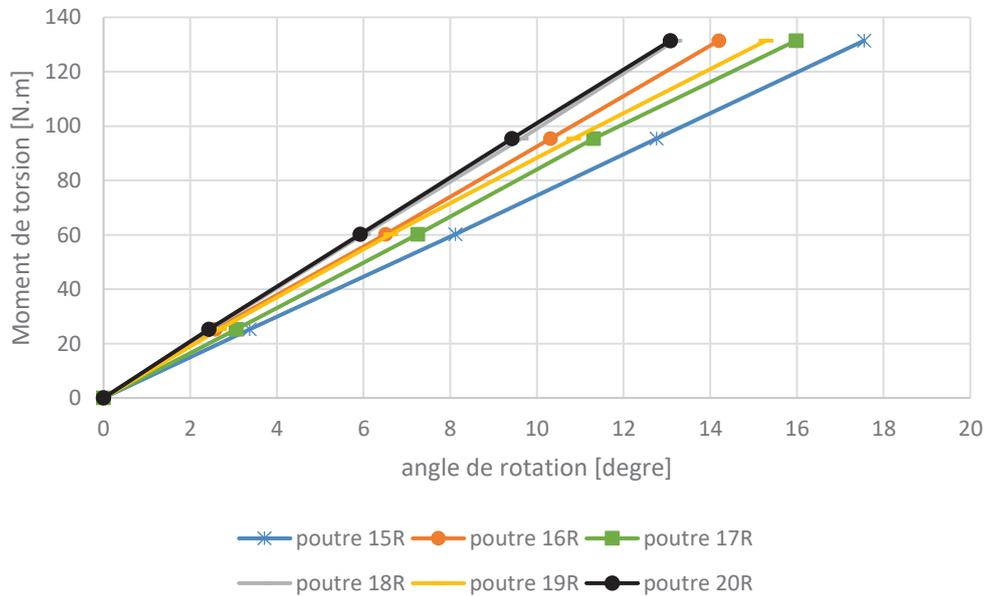


Figure 73 : Comparaison de comportement en torsion des poutres en bois de section 37x130 mm²