



**INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU
ET DE L'ENVIRONNEMENT**

ECOLE DOCTORALE SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE L'EAU, DE L'ENERGIE ET DE
L'ENVIRONNEMENT

THESE

Pour obtenir le grade de
DOCTEUR DE L'INSTITUT 2iE

Spécialité : **Matériaux**

Présentée et soutenue publiquement

Par Djidoula TAKO

Le 21 octobre 2023

Réf :2iE/2023-05

**ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES MIXTES
BOIS-BETON AVEC CONNEXION PAR TIGE D'ACIER
– APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION**

JURY

M. Mohamed GIBIGAYE, Professeur Titulaire CAMES, Université d'Abomey-Calavi, Benin	Président
M. Yawovi M. X. Dany AYITE, Professeur Titulaire CAMES, Université de Lomé, Togo	Rapporteur
M. Khelil ABDELOUAHAB, Professeur des Universités CNU, Université de Lorraine, France	Rapporteur
M. Bétaboalé NAON, Professeur Titulaire CAMES, Université Nazi Boni, Burkina	Examineur
M. Mamadou Lamine LO, Professeur Titulaire CAMES, Ecole Polytechnique de Thiès, Sénégal	Examineur
M. Abdelhamid BOUCHAIR, Professeur des Universités CNU, UCA, France	Directeur de thèse
M. Adamah MESSAN, Professeur Titulaire CAMES, 2iE, Burkina Faso	Directeur de thèse

Laboratoire Éco-Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD), 2iE

« C'est par la science que les chambres se remplissent de tous les biens précieux et agréables. »

Proverbes 24:4

DEDICACES

A mon frère Komi Elisée TAKO

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans cette thèse a été mené au sein du Laboratoire Eco-Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD) de l'Institut 2iE à Ouagadougou, Burkina Faso, ainsi qu'à l'Institut Pascal et à la Plateforme Matériaux et Structures de Génie Civil (MSGC) de Polytech Clermont-Ferrand, en France. J'aimerais exprimer mes sincères remerciements aux responsables de ces institutions pour leur accueil durant cette période.

Ce travail est le fruit de l'association des efforts d'un ensemble d'acteurs. Qu'il me soit permis de leur témoigner ici toute ma reconnaissance. Ainsi,

Je souhaite exprimer ma reconnaissance envers l'office allemand d'échanges universitaires (DAAD), l'Institut 2iE, le CNRS, Polytech Clermont-Ferrand et le Gouvernement Togolais pour leur soutien financier au cours de cette thèse.

Je tiens à remercier chaleureusement mon directeur de thèse à 2iE, Monsieur Adamah MESSAN, pour son enthousiasme et ses conseils éclairés, qui m'ont permis de mieux orienter mes travaux.

Je remercie également mon directeur de thèse à l'UCA, Monsieur Abdelhamid BOUCHAIR, pour ses critiques constructives, ses conseils scientifiques et ses directives précieuses qui ont permis d'ajouter une valeur ajoutée à mes travaux.

Je souhaiterais exprimer ma gratitude envers Monsieur Decroly DJOUBISSIE DENOUWE pour son assistance technique dans mes travaux expérimentaux et son investissement dans le déroulement de cette thèse.

Je tiens à exprimer mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Je remercie Monsieur Mohamed GIBIGAYE, d'avoir accepté de présider ce jury. Je remercie également Messieurs Khelil ABDELOUAHAB et Yawovi M. X. Dany AYITE d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce mémoire. Je remercie par ailleurs Messieurs Bétaboalé NAON et Mamadou Lamine LO qui ont accepté d'être examinateur de cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Yawovi M. X. Dany AYITE pour son intérêt à mon égard et son rôle d'inspiration et de motivation depuis près de 10 ans, ainsi que pour l'aide psychologique qu'il m'a apportée et ses précieux conseils tout au long de cette thèse.

Je suis reconnaissant envers le personnel du laboratoire LEMHaD et du Hall Génie Civil de l'Université de Clermont Auvergne pour leur soutien et leurs conseils dans la mise en place des essais.

Je tiens à remercier tout le personnel de l'institut 2iE, en particulier les membres du LEMHaD et du Département GC-BTP pour l'ambiance qui a prévalu dans les bureaux.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Christian RAMADJI et à l'ensemble des doctorants de l'institut 2iE pour le soutien et pour l'atmosphère conviviale qui a prévalu durant ces années de thèse. Je souhaite également exprimer ma gratitude envers les anciens doctorants de l'Institut Pascal, en particulier Hichem SEBBAGH, qui m'ont réservé un accueil chaleureux lors de mon séjour à Clermont-Ferrand.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers Monsieur Eugène Koffi-Sa BEDJA pour m'avoir donné envie de faire une thèse et pour son soutien et ses conseils précieux.

J'aimerais exprimer ma gratitude envers un de mes mentors et pas des moindres, Monsieur Rafiou TIDJANI-SERPOS, Promoteur et Directeur du bureau d'études Optimus Technics Ingénieurs Conseils (OTIC) pour ses conseils avisés, son soutien et sa détermination ferme et sincère à me voir évoluer. Dans les locaux d'OTIC, j'ai rencontré de braves jeunes hommes intègres à l'instar du Directeur avec lesquels je continue de partager des moments formidables.

Ma pensée la plus chaleureuse va vers ma famille, en particulier mon père qui est aussi mon père spirituel, ma mère et mes frères et sœur, qui ont toujours cru en moi et m'ont soutenu dans les moments difficiles.

Je tiens à exprimer, enfin, mes sincères remerciements à tous ceux qui, de près comme de loin, de par leur soutien, ont contribué au bon déroulement et à l'aboutissement de cette thèse.

RESUME

Cette thèse se concentre sur l'étude de plusieurs variantes de connecteurs par tige d'acier haute adhérence, couramment utilisés pour le renforcement du béton, dans le but d'améliorer les performances structurales des poutres mixtes bois-béton. Ces poutres combinent une poutre en bois (bois tropicaux) avec une dalle de béton, ce qui nécessite des connecteurs de cisaillement à l'interface des deux matériaux. Dans le contexte spécifique du Burkina Faso, une série d'essais a été réalisée pour évaluer différentes configurations de géométrie de tiges d'acier. Cela comprend les tiges d'acier battues dans le bois, les tiges d'acier filetées et les tiges d'acier filetées avec crochet de diamètre 12 mm et 14 mm. En outre, une solution innovante a été testée, consistant en un connecteur par tige d'acier non fileté de 12 mm de diamètre couplé à un profilé en U. Ce connecteur est issu d'un processus de fabrication simplifié avec une tige d'acier soudée à un profilé en U. Son installation est faite par battage à l'interface de la poutre mixte. L'intérêt de l'utilisation d'un profilé en U réside dans le fait d'offrir une grande surface de contact entre l'acier et le béton pour profiter au mieux de la grande résistance du béton.

Suite à la caractérisation des matériaux, des tests expérimentaux de cisaillement ou push-out ont été réalisés sur les différentes configurations de connecteurs afin d'étudier leur résistance, leur ductilité et leur mode de ruine. Sept systèmes de connexion ont été testés, et la connexion combinant des tiges d'acier haute adhérence non filetées couplées à un profilé en U a été identifiée comme la meilleure en termes de résistance, de rigidité et de ductilité. Les résultats ont montré que le filetage détériore légèrement le comportement des connexions, tandis que la présence du crochet améliore significativement le comportement des connexions par tige d'acier seules. De plus, un modèle numérique 3D utilisant le logiciel Abaqus a été calibré et validé à l'aide des résultats expérimentaux.

Des essais de flexion à quatre points ont ensuite été réalisés sur des poutres mixtes bois-béton. La connexion par tiges d'acier haute adhérence non filetées couplées à un profilé en U a été utilisée en combinaison avec la connexion par tiges d'acier haute adhérence filetées avec crochet vissées dans le bois pour construire des poutres mixtes. Au total, 12 poutres mixtes ont été réalisées. L'objectif de cette étude était d'analyser l'influence du comportement des connecteurs sur le comportement global des poutres mixtes bois-béton. Les résultats des tests expérimentaux ont montré que les poutres équipées uniquement d'un système de connexion par tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U présentaient les meilleures performances mécaniques en termes de capacité et de rigidité effective. Les poutres équipées de systèmes de connexion combinant les tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U et la connexion par tiges d'acier filetées avec crochet avaient une résistance et une rigidité effective proches des poutres équipées uniquement d'un système de connexion par tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U. Le modèle numérique développé pour les poutres mixtes permet de prédire avec précision le comportement des poutres mixtes testées expérimentalement.

Par ailleurs, le modèle numérique créé s'est avéré plus performant que les modèles analytiques pour prédire le comportement des poutres mixtes, et il a été utilisé pour mener des analyses paramétriques sur les connexions. Les études paramétriques réalisées grâce au modèle numérique ont permis de mettre en évidence l'importance de l'enfoncement du profilé en U dans le bois et l'espacement idéal pour obtenir un comportement en connexion totale des poutres mixtes. En perspective, il est prévu de développer une approche visant à modéliser avec une meilleure précision la connexion tige d'acier/profilé en U.

Mots-clés : poutres mixtes bois-béton, Bois tropical, Tige d'acier, Profilé en U, Essais push-out, Essais de flexion, Modèles analytiques et numériques.

ABSTRACT

This thesis focuses on the study of various variants of high-strength rebar connectors commonly used for concrete reinforcement, with the aim of improving the structural performance of timber-concrete composite beams. These beams combine a timber (tropical timber) beam with a concrete slab, requiring shear connectors at the interface of the two materials. In the specific context of Burkina Faso, a series of tests were conducted to evaluate different configurations of rebar geometry. This includes unthreaded rebars that have been hammered into the timber, as well as threaded rebars with or without a hook that have been screwed into the timber. The diameter of the rebar is 12 mm and 14 mm. Additionally, an innovative solution was tested, consisting of a non-threaded 12 mm diameter rebar connector coupled with a U-profile. This connector is derived from a simplified manufacturing process with a rebar welded to a U-profile. It is installed by hammering at the interface of the composite beam. The use of a U-profile offers a large contact surface between the rebar and the concrete to maximize the concrete's high strength.

Following material characterization, experimental push-out shear tests were performed on different connector configurations to study their strength, ductility, and failure mode. Seven connection systems were tested, and the connection combining non-threaded high-strength rebars coupled with a U-profile was identified as the best in terms of strength, stiffness, and ductility. The results showed that threading slightly deteriorates the behavior of the connections, while the presence of the hook significantly improves the behavior of rebar connections alone. Additionally, a 3D numerical model using Abaqus software was calibrated and validated using experimental results.

Four-point bending tests were then conducted on timber-concrete composite beams. The connection with non-threaded high-strength rebars coupled with a U-profile was used in combination with the connection using threaded high-strength rebars with hooks screwed into the timber to construct timber-concrete composite beams. A total of 12 composite beams were constructed. The objective of this study was to analyze the influence of connector behavior on the overall behavior of timber-concrete composite beams. The results of the experimental tests showed that beams equipped solely with the connection system of non-threaded rebars coupled with a U-profile exhibited the best mechanical performance in terms of capacity and effective stiffness. Beams equipped with connection systems combining non-threaded rebars coupled with a U-profile and the connection using threaded rebars with hooks had a bearing capacity and effective stiffness close to beams equipped solely with the connection system of non-threaded rebars coupled with a U-profile. The numerical model developed for the composite beams accurately predicts the behavior of the experimentally tested timber-concrete composite beams.

Furthermore, the created numerical model proved to be more accurate than analytical models in predicting the behavior of composite beams and was used to conduct parametric analyses on the connections. The parametric studies performed using the numerical model highlighted the importance of the embedding of the U-profile into the timber and the ideal spacing to achieve full connection behavior of timber-concrete composite beams. In the future, there are plans to develop an approach to more accurately model the rebar/U-profile connection.

Keywords: Timber-concrete composite beams, Tropical timber, Rebar, U-profile, Push-out tests, Bending tests, Analytical and numerical models.

SOMMAIRE

DEDICACES	iii
REMERCIEMENTS	iv
RESUME	vi
TABLE DES MATIERES	ix
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES TABLEAUX.....	xix
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART	5
2 CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)	50
3 CHAPITRE 3: ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	91
4 CHAPITRE 4: ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	117
5 CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES.....	144
6 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	177
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	180
ANNEXE	186
TABLE DES MATIERES	195

TABLE DES MATIERES

1 Table des matières

DEDICACES	iii
REMERCIEMENTS	iv
RESUME	vi
TABLE DES MATIERES	ix
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES TABLEAUX.....	xix
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART	5
1.1 Introduction	5
1.2 Historique	6
1.3 Conception et Avantage de la construction mixte bois-béton	7
1.4 Matériaux utilisés dans la construction mixte bois-béton.....	9
1.4.1 Le bois	9
1.4.2 Le béton.....	17
1.4.3 L'acier	17
1.5 Typologie des sections mixtes	19
1.6 Systèmes de connexion et comportement des connexions	21
1.7 Détermination des caractéristiques mécaniques des connecteurs.....	28
1.7.1 Essais Push-out.....	28
1.7.2 Détermination de la rigidité de la connexion par l'expérimentation.....	31
1.7.3 Détermination de la rigidité de la connexion par l'Eurocode 5	33
1.7.4 Détermination de la rigidité de la connexion suivant la norme EN 26891	34
1.7.5 Détermination de la ductilité des connecteurs.....	35
1.8 Modèles numériques.....	36
1.8.1 Conception d'un modèle élément finis du bois	36
1.8.2 Modèles éléments finis de la connexion mixte bois-béton	40
1.9 Conclusion partielle	49
2 CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)	50
2.1 Introduction	50
2.2 Essais expérimentaux	50

2.2.1	Le bois	50
2.2.2	L'acier	66
2.2.3	Le béton.....	72
2.3	Simulations numériques	73
2.3.1	Le bois	73
2.3.2	L'acier	82
2.3.3	Le béton.....	87
2.4	Conclusion partielle	90
3	CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	91
3.1	Introduction	91
3.2	Matériel et méthodes	91
3.2.1	Géométrie des éprouvettes	91
3.2.2	Description des systèmes de connexion.....	93
3.2.3	Procédé expérimental	95
3.2.4	Modélisation éléments finis	97
3.3	Résultats des essais Push-out.....	101
3.3.1	Courbes force glissement et mode de ruine.....	101
3.3.2	Paramètres des connexions.....	106
3.3.3	Discussion et comparaison des connexions	108
3.3.4	Résultats des simulations	111
3.4	Conclusion partielle.....	115
4	CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	117
4.1	Introduction	117
4.2	Matériaux, matériels et méthodes	117
4.2.1	Matériaux	117
4.2.2	Description des poutres testées	117
4.2.3	Protocole expérimental.....	121
4.2.4	Description du Modèle éléments finis (MEF).....	123
4.3	Résultats.....	123
4.3.1	Courbes et modes de ruine	123
4.3.2	Analyse et discussions.....	131

4.3.3	Comparaisons entre les différentes méthodes (expérimentales, analytiques et numérique)	137
4.4	Conclusion partielle	143
5	CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES.....	144
5.1	Introduction	144
5.2	Etude paramétrique sur l'essai Push-out	144
5.2.1	Simulation sur la limite d'élasticité de l'acier du connecteur	145
5.2.2	Simulation bois fort – bois faible	146
5.2.3	Diamètre de la tige pour le connecteur avec profilé en U	147
5.2.4	Influence de l'épaisseur des parois du profilé en U	150
5.2.5	Influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois.....	152
5.2.6	Simulation avec la présence d'un fond de coffrage et d'autres matériaux.....	155
5.3	Approche analytique du comportement des connecteurs tiges d'acier.....	158
5.3.1	Méthode de l'Eurocode 5	158
5.3.2	Formule développée basée sur l'analyse plastique des structures.....	160
5.3.3	Comparaison des méthodes analytiques, expérimentales et numériques.....	162
5.4	Etude paramétrique sur l'essai de flexion.....	162
5.4.1	Résultats des simulations menées	164
5.4.2	Influence de l'utilisation du connecteur HA12S en lieu et place des connecteurs HA12FC	165
5.4.3	Influence de la réduction de l'espacement	167
5.4.4	Influence de l'utilisation d'un profilé en U aux extrémités pour les poutres mixtes équipées de connecteurs HA12S espacés de 150 mm.....	169
5.4.5	Comparaison entre méthodes analytique et méthodes numérique.	170
5.5	Conclusion partielle.....	175
6	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	177
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	180
	ANNEXE	186
A-1	Dimensionnement des poutres mixtes bois-béton selon l'Eurocode 5	186
A-2	Exemple de calcul de la rigidité flexionnelle analytique de poutres mixte testée (PHA12FC)	190
A-3	Utilisation du théorème de Castigliano pour déterminer E et G.....	192
A-4	Simulations préliminaires menées sur les tiges d'acier	194
	TABLE DES MATIERES	195

LISTE DES FIGURES

Figure I- 1 : Pont de Vihantasalmi	7
Figure I- 2 : Pont bow-string Aggerbrücke Kreuznaaf.....	7
Figure I- 3 : Comparatif des émissions de dioxyde de carbone lors de la production de différents matériaux de construction (Porhinčák & Eštoková, 2013).	9
Figure I- 4: la pagode Trân Quốc de Hanoi au Viêt-Nam.....	11
Figure I- 5: coupe du bois avec ses différentes parties	11
Figure I- 6 : Vue microscopique de différents bois tropicaux.....	16
Figure I- 7: courbe de traction pour les aciers doux (Morel, 2005)	19
Figure I- 8: courbe de traction pour les aciers durs (Morel, 2005)	19
Figure I- 9: Exemples de poutres bois-béton réalisé en bois rond (Meghlat, 2015)	20
Figure I- 10: Différents types de sections mixtes bois-béton (liste non exhaustive)	21
Figure I- 11: Comportement des planchers mixtes bois-béton : (a) connecteurs parfaitement rigides ; (b) connecteurs déformables ; (c) aucune connexion.....	22
Figure I- 12: connexions par clous	23
Figure I- 13: Connecteurs de cisaillement (Vis)	23
Figure I- 14: connexions par vis inclinés	24
Figure I- 15: Connecteurs de types goujons insérés dans le bois.....	24
Figure I- 16: connexion par entaille carrés avec connecteurs empêchant le soulèvement.....	25
Figure I- 17: entailles combinées à des goujons précontraints.....	26
Figure I- 18: connexions par tubes métalliques	26
Figure I- 19: connexions par profilés V ou C collés sur le bois.....	27
Figure I- 20: Connecteurs de type tige d'acier (Djoubissié et al, 2018a, 2018b) ; (a) Tige d'acier HA10-HA12 fileté vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois ; (b) Entaille triangulaire et tige d'acier HA10-HA12 fileté vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois ; (c) Tige d'acier HA10-HA12 fileté vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois ;(d) Entaille triangulaire et tige d'acier HA10-HA12 fileté vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois ; (e) Combinaison tiges d'acier fileté vissée à 90° et à 120°.....	27
Figure I- 21: Essai de cisaillement (P. E. Carvalho & Carrasco, 2010).....	29
Figure I- 22 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement de (a) et (b)	30
Figure I- 23: Schéma de principe de l'essai de cisaillement de (a) et (b)	30
Figure I- 24: Détermination du module de glissement K noté « w » selon SIA 265	31
Figure I- 25: Détermination du module de glissement K avec glissement noté v selon la norme EN 26891.....	32
Figure I- 26: Détermination graphique du module de glissement K, le glissement étant noté « w » (K. Müller, 2020).....	33
Figure I- 27: Détermination graphique des modules de glissement.....	35
Figure I- 28: coupe du bois : différents plans de coupe	37
Figure I- 29: Modèle 1D de (Fragiacomo & Ceccotti, 2006).....	41
Figure I- 30: Développement de l'élément de type poutre unidimensionnel à 4 nœuds (Meghlat et al., 2013).....	42
Figure I- 31: Modélisation de l'essai de cisaillement en 2D (Meghlat et al., 2013)	42
Figure I- 32: Modèle de (Oudjene et al., 2013).....	43

Figure I- 33: Comparaison des résultats entre l'expérimentation et le modèle numérique (Oudjene et al., 2013).....	43
Figure I- 34: Modèle 3D de (Polus & Szumigala, 2019) ; (1) condition d'application de la charge; (2) et (3) conditions aux limites; (4) élément de type ressort servant de connecteur. .	44
Figure I- 35: Courbes force-glissement des essais push-out de (Polus & Szumigala, 2019) : 1 - Essai en laboratoire , 2 - Analyse éléments finis.....	45
Figure I- 36: Courbes force-glissement des essais push-out de (Polus & Szumigala, 2019) : 1 - Essai en laboratoire , 2 - Analyse éléments finis.....	46
Figure I- 37: Illustration du maillage de la connexion bois-béton de (Dias et al., 2007).....	46
Figure I- 38: courbes force glissement expérimentales et numériques pour (a) : épicéa ;(b) : pin maritime ;(c) : châtaignier (Dias et al., 2007);	46
Figure I- 39: Modèle 3D développé avec Abaqus (Bedon and Fragiacom, 2017).....	47
Figure I- 40: (a)-(c) Mode de ruine observé après expérimentation (d)-(h) mode de ruine observé numériquement pour la connexion A02 ($F_{max} = 45,5$ kN). En détail : (d) dommages de compression dans la partie en béton et l'entaille, (e) contraintes de Von Mises (tracé de contour rouge indiquant la déformation), avec (f)-(h) distribution des contraintes principales maximales (représentation vectorielle) dans la poutre LVL, pour la connexion A02, section transversale longitudinale (détail), comme obtenu numériquement (Bedon & Fragiacom, 2017a)	47
Figure I- 41: Géométrie mise en œuvre (a-b) et maillage utilisé (c) pour la simulation numérique (David Yeoh et al., 2008).	48
Figure I- 42: Comparaison des courbes Force-glissement expérimentale et numérique (David Yeoh et al., 2008).	48

Figure II- 1:Image de l'essais de compressions	52
Figure II- 2:Image du suivi des déplacements avec la caméra.....	52
Figure II- 3 : Principe de l'essai de compression transversale.....	53
Figure II- 4 : essai de compression transversale	53
Figure II- 5 : Courbe contrainte déformation de l'essai de compression longitudinale.....	54
Figure II- 6 : Courbe contrainte déformation de l'essai de compression transversale.....	55
Figure II- 7 : mode de ruine de l'essai de compression longitudinale	55
Figure II- 8 : Mode de ruine de l'essai de compression transversale.....	56
Figure II- 9 : principe de l'essai de flexion sur le bois	56
Figure II- 10 : Essai de flexion sur le bois	57
Figure II- 11 : Courbe force flèche globale.....	59
Figure II- 12 : Courbe force flèche locale	60
Figure II- 13 : mode de ruine du bois en flexion.....	61
Figure II- 14 : principe de l'essai d'enfoncement.....	61
Figure II- 15 : éprouvette pour l'essai d'enfoncement	62
Figure II- 16 : essai d'enfoncement	62
Figure II- 17 : courbe force déplacement suite à l'essai d'enfoncement.....	63
Figure II- 18:Paramètres d'analyse de courbe d'essai de portance	64
Figure II- 19 : Mode de ruine des bois après l'essai de l'enfoncement	65
Figure II- 20: aperçu de la section transversale des deux types de bois.....	66

Figure II- 21 : essai de traction sur l'acier	67
Figure II- 22 : courbe contrainte déformation des tiges d'acier.....	68
Figure II- 23: Détermination de f_y et de E pour la tige d'acier 1 (acier fort)	68
Figure II- 24 : courbe contrainte déformation de l'âme du profilé en U	69
Figure II- 25: Détermination de f_y et de E pour le profilé en U	69
Figure II- 26 : essai de flexion sur les tiges d'acier	70
Figure II- 27 : Courbe force flèche globale de l'essai de flexion des tiges d'acier	71
Figure II- 28 : Courbe force flèche locale de l'essai de flexion des tiges d'acier	72
Figure II- 29 : conditions aux limites de l'essai de compression.....	76
Figure II- 30 : Comparaison résultats expérimentaux –numérique.....	76
Figure II- 31 : déformée numérique de l'essai de compression longitudinal	77
Figure II- 32 : conditions aux limites et application de la charge pour l'enfoncement	77
Figure II- 33: comparaison résultats expérimentaux –numériques	78
Figure II- 34 : Déformée numérique de l'essai d'enfoncement pour le bois faible	79
Figure II- 35:déformée numérique de l'essai d'enfoncement pour le bois fort.....	79
Figure II- 36 : conditions aux limites et application de la charge pour l'essai de flexion	80
Figure II- 37 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique	81
Figure II- 38 :déforme numérique de l'essai de flexion pour le bois faible	82
Figure II- 39 : Déforme numérique de l'essai de flexion pour le bois fort.....	82
Figure II- 40 : courbe contrainte-déformation de l'acier.....	83
Figure II- 41 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique	84
Figure II- 42 :déforme numérique de l'essai de traction sur la tige d'acier (acier faible).....	85
Figure II- 43 : simulation de l'essai de flexion de l'acier	85
Figure II- 44 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique	86
Figure II- 45 : déformation numérique suite à l'essai de flexion.....	87
Figure II- 46 : Simulation de l'éprouvette du béton	89
Figure II- 47 : Résultat de la simulation sous Abaqus.	89
Figure III- 1: Description de la géométrie des éprouvettes	92
Figure III- 2: présentation du coffrage des éprouvettes	92
Figure III- 3 : Détails des connecteurs de cisaillement ; (a) barre fileté ; (b) barre non fileté	95
Figure III- 4 :Photo de quatre configurations de connecteurs; HA12S; HA12F; HA12FC; HA12U.	95
Figure III- 5: Dispositif expérimental	96
Figure III- 6: Schéma de principe montrant la disposition des capteurs	97
Figure III- 7: maillage des éprouvettes testées ; (a) éprouvette HA12S ; (b) éprouvette HA12U.	99
Figure III- 8: Maillage des zones de connexion ; (a) HA12F ; (b) HA12FC.	99
Figure III- 9:Maillage incohérent au droit du connecteur HA12FC	100
Figure III- 10: Approche de solution pour résoudre l'incohérence du maillage.....	100
Figure III- 11: Maillage considéré pour le connecteur HA12FC	100
Figure III- 12: Conditions aux limites du modèle	101

Figure III- 13: Courbes force-glisserment de la connexion HA12S.....	102
Figure III- 14: Courbes force-glisserment de la connexion HA14S.....	102
Figure III- 15: Courbes force glissement de la connexion HA12F.....	102
Figure III- 16: Courbes force glissement de la connexion HA14F.....	102
Figure III- 17: Courbes force glissement de la connexion HA12FC.....	102
Figure III- 18: Courbes force glissement de la connexion HA14FC.....	102
Figure III- 19: Courbes force-glisserment de la connexion HA12U.....	103
Figure III- 20: Comparaison des courbes force-glisserment des connexion HA12U et HA12S.....	103
Figure III- 21: Ruine des connexions.....	104
Figure III- 22: Ecrasement du béton pour les connexions sans crochet (a) pendant l'expérimentation (b) à la fin de l'expérimentation.....	104
Figure III- 23 : Modes de ruine de la connexion avec la barre d'armature : (a) enfouissement de la barre d'armature dans le bois ; (b) rotule plastique à l'interface ; (c) rotule plastique dans le bois ; (d) redressement de la barre d'armature dans le béton.....	105
Figure III- 24: mode de ruine observé (connecteur avec U).....	106
Figure III- 25: Modes de ruine pour la connexion HA12U : (a) ancrage dans le bois ; (b) rotule plastique à l'interface ; (c) rotule plastique dans le bois.....	106
Figure III- 26: Définition des modules de glissement.....	107
Figure III- 27: Comparaison des capacités de résistance des connexions par tige seules.....	110
Figure III- 28: Comparaison des modules de glissement des connexions par tige seules.....	110
Figure III- 29: Courbes forces glissement de la connexion HA12S - expérimentation et numérique.....	112
Figure III- 30: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12S - expérimentation et numérique.....	112
Figure III- 31: Courbes force-glisserment de la connexion HA12F (essais et modèle MEF). 113	113
Figure III- 32: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12F - expérimentation et numérique.....	113
Figure III- 33: Courbes forces glissement de la connexion HA12FC - expérimentation et numérique.....	113
Figure III- 34: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12FC - expérimentation et numérique.....	113
Figure III- 35: Courbes forces glissement de la connexion HA12U - expérimentation et numérique.....	114
Figure III- 36: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12U - expérimentation et numérique (première phase de charge).....	114
Figure III- 37: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12U - expérimentation et numérique (seconde phase de charge).....	114
Figure III- 38: Modes de ruines observés (expérimental et numérique).....	115
Figure IV- 1: Section transversale de la poutre mixte bois-béton.....	117
Figure IV- 2: coffrage des poutres et armatures avant coulage de béton.....	119
Figure IV- 3: Configuration 1 – poutre avec connecteurs en U (PT-HA12UA).....	119

Figure IV- 4: Configuration 2 – poutre avec connecteurs par tige filetée et crochet (PHA12FC)	120
Figure IV- 5 : Configuration 3-poutre combinant deux types de connecteurs (PIUHA12FC)	120
Figure IV- 6: Configuration 4- poutre combinant deux types de connecteurs (P2UHA12FC)	120
Figure IV- 7: illustration du portique d’essai de flexion	121
Figure IV- 8: photo du dispositif expérimental	122
Figure IV- 9: position du capteur de flèche sur la dalle de béton	122
Figure IV- 10: position du capteur de flèche sous la poutre de bois	122
Figure IV- 11: Conditions aux limites	123
Figure IV- 12: illustration du maillage de la poutre mixte en flexion 4 points	123
Figure IV- 13: courbes force-flèche pour toutes les poutres testées	125
Figure IV- 14: courbe force-glissement pour tous les lots de poutre	125
Figure IV- 15: courbes force-flèche pour la connexion PT-HA12UA - expérimentale, numérique et analytique	126
Figure IV- 16: Ruine par traction	126
Figure IV- 17 : ruine par cisaillement	127
Figure IV- 18 : ruine par cisaillement du bois	127
Figure IV- 19: courbes forces flèches pour la connexion PHA12FC - expérimentale, numérique et analytique	128
Figure IV- 20 : Ruine par traction	128
Figure IV- 21 : fissures longitudinales et transversales sur la face supérieure du béton	129
Figure IV- 22 : Déformation des connecteurs de rive	129
Figure IV- 23: courbes forces flèches pour la connexion PIUHA12FC - expérimentale, numérique et analytique	130
Figure IV- 24: courbes forces flèches pour la connexion P2UHA12FC - expérimentale, numérique et analytique	130
Figure IV- 25 : Apparition de fissures transversales sur les faces latérales pour 40 kN de charge environ	131
Figure IV- 26 : Force à la rupture pour toutes les poutres testées	132
Figure IV- 27: Flèche à la rupture pour toutes les poutres testées	132
Figure IV- 28: Force à l’ELS pour toutes les poutres testées	132
Figure IV- 29 : Glissement à la rupture pour toutes les poutres testées	133
Figure IV- 30: Glissement à l’ELS pour toutes les poutres testées	133
Figure IV- 31 : Détermination des paramètres de calcul de la déformation plastique	133
Figure IV- 32: Rigidité initiale pour toutes les poutres testées	134
Figure IV- 33: Rigidité effective pour toutes les poutres testées	134
Figure IV- 34 : Comparaison des rigidités flexionnelles analytiques, expérimentales et numériques	139
Figure IV- 35 : photo du soulèvement de la dalle de béton	140
Figure IV- 36 : Comparaison des capacités de charge des poutres mixtes testées à court terme aux états limites ultimes – analytique, expérimentale et numérique	141

Figure IV- 37 : Comparaison des capacités de résistance en service pour une flèche de 10 mm – analytique, expérimentale et numérique.....	142
Figure V- 1: simulation de l'essai push-out faite avec (a) l'acier fort et (b) l'acier faible	146
Figure V- 2: simulation de l'essai push-out faite avec (a) le bois faible ou teck et (b) le bois fort ou Azobe	147
Figure V- 3 : courbes force- glissement sur l'influence de la tige.....	149
Figure V- 4:comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA10U, HA12U et HA14U	150
Figure V- 5: courbes force- glissement portant sur l'influence de l'épaisseur de la tôle du profilé en U	151
Figure V- 6 : comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA12U-t5 mm et HA12U-t3mm	152
Figure V- 7 :courbes force- glissement pour différents enfoncements du profilé en U dans le bois	154
Figure V- 8: comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA12U-e5, HA12U-e10 et HA12U-e20.....	155
Figure V- 9: Connexion par tige en acier HA12 fileté (S90-HA12)	156
Figure V- 10:Connexion par entaille triangulaire et tige en acier HA12 (CTS90-HA12).....	156
Figure V- 11 : description du dispositif expérimental.....	157
Figure V- 12:Courbes force - glissement pour (a) éprouvette sans entaille (S90-HA12) et (b) éprouvette avec entaille (CTS90-HA12).....	158
Figure V- 13 :Mode de ruine pour les assemblages bois-bois (Dias, 2005)	159
Figure V- 14:Mode de ruine pour les assemblages bois-acier (Dias, 2005)	160
Figure V- 15 : formation d'une rotule plastique pour une poutre sur deux appuis.....	161
Figure V- 16 : Illustration de la formation de 2 rotules plastiques dans le bois.....	161
Figure V- 17: Configuration 2 – poutre avec connecteurs par tige fileté et crochet (PHA12FC)(rappel).....	163
Figure V- 18 :poutre HA12FC-150	163
Figure V- 19:poutre HA12S-200.....	163
Figure V- 20:poutre HA12S-150.....	164
Figure V- 21 : poutre 1UHA12S-150.....	164
Figure V- 22 : Courbes force-flèche de toutes les simulations menées	165
Figure V- 23 : courbes force flèche des poutres PHA12FC et HA12S-200	166
Figure V- 24: (a) courbes force-flèche des poutres PHA12FC et HA12FC-150 ; (b) Figure V- 25 : courbes force flèche des poutres HA12S-150 et HA12S-200.....	168
Figure V- 26: courbes force flèche des poutres HA12S-150 et 1UHA12S-150	169
Figure V- 27 : Prédiction des charges à l'ELS par le modèle numérique	171
Figure V- 28 : Prédiction de la rigidité effective par le MEF	172
Figure V- 29 :Prédiction de la rigidité analytique par le calcul analytique.....	172
Figure V- 30 : comparaison des rigidités analytique et numériques des poutres simulées	173
Figure V- 31: Comparaison des capacité de charge ultime– analytiques et numériques.	174

Figure V- 32 : Comparaison des charges d'exploitation des poutres mixtes testées à court terme aux états limites de service – analytiques et numériques.	175
Figure A- 1: Glissement relatif à l'interface bois-béton	186
Figure A- 2: Coupe de la section composée bois-béton.....	187
Figure A- 3: Distribution des contraintes dans la section composée.	189
Figure A- 4 : Décomposition de la poutre en bois	192

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I- 1: les avantages des planchers TCC (Meghlat, 2015).....	9
Tableau I- 2: Critère de résistance de certains bois tropicaux.....	16
Tableau I- 3: caractéristiques de quelques bétons	18
Tableau I- 4 : type d'acier rencontrés (Morel, 2005)	18
Tableau I- 5: caractéristiques des aciers doux et HA (Morel, 2005).....	18
Tableau I- 6: Ratio des modules pour l'acajou et l'Okoumé	38
Tableau I- 7 : Ratio du coefficient de Poisson pour l'acajou et l'Okoumé	38
Tableau II- 1 : Masse volumique et humidité du bois.....	51
Tableau II- 2: Valeurs de résistances à la compression axiale et transversale.....	55
Tableau II- 3: Caractéristiques des bois en flexion	60
Tableau II- 4: Paramètres de l'essai d'enfoncement pour les deux bois	64
Tableau II- 5 : Comparaison avec la littérature scientifique	65
Tableau II- 6: caractéristiques mécaniques de l'acier.....	70
Tableau II- 7: effort limite élastique et effort plastique	72
Tableau II- 8: paramètres de la matrice de rigidité du bois entrés dans le logiciel Abaqus.....	74
Tableau II- 9: Comparaison des efforts limite - expérimentation et numérique	76
Tableau II- 10: Comparaison des portance et module de fondation - expérimentation et numérique.....	78
Tableau II- 11: Comparaison des contraintes max pour les deux types d'acier -expérimental et numérique.....	84
Tableau II- 12: Comparaison des efforts limite - expérimentation et numérique	86
Tableau II- 13: Paramétrage du modèle de béton B20.....	88
Tableau III- 1 : Description des connexions testées - dimensions (mm)	94
Tableau III- 2 : Descriptions de connexions à une seule barre d'armature - dimensions (mm).	94
Tableau III- 3: comparaison avec les valeurs des coefficients statique de friction.....	98
Tableau III- 4: paramètres mécaniques des connecteurs testés.....	108
Tableau III- 5: comparaison avec des connecteurs similaires dans la littérature	110
Tableau III- 6: Ecart MEF et expérimentation en pourcentage	114
Tableau IV - 1: Description des poutres.....	120
Tableau IV - 2 : paramètres d'analyses des poutres mixtes testées.....	136
Tableau IV - 3: paramètres d'analyses des poutres mixtes testées (suite)	137
Tableau IV - 4: Rigidités flexionnelles des poutres mixtes - expérimentales et analytiques. 138	
Tableau IV - 5: Rigidités flexionnelles des poutres mixtes - expérimentales et numériques 138	
Tableau IV - 6: Ecart de prédiction des capacités de charge des poutres mixtes testées à court terme aux états limites ultimes	141
Tableau IV - 7: Ecart de prédiction des capacités de résistance en service pour une flèche de 10 mm.....	142

Tableau V- 1: différentes configurations étudiées pour déterminer l'influence du diamètre de la tige.....	148
Tableau V- 2: paramètre des connexions HA10U , HA12U et HA14U	149
Tableau V- 3: Description de la configuration étudiée pour déterminer l'influence de l'épaisseur de la tôle du profilé en U	151
Tableau V- 4: paramètre des connexions HA12U-t5 mm et HA12U-t3mm.....	151
Tableau V- 5: Description des configurations étudiées pour déterminer l'influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois.....	153
Tableau V- 6: paramètre des connexions HA12U-e5, HA12U-e10 et HA12U-e20.....	154
Tableau V- 7: Propriétés mécaniques du béton.....	156
Tableau V- 8: Propriétés mécaniques du bois	157
Tableau V- 9: Propriétés mécaniques de l'acier.....	157
Tableau V- 10: paramètre des connexions S90-HA12 et CTS90-HA12 – Expérimentation et numérique.....	158
Tableau V- 11 comparaison des résultats des différentes méthodes de détermination de la résistance au cisaillement	162
Tableau V- 12 : comparaison des rigidités effectives des poutres PHA12FC et HA12S-200	166
Tableau V- 13 : comparaison des rigidités effectives des poutres PHA12FC et HA12FC-150	168
Tableau V- 14 : comparaison des rigidités effectives des poutres HA12S-150 et HA12S-200	168
Tableau V- 15 : comparaison des rigidités effectives des poutres HA12S-150 et 1UHA12S-150	170
Tableau A- 1 : Paramètre de calcul	190

INTRODUCTION GENERALE

Les constructions mixtes bois-béton sont de plus en plus utilisées en raison de leurs nombreux avantages en termes de durabilité, de performance structurale et d'efficacité énergétique (Duwadi & Ritter, 1997; Richart & Williams, 1943; Rodrigues et al., 2013; Wacker et al., 2020). Cette technique innovante vise à combiner les avantages structuraux, économiques et architecturaux de deux matériaux distincts, à savoir le bois et le béton. La construction mixte bois-béton tire parti des caractéristiques positives de chaque matériau, créant ainsi des éléments de construction hybrides offrant des performances exceptionnelles. Le principe de base consiste à placer une dalle de béton armé sur une poutre en bois, permettant ainsi de combiner ces deux composantes en un seul élément de poutre horizontale. En flexion positive, la dalle de béton résiste à la compression tandis que la poutre en bois résiste à la traction. Cette approche permet d'optimiser l'utilisation des matériaux, exploitant les avantages spécifiques du béton et du bois. Le béton offre une grande résistance à la compression, tandis que le bois résiste bien à la traction. En combinant ces matériaux, on obtient une structure composite qui peut supporter des charges importantes tout en bénéficiant des propriétés thermiques et esthétiques du bois.

Toutefois, afin d'éviter un glissement entre la dalle de béton et la poutre en bois et assurer la solidarité mécanique entre matériaux, des systèmes de connexion de cisaillement sont posés à l'interface entre la poutre en bois et la dalle de béton. Ces systèmes reprennent l'effort de cisaillement longitudinal entre les deux matériaux et permettent de les exploiter au meilleur de leur propriété. Ces connexions améliorent ainsi la rigidité du plancher en flexion et sa capacité résistante.

Dans le domaine des poutres mixtes bois-béton, le calcul et le dimensionnement des éléments, y compris les connecteurs, sont généralement réalisés en suivant les méthodes recommandées par les réglementations en vigueur. Par exemple, l'Eurocode 5 (Comité Européen de Normalisation, 2004) est utilisé pour le dimensionnement des éléments en bois, tandis que l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005) est appliqué pour le béton armé. Il existe d'autres normes telles que "DTU 31.2" (NF-DTU-31.2, 2019) en France ou "NDS" (AWC-American Wood Council, 2018) aux États-Unis. Cependant, une méthode de dimensionnement plus complète a été proposée par Cecotti dans STEP 2 (Cecotti, 1995). Cette méthode s'appuie sur les règles de dimensionnement de l'Eurocode spécifiquement dédiées aux constructions en bois. Elle offre une approche plus exhaustive en prenant en compte les caractéristiques des deux matériaux, à savoir le bois et le béton. En utilisant la méthode STEP 2, le dimensionnement des poutres mixtes bois-béton peut être réalisé de manière plus précise et plus adaptée aux particularités de ce type de construction. Cette approche permet de considérer les différentes interactions et comportements entre le bois et le béton, tout en respectant les critères de sécurité et de performance définis par les réglementations en vigueur.

Plusieurs types de connexions sont proposés dans la littérature. On peut citer les connecteurs par clous (Ahmadi & Saka, 1993; Branco et al., 2009; Chen & Gutkowski, 1993) les tirefonds (Deam et al., 2008) et les goujons à tête (Chybiński & Polus, 2022; Lukaszewska et al., 2010).

INTRODUCTION GENERALE

Tous ces connecteurs sont essentiellement composés de tiges d'acier. Les connexions par clous sont souvent utilisées en raison de leur facilité d'installation et de leur faible coût. Elles consistent à enfoncer des clous à travers les éléments en bois et à les fixer dans la dalle de béton. Cependant, ces connexions peuvent présenter des limites en termes de résistance et de rigidité, en raison de la petite section transversale des clous et des problèmes potentiels de glissement ou d'arrachement. Les connexions par tirefonds sont une autre option populaire. Elles impliquent l'utilisation de vis de grande taille, également appelées tirefonds, pour fixer les éléments en bois à la dalle de béton. Les tirefonds offrent une meilleure résistance à l'arrachement par rapport aux clous et permettent une certaine flexibilité dans le réglage de la connexion. Cependant, ils peuvent nécessiter des opérations de pré-perçage et peuvent être plus coûteux que les clous. Enfin, les connexions par goujons à tête sont des connecteurs plus spécialisés. Ils consistent en des tiges d'acier filetées avec une tête en forme de disque ou de plaquette qui est fixée à la dalle de béton. Ces connexions offrent une résistance élevée et une grande rigidité, ce qui les rend adaptées aux charges importantes. Cependant, elles peuvent être plus complexes à installer et nécessitent une préparation minutieuse de la surface de la dalle de béton. D'autres types de connexions sont également décrits dans la littérature scientifique. Parmi ceux-ci, on retrouve les connexions par entaille (Müller, 2020; Yeoh et al., 2008), les connexions par grilles et plaques métalliques (Clouston et al., 2005; Wang et al., 2020), ainsi que les connexions par collage (Eisenhut et al., 2016; Tannert et al., 2017). Ces différentes méthodes de connexion ont été explorées par plusieurs auteurs et offrent des approches alternatives pour renforcer les constructions mixtes bois-béton.

Dans le domaine des constructions mixtes bois-béton, les connexions les plus couramment utilisées sont celles réalisées avec des clous, des tirefonds et des goujons à tête, en raison de leur simplicité de mise en œuvre et de leur disponibilité facile sur le marché (Bezerra et al., 2018; Oudjene et al., 2013). Toutefois, il convient de souligner que ces types de connexions ne sont pas aisément accessibles dans le contexte local du Burkina Faso. Pour remédier à cette contrainte, Djoubissie et al. (Djoubissie, 2018) ont proposé l'utilisation de connexions par tiges d'acier généralement utilisées comme armatures pour le renforcement des structures en béton armé. Afin de vérifier la pertinence de cette proposition, des essais de push-out ont été réalisés sur les connexions et des essais de flexion 4 points ont été réalisés sur les poutres mixtes équipées de ces connexions.

Les essais de push-out sont couramment utilisés pour évaluer le comportement interne des connexions dans les constructions mixtes bois-béton, en particulier pour déterminer leur résistance et leur capacité de transfert de charges. Ces essais consistent à appliquer une force axiale sur la tige d'acier de la connexion afin de pousser celle-ci hors de la dalle de béton. Ces essais permettent d'évaluer la résistance à l'arrachement de la tige d'acier dans le béton, ce qui est un paramètre clé pour assurer la stabilité et la durabilité de la connexion. Ils permettent également de mesurer la rigidité de la connexion, c'est-à-dire sa capacité à transférer les charges sans subir de déformations excessives. Les essais de push-out sont souvent complétés par des essais de flexion à quatre points. Lors de ces essais, un échantillon de construction mixte bois-béton est placé sur deux supports extérieurs, tandis que deux charges sont appliquées à des points équidistants entre ces supports, créant ainsi une flexion sur l'échantillon. Cette

INTRODUCTION GENERALE

configuration à quatre points permet de répartir la charge de manière uniforme et de minimiser les effets des conditions aux extrémités de l'échantillon. Les résultats obtenus lors des essais de flexion à quatre points fournissent des informations essentielles pour la conception et l'analyse des constructions mixtes bois-béton. Ils permettent d'évaluer la résistance, la rigidité flexionnelle, la déformation plastique et d'autres propriétés mécaniques de l'échantillon testé. Ces données sont ensuite utilisées pour optimiser la conception des structures, évaluer leur performance et assurer leur sécurité et leur stabilité.

Les résultats des essais menés ont confirmé la pertinence de l'approche de Djoubissié, ouvrant de nouvelles perspectives dans le domaine de la construction mixte bois-béton au Burkina Faso. En utilisant les tiges d'acier d'armatures, une solution adaptée aux contraintes du contexte local a été proposée. Cependant, il a été observé que les connexions réalisées uniquement avec des tiges d'acier présentent généralement une résistance et une rigidité inférieure par rapport aux connexions par grilles ou plaques métalliques, par collage ou par entaille. Ainsi, Djoubissié et al. ont souligné la nécessité d'étudier différentes géométries ou variantes de connexions par tiges d'acier pour optimiser leur performance, ainsi que de créer des modèles numériques pour mieux comprendre et enrichir les connaissances sur le comportement de ces connexions dans les constructions mixtes bois-béton.

Sur la base de ces limites et recommandations, une solution est développée pour créer un connecteur qui utilise des matériaux locaux et qui offre une résistance, une rigidité et une ductilité supérieure par rapport aux connexions réalisées uniquement avec des tiges d'acier. Il a été combiné une tige d'acier avec un profilé en U. Cette combinaison permettrait une meilleure répartition des contraintes en augmentant la surface de contact avec le bois et le béton, et pourrait exploiter au maximum la capacité plastique de la structure.

L'objectif global de cette thèse est donc d'évaluer le comportement de différentes géométries de connexions par tiges d'acier et de connexions combinant des tiges d'acier et des profilés en U dans les constructions mixtes bois-béton. Les aspects étudiés comprennent la résistance, la rigidité, la ductilité et la capacité à développer la résistance plastique maximale de la structure. Pour atteindre cet objectif, des programmes d'expérimentations incluant des essais de push-out et des essais de flexion 4 points sur des poutres mixtes sont réalisés, ainsi que le développement de modèles numériques afin d'améliorer la compréhension et les connaissances sur le comportement de ces nouvelles connexions.

Le présent document est structuré en cinq chapitres qui couvrent différents aspects des travaux menés. Le chapitre 1 est une revue de l'état de l'art sur les liaisons mécaniques bois-béton spécifiquement dédiées à la construction de planchers mixtes bois-béton. Cette revue de littérature scientifique présente aussi de manière synthétique les études et modélisations existantes sur les connexions bois-béton.

Le chapitre 2 se concentre sur la caractérisation expérimentale des matériaux et des assemblages étudiés. Les normes en vigueur sont utilisées pour caractériser le bois, le béton et les tiges d'acier

INTRODUCTION GENERALE

employés dans cette étude. Les caractéristiques numériques des matériaux sont ainsi définies et seront utilisées dans les chapitres suivants pour les approches de modélisation.

Le chapitre 3 présente les différents connecteurs utilisés dans cette étude. Le processus expérimental de l'essai push-out est décrit en détail, ainsi que les résultats obtenus. Les résultats des modèles éléments finis sont comparés aux résultats expérimentaux pour valider leur fiabilité.

Dans le chapitre 4, les résultats des essais de flexion sur les poutres mixtes bois-béton avec une section en T sont présentés. Les caractéristiques de résistance et de rigidité sont calculées à partir de ces essais. Ces résultats sont ensuite comparés aux résultats des modèles éléments finis afin de valider leur précision et leur adéquation.

Enfin, le chapitre 5 présente des études paramétriques réalisées à l'aide des modèles éléments finis développés. Ces études permettent d'explorer différentes configurations et paramètres, afin de mieux comprendre leur influence sur les performances des connexions bois-béton.

Une conclusion générale sera élaborée en repassant en revue les conclusions majeures de chaque chapitre, en exposant les recommandations tirées de l'ensemble de l'étude, et en discutant des perspectives futures. Cette synthèse offrira un aperçu complet des résultats clés et des orientations à suivre.

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

1.1 Introduction

Ce chapitre sert de point de départ à une revue bibliographique approfondie qui explore les structures mixtes bois-béton et, plus particulièrement, les systèmes de connexion utilisés pour les réaliser. Il est essentiel de comprendre que ces structures mixtes bois-béton sont une adaptation des structures mixtes acier-béton, caractérisées par la disposition d'une dalle en béton reposant sur des poutres en bois. Cette configuration unique permet d'obtenir des structures dotées d'une combinaison enviable de rigidité, de résistance et de stabilité, grâce aux systèmes de connexion qui les relient.

L'objectif central de cette revue bibliographique est d'explorer en profondeur l'état actuel des connaissances dans ce domaine en mettant l'accent sur les systèmes de connexion. Les propriétés mécaniques distinctes du bois et du béton sont exploitées pour créer des structures légères et résistantes, mais la manière dont ces deux matériaux interagissent à travers les connexions revêt une importance capitale.

Les systèmes de connexion jouent un rôle crucial dans le développement des structures mixtes bois-béton. Ils sont généralement conçus pour permettre un certain degré de déformation et de glissement, afin de compenser les différences fondamentales de comportement entre ces deux matériaux. Néanmoins, il existe des scénarios où la conception de connexions plus rigides peut s'avérer nécessaire. Dans de telles situations, l'utilisation de systèmes de fixation mécaniques, tels que des boulons ou des goujons d'ancrage, peut être envisagée pour renforcer la connexion. Il convient de noter que la mise en place de tels systèmes ne garantit pas toujours une meilleure rigidité, résistance et ductilité, d'où la nécessité d'une analyse approfondie.

Au fil des décennies, de nombreux systèmes de connexion ont été développés depuis la période d'après-guerre pour répondre à ces exigences, mais leur disponibilité peut varier en fonction des régions géographiques. Cette revue bibliographique se propose de faire la lumière sur ces systèmes de connexion et d'explorer les dernières avancées en la matière.

Une attention particulière sera accordée à l'étude d'un système de connexion par tige d'acier. Initialement conçu pour renforcer le béton armé, ce système a été adapté pour les structures mixtes bois-béton. Les questions clés à explorer incluent la détermination de la configuration de connexion optimale qui offre le meilleur compromis entre la qualité et la faisabilité, ainsi que le développement de connexions plus rigides, résistantes et ductiles. En fin de compte, le dimensionnement des poutres mixtes repose en grande partie sur les caractéristiques de ces connexions.

La méthodologie de cette revue bibliographique se concentrera sur l'analyse approfondie de la littérature existante, notamment les travaux de recherche, les études expérimentales et les avancées numériques. Les méthodes d'analyse classiques sont couramment employées pour étudier le comportement des structures mixtes bois-béton. Toutefois, en raison de leur complexité intrinsèque, des essais expérimentaux divers, notamment les essais de cisaillement et les essais de flexion 4-points, sont nécessaires pour évaluer leur comportement sous différentes sollicitations. Ces expérimentations permettent de mesurer divers paramètres, tels que la résistance, la rigidité, la déformabilité, entre autres. Les résultats obtenus peuvent être

utilisés pour valider les modèles numériques, mais aussi pour améliorer la conception des poutres mixtes et proposer de nouvelles solutions constructives.

En parallèle de cette approche expérimentale, la modélisation numérique joue un rôle de plus en plus prépondérant. Elle permet d'étudier le comportement des poutres mixtes dans des conditions variées et de prédire leur réaction face à différentes sollicitations. La modélisation numérique offre également la possibilité d'optimiser la conception des poutres mixtes en identifiant des solutions plus économiques et efficaces.

Cependant, comme évoqué dans l'introduction générale, des questions importantes demeurent et nécessitent une exploration approfondie. Cette revue bibliographique se concentrera sur la mise en lumière de ces problèmes et de ces défis, tout en cherchant à proposer des pistes d'amélioration. Dans le but de contribuer de manière significative au domaine des structures mixtes bois-béton, nous entamons ce voyage à travers la littérature et la recherche actuelle. Notre objectif est d'apporter des éclaircissements sur les systèmes de connexion, d'identifier les problèmes existants, et d'explorer les opportunités d'optimisation et de modélisation numérique.

1.2 Historique

La première utilisation combinée du bois et du béton pour des éléments structuraux remonte au début du 20^e siècle (Van der Linden, 1999). À l'époque, la pénurie d'acier due aux conséquences de la première guerre mondiale était la principale motivation pour combiner ces deux matériaux. L'un des premiers documents connus concernant les composites bois-béton est un brevet de Paul Muller accordé en 1921 pour une « Dalle constituée de planches ou de panneaux de bois verticaux et d'une couche supérieure en béton. (Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern mit Betondeckschicht) » (P. Müller, 1921). La connexion entre le bois et le béton était constituée d'étriers en acier servant également d'armature de cisaillement et de tension pour le béton. D'autres brevets ont été accordés à Otto Schaub en 1931 (Schaub, 1931) pour un élément de structure en béton armé renforcé par du bois « Wood reinforced concrete structural member » aux États-Unis et en 1939 (Schaub, 1939) pour un plancher composite constitué de nervures en bois et d'une dalle en béton « Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte » en Allemagne. La connexion a été réalisée par des profils en acier en I ou en Z encastrés dans le bois. Otto Schaub a également identifié un autre objectif pour la combinaison du bois et du béton dans les éléments de structure : la rénovation de dalles en bois existantes avec une couche supérieure de béton.

Le développement des composites bois-béton (ci-après dénommés TCC pour Timber Concrete Composites) a principalement progressé en Amérique du Nord dans les années 1930 où les premiers ponts TCC ont vu le jour (McCullough, 1943; Richart & Williams, 1943). Différents systèmes et connecteurs ont été testés sur les ponts TCC. Les recherches ont conduit à l'évolution d'une conception intelligente pour les structures de pont. Jusqu'en 1943, plus de 180 structures et ponts en TCC ont été réalisés, dont certains sont encore en service aujourd'hui (Rodrigues et al., 2013). L'inventaire national des ponts des États-Unis « US National Bridge Inventory » indique que la plupart des ponts TCC encore en service ont été construits peu après la première guerre mondiale, puis peu après la deuxième guerre mondiale (Duwadi & Ritter, 1997; Wacker et al., 2020). Dans les années 1950, les structures mixtes bois béton ont commencé à être appliquées à la construction de ponts en Australie et en Nouvelle-Zélande

(Richart & Williams, 1943; D. Yeoh et al., 2011). Cependant, les ponts mixtes bois béton étaient ignorés dans la plupart des régions du monde.

Dans les années 1960, la construction de ponts en TCC a commencé à diminuer aux États-Unis (Wacker et al., 2020), alors qu'en Europe, l'utilisation du TCC pour la construction de bâtiments a été redécouverte (D. Yeoh et al., 2011). Le TCC s'est avéré être une excellente méthode pour renforcer les dalles en bois existantes et a été mis en œuvre pour la première fois de cette manière en Europe de l'Est (Godycki et al., 1984; Postulka, 1983). La première publication combinant la théorie et la pratique de la rénovation de planchers en bois existants par l'ajout d'une dalle en béton a été réalisée par (Godycki et al., 1984). Mille mètres carrés de planchers en bois existants ont été rénovés par cette méthode à Lodz, en Pologne, en 1981. La plupart des poutres en bois ont pu être réutilisées dans le système composite. Le coût du système composite bois-béton n'était que la moitié du coût des autres méthodes de rénovation. (Postulka, 1983), rapporte que plus de 10 000 m² de planchers en bois des bâtiments historiques de l'ex-URSS ont été rénovés en 1960 avec un système de connexion constitué de clous de 6,3 x 180 mm. Postulka précise aussi que pour la première fois, un bâtiment historique a été entièrement rénové à Bratislava en Slovaquie grâce à cette technique. L'intérêt pour les structures (bâtiments et ponts) en TCC a augmenté de manière significative depuis les années 1980 et 1990 dans plusieurs pays européens, y compris la Suisse, l'Autriche, l'Italie et la Finlande (Rodrigues et al., 2013).

Parmi les réalisations les plus importantes en ponts mixtes bois-béton à ce jour, on peut citer le pont à fermes de Vihantasalmi en Finlande mis en service en 1999 avec une longueur de 168 m répartie sur 5 travées de 21 et 42 m (Figure I-1), le pont bow-string Aggerbrücke Kreuznaaf (Figure I-2), **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** en Allemagne achevé en 2014 et ayant une portée de 65 m.



Figure I- 1 : Pont de Vihantasalmi



Figure I- 2 : Pont bow-string Aggerbrücke
Kreuznaaf

1.3 Conception et Avantage de la construction mixte bois-béton

Les structures TCC se composent de trois éléments : le bois, le béton et la connexion. Ces trois composants sont destinés à être utilisés de manière à combiner leurs avantages et à neutraliser autant que possible leurs inconvénients. Le béton se fissure sous de très faibles contraintes de traction. Il est même souvent supposé que seul le béton soumis à des contraintes de compression

peut transférer des forces et des moments de flexion. La section de béton fissurée agit donc principalement comme un poids mort. Le concept du TCC consiste à remplacer cette section en béton fissurée par du bois qui peut également supporter et transférer des contraintes de traction. Ainsi, l'élément en bois se trouve en dessous et reprend les forces de traction qui se produisent dans les poutres du plancher en raison de la flexion. L'élément en béton se trouve au-dessus et reprend les forces de compression dans la dalle. La connexion transfère les forces de cisaillement et assure ainsi l'action composite. Idéalement, tous les composants sont dimensionnés de manière à ce qu'ils remplissent leur tâche spécifique de la meilleure façon possible.

Actuellement, les planchers des immeubles d'habitation et de bureaux en Afrique sont principalement réalisés en béton armé. Le béton est un matériau disponible en raison de la forte concurrence dans le secteur de la construction de plusieurs usines de fabrication de ciment. Cependant, le béton présente quelques inconvénients pour l'utilisation des planchers. Comme décrit ci-dessus, le remplacement de la section de béton soumise à la traction par du bois est statiquement raisonnable et offre d'autres avantages. En effet, remplacer une section de béton soumise à la traction (c'est-à-dire soumise à des forces qui tendent à l'étirer) par du bois est une solution qui fonctionne sur le plan statique. Autrement dit, cette substitution est capable de supporter les forces appliquées sans entraîner de déformation excessive ou de rupture de la structure.

Cela peut être dû au fait que le bois possède des propriétés mécaniques différentes de celles du béton. Bien que le bois soit généralement moins résistant que le béton, il peut parfois être préférable dans certaines situations en raison de son rapport poids-résistance, de sa facilité de mise en œuvre, de sa durabilité et de son aspect esthétique.

Le processus de construction du TCC est nettement plus rapide car l'élément en bois situé en dessous sert de coffrage et peut également servir de structure pour le faux plafond pour la pièce du dessous. En outre, le remplacement de la retombée de la poutre en béton du plancher par du bois réduit le poids total du plancher. Un poids de construction plus faible représente moins de poids sur les fondations et est très avantageux pour le transport vers et sur le site de construction. L'impact environnemental du béton lié la consommation d'énergie, les émissions de CO₂ et l'énergie grise du béton est plusieurs fois supérieur à l'impact environnemental du bois (figure I- 3). Lors de la fabrication du bois, le CO₂ est stocké. Pour tous les autres matériaux, il est émis.

La combinaison du bois et du béton est également plus performante que les planchers en bois uniquement. La partie en béton renforce le comportement porteur de la dalle, améliorant sa solidité et sa capacité de charge. En outre, la dalle en béton améliore l'isolation acoustique et le comportement vibratoire du plancher. En outre, la dalle en béton, qui est souvent réalisée de manière monolithique ou connectée par la suite, agit comme une barrière étanche à l'air, protège le bois situé en dessous et améliore ainsi la résistance au feu de la dalle (une dalle de plancher en béton peut améliorer la résistance au feu de la structure en bois située en dessous et contribuer à la sécurité incendie du bâtiment).

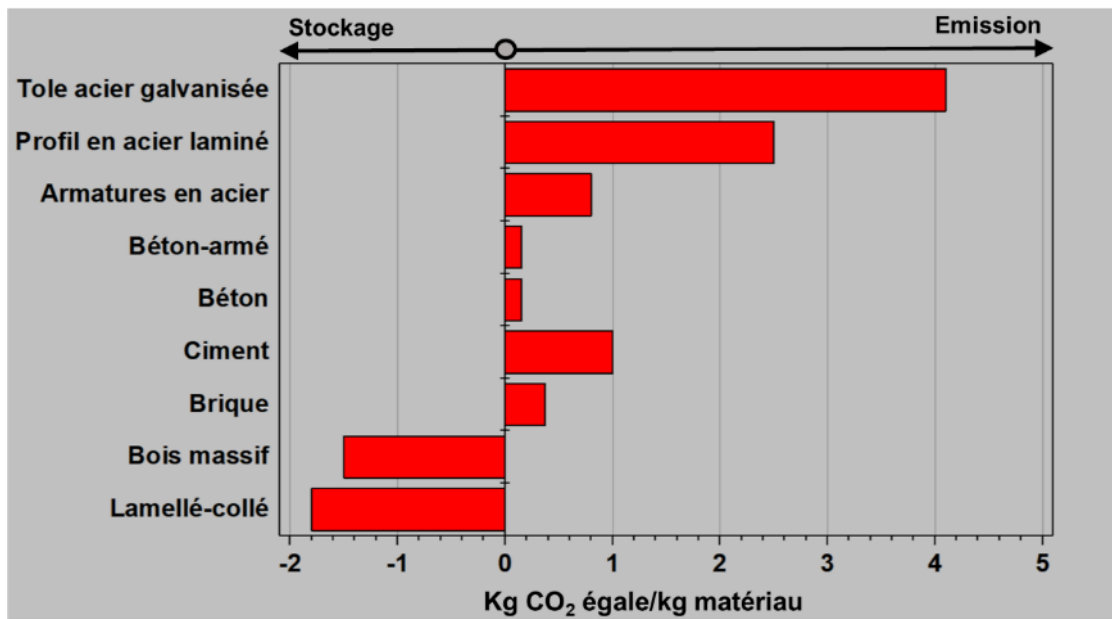


Figure I- 3 : Comparatif des émissions de dioxyde de carbone lors de la production de différents matériaux de construction (Porhinčák & Eštoková, 2013).

Le tableau I- 1 énumère les avantages des planchers TCC par rapport aux dalles en bois et en béton armé.

Tableau I- 1: les avantages des planchers TCC (Meghlat, 2015)

Comparaison aux dalles en bois	Comparaison aux dalles en béton
Amélioration de la rigidité	Diminution du poids propre
Amélioration de la capacité de charge	Construction plus rapide
Amélioration de l'isolation phonique	Consommation d'énergie primaire plus faible
Amélioration du comportement vibratoire	Réduction des émissions de CO ₂
Amélioration de la résistance au feu	Niveau élevé de préfabrication

Pour obtenir les meilleures performances des dalles composites bois-béton, l'épaisseur des deux composants et les propriétés des matériaux doivent être choisies avec soin. Cependant, la connexion entre les deux composants est le facteur le plus important pour la performance des TCC.

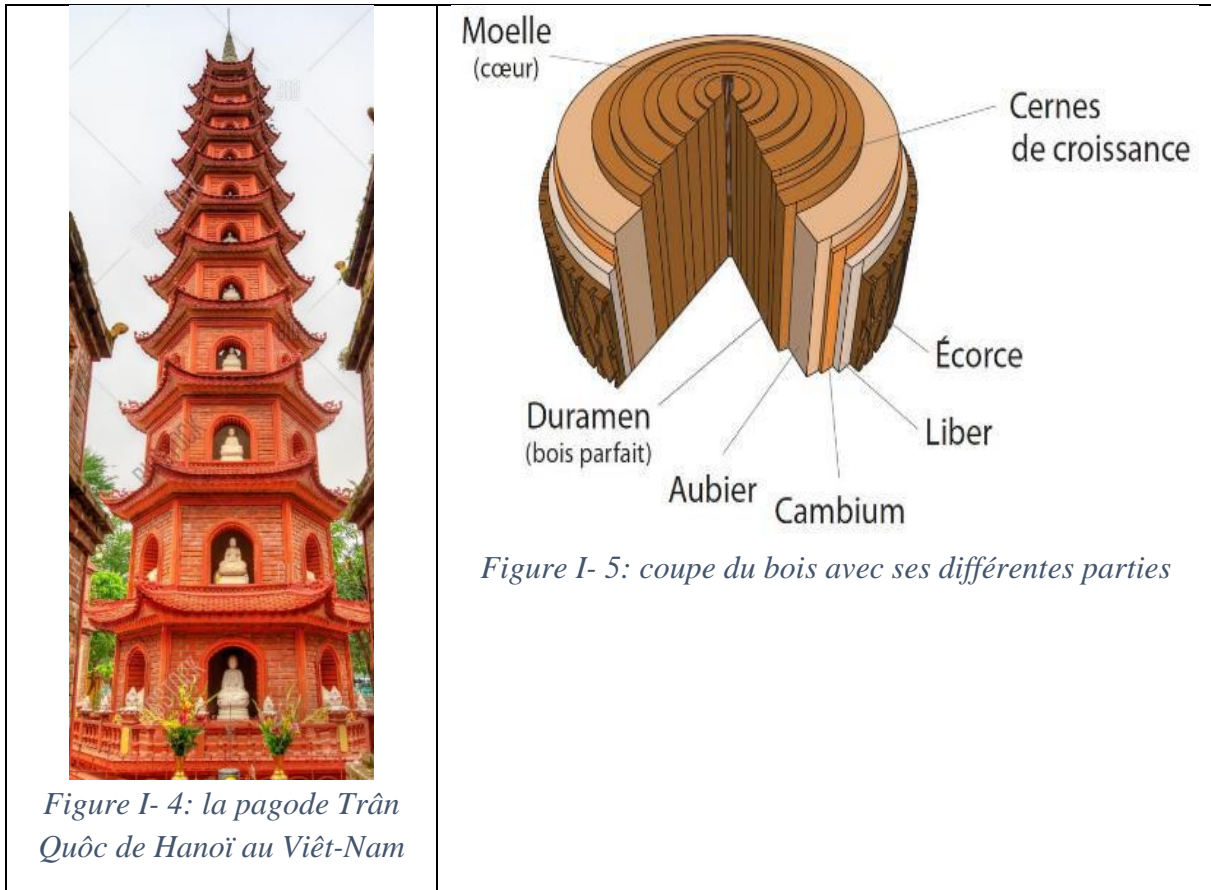
1.4 Matériaux utilisés dans la construction mixte bois-béton

1.4.1 Le bois

1.4.1.1 Le bois et le développement durable

Au 21ème siècle, le concept de développement durable est devenu une exigence collective dans tous les domaines, y compris celui de la construction des bâtiments, routes, ponts et ouvrages d'art. L'approche principale du développement durable consiste à optimiser l'utilisation de ce

que la nature peut renouveler, tels que l'eau, l'énergie et les matériaux. Contrairement aux autres matériaux de construction qui s'épuisent et ne sont pas renouvelables, le bois est un matériau renouvelable. Le bois est un matériau qui a existé bien avant l'apparition de l'espèce humaine et qui a été témoin de l'évolution de celle-ci. Sa durabilité n'est plus à prouver. L'utilisation du bois comme matériau de construction est particulièrement adaptée aux enjeux du développement durable, car bien que le bois ne se renouvelle pas naturellement (à partir des grains ou des feuilles tombées des arbres), il peut être régénéré grâce à l'action humaine (par exemple, en plantant des arbres à partir de graines). Il est vrai que l'arbre vivant stocke le dioxyde de carbone, un des principaux gaz à effet de serre pour ne pas dire le plus répandu, l'empêchant ainsi de s'élever vers la couche d'ozone et libère de l'oxygène nécessaire à la force vitale des organismes vivants. Le fait de couper l'arbre empêche ce dernier de produire ce bienfait naturel mais comme dit plutôt, il peut se renouveler tout seul ou être renouvelé par l'action humaine. De plus le bois coupé ne libère pas le dioxyde de carbone qu'il a stocké. Le dioxyde de carbone produit lors de la combustion du bois est emprisonné dans les produits dérivés du bois et ne s'échappe pas dans l'atmosphère. En outre, les structures en bois ont une durée de vie très longue lorsqu'elles sont correctement protégées, comme en témoigne la pagode Trân Quôc de Hanoï au Viêt-Nam construite au 6ème siècle et encore debout aujourd'hui (voir figure I-4). Lorsque le bois utilisé pour la construction d'un bâtiment arrive en fin de vie, il peut être recyclé et utilisé pour fabriquer de nouveaux équipements tels que des meubles, des pièces de machines, des manches d'outils, etc. Le recyclage du bois nécessite peu d'énergie et permet en outre de réduire la consommation d'énergie fossile. Même si le bois était brûlé en fin de vie, il serait neutre en carbone et le dioxyde de carbone qui en résulterait serait absorbé par d'autres arbres. La figure I-5 présente une illustration de la coupe du bois.



Contrairement aux métaux et aux produits dérivés des combustibles fossiles tels que les plastiques, la ressource forestière est renouvelable. Avec une gestion appropriée, un flux de produits en bois peut être maintenu de manière durable. Cependant, la dépendance de certains pays d'Afrique tropicale à l'égard des produits forestiers est un facteur économique important. La durabilité de cette ressource nécessite des pratiques forestières appropriées, bien que ce sujet ne fasse pas partie du champ d'étude de ce document. Néanmoins, il est important d'aborder cette question pour souligner l'importance du bois dans le contexte du développement durable et justifier la thèse défendue.

1.4.1.2 Bois utilisés dans l'étude

Les bois utilisés dans cette étude sont issus de fournisseurs locaux de pays tels que la Sierra Léone, la Côte d'Ivoire et le Ghana, et acheminés par camion jusqu'au marché local à Ouagadougou. Il est essentiel de connaître le type de bois utilisé dans notre étude ou du moins de savoir à quoi s'attendre en termes de caractéristiques mécaniques. En Afrique tropicale, il existe une grande variété de bois répertoriée dans divers ouvrages.

Etant donné que le bois est une matière naturelle et que l'arbre est soumis à de nombreuses influences en constante évolution (telles que l'humidité, les conditions du sol et l'espace de croissance), les propriétés du bois varient considérablement même sur la même branche du même arbre. Cette variabilité rend difficile l'estimation des caractéristiques mécaniques réelles du bois. Toutefois, le document « Wood Handbook - Wood as an Engineering Material » (FPL-GTR-190, 2010) et le « Guide des essence de bois » (Benoit, 2018) ainsi que les fiches

techniques du CIRAD sur le bois donnent des critères sur les caractéristiques du bois qui peuvent être utilisées pour des études. Certains des critères de résistance sont présentés au tableau I- 2. Nous présenterons une liste non exhaustive dans cette section des bois rencontrés en Afrique tropicale (lieu de notre étude) ainsi que leur caractéristique mécanique. Cette section sera utilisée pour identifier le bois utilisé lors de nos essais.

1.4.1.2.1 Acajou, Africain

L'espèce prédominante de l'acajou africain trouvée en Afrique de l'Ouest et en Afrique Centrale est *Khaya ivorensis*, largement répandue et plus abondante dans les hautes forêts de la ceinture côtière. Le bois de cœur varie du rose pâle au brun rougeâtre foncé, avec un grain fréquemment imbriqué et une texture moyenne à grossière. Le séchage du bois est facile, mais ses propriétés d'usinage sont plutôt variables. Cependant, il présente de bonnes propriétés de clouage et de collage, et peut facilement être fini avec excellence. Le bois est également facile à trancher et à éplucher. En termes de résistance à la désintégration, l'acajou africain est généralement considéré comme modérément durable. Les principales utilisations de ce bois incluent la fabrication de meubles, d'armoires, la menuiserie intérieure, la construction de bateaux et le placage.

1.4.1.2.2 Avodiré

L'Avodiré, aussi appelé *Turraeanthus africanus*, est un arbre répandu dans les régions tropicales d'Afrique, allant de la Sierra Leone à l'ouest jusqu'au Congo au nord et jusqu'en Angola et en République Démocratique du Congo au sud. Cet arbre de taille moyenne forme des peuplements de bois denses mais localisés et discontinus dans la forêt tropicale. Le bois, d'une couleur jaune crème à pâle, possède un éclat naturel élevé et prend progressivement une teinte plus foncée en jaune doré. Le grain est souvent ondulé ou irrégulièrement imbriqué, produisant une figure marbrée distinctive et esthétique lorsqu'il est tranché ou coupé sur le quart. Le bois est facilement travaillé à la main ou avec des machines-outils et présente une belle finition après les opérations de coupe et de façonnage. L'Avodiré est principalement utilisé pour la fabrication de meubles, de menuiserie fine, d'ébénisterie et de lambris.

1.4.1.2.3 Azobé (Ekki)

L'espèce *Lophira alata*, communément appelée Azobé ou Ekki, est répandue en Afrique de l'Ouest et s'étend jusqu'au bassin du Congo. Le bois de cœur est caractérisé par une couleur rouge foncé, brun chocolat ou brun violet, avec des dépôts blancs visibles dans les pores. Le grain est souvent imbriqué et la texture est grossière. Avec une densité moyenne d'environ 1 120 kg/m³ à une teneur en humidité de 12%, le bois est robuste mais très difficile à travailler avec des outils manuels. Le bois d'Azobé peut être poli pour obtenir une finition lisse, et ses propriétés de collage sont généralement bonnes. Le séchage est un processus délicat qui peut entraîner une dégradation excessive, et le bois de cœur est extrêmement résistant aux traitements conservateurs. Il est considéré comme très durable contre la pourriture et résistant à l'attaque de teredo, mais seulement modérément résistant aux termites. L'Azobé résiste très bien aux acides et aux intempéries, ce qui en fait un choix de prédilection pour les travaux de construction lourds, les revêtements de sols et les chemins de fer.

1.4.1.2.4 Benge, Ehie, Bubinga

Même s'ils appartiennent au même genre ouest-africain, le Benge (*Guibourtia arnoldiana*), l'Ehie (ou *ovankol*) (*Guibourtia ehie*) et le Bubinga (*Guibourtia spp.*) diffèrent notablement en termes de couleur et légèrement en termes de texture. Le bois de cœur de Benge est brun doré à brun foncé avec des rayures grises à presque noires, tandis que celui d'Ehie tend à être plus brun doré à brun foncé avec des rayures grises à presque noires également. Le bois de cœur de Bubinga, quant à lui, est rose, rouge vif ou rouge-brun avec des stries violettes, et devient jaune ou brun moyen avec une teinte rougeâtre après l'exposition à l'air. La texture d'Ehie est modérément grossière, tandis que celle de Benge et de Bubinga est fine à modérément fine. Les trois bois sont modérément durs et lourds, mais ils peuvent être travaillés à la main et aux machines-outils. Ils sont considérés comme modérément durables et résistants au traitement conservateur. Ces bois sont souvent utilisés dans les placages, les revêtements de sol, les éléments de meubles, les armoires et les placages décoratifs.

1.4.1.2.5 Ceiba , lupuna

Le Ceiba (*Ceiba pentandra*) est un arbre imposant pouvant atteindre jusqu'à 66 mètres de hauteur avec un tronc cylindrique droit de 13 à 20 mètres de long. Des diamètres de tronc de 2 mètres ou plus sont courants. Ceiba pousse en Afrique de l'Ouest, de la Côte d'Ivoire et Sierra Leone jusqu'au Libéria, au Nigeria et dans la région du Congo. Une espèce apparentée est le Lupuna (*C. samauma*) qui se trouve en Amérique du Sud. La distinction entre le bois de sève et le bois de cœur n'est pas clairement délimitée. Le bois peut être de couleur blanchâtre, brun pâle ou brun rosé, souvent avec des stries jaunâtres ou grisâtres. La texture est grossière et le grain est imbriqué ou parfois irrégulier. Il est bien adapté pour le placage et facile à clouer et à coller. Cependant, le Ceiba est très sensible aux attaques des champignons et des insectes de décomposition et doit être récolté et transformé rapidement pour éviter la détérioration. Étant disponible en grandes tailles, sa faible densité combinée à un degré assez élevé de stabilité dimensionnelle le rendent idéal pour les motifs et les stocks de minerai.

1.4.1.2.6 Ilomba

L'Ilomba (*Pycnanthus angolensis*), aussi appelé "faux muscadier", est un arbre originaire des forêts tropicales d'Afrique de l'Ouest, qui s'étend du Sénégal à l'Angola, en passant par la Guinée, la Sierra Leone et l'Ouganda. Il est également connu sous les noms de pycnanthus, walele et otie. Le bois de l'Ilomba est de couleur blanc grisâtre à brun rosé, et certains arbres présentent une couleur uniforme brun clair. La distinction entre le bois de cœur et l'aubier est généralement peu visible. Sa texture est moyenne à grossière, et son grain est généralement droit. Le bois est excellent pour le placage et a de bonnes propriétés de collage et de clouage. Toutefois, le bois vert est vulnérable aux attaques d'insectes et de champignons. Pour éviter la dégradation, une récolte et une conversion rapides sont nécessaires. Les conservateurs peuvent être utilisés pour traiter l'aubier et le bois de cœur, qui sont perméables.

1.4.1.2.7 Iroko

Les espèces *Milicia excelsa* et *Milicia regia* constituent l'Iroko. *Milicia excelsa* se trouve dans toute l'Afrique tropicale, de la Côte d'Ivoire à l'Angola et à l'Afrique de l'Est, tandis que *M. regia* est confinée à l'Afrique de l'Ouest extrême, de la Gambie au Ghana, et est moins résistante à la sécheresse que *M. excelsa*. Le bois de cœur varie en couleur, allant d'un brun jaunâtre pâle

à un brun chocolat foncé, avec des marques claires visibles principalement sur les surfaces planes de sciage, tandis que l'aubier est blanc jaunâtre. La texture est moyenne à grossière, et le grain est généralement imbriqué. L'Iroko peut être facilement travaillé avec des outils manuels ou des machines-outils, bien qu'il y ait une certaine tendance à la déchirure de grain entrelacé. Les dépôts occasionnels de carbonate de calcium peuvent endommager gravement les tranchants. Le bois sèche rapidement avec peu ou pas de dégradation, et a un poids d'environ 688 kg/m³ à 12 % d'humidité. Le bois de cœur est très résistant aux champignons de décomposition, aux termites et aux attaques du bois flotté marin. En raison de sa couleur et de sa durabilité, l'iroko a été proposé comme substitut au teck (*Tectona grandis*). Sa durabilité le rend adapté à la construction de bateaux, de pieux, d'autres travaux maritimes et de carrefours ferroviaires. Les autres utilisations comprennent la menuiserie, les revêtements de sol, les meubles, le placage et l'armoire.

1.4.1.2.8 Limba (Frake)

Le Limba, également appelé afara, korina ou ofram, est un arbre largement répandu en Afrique tropicale et en savane, de la Sierra Leone à l'Angola et en République démocratique du Congo. Il est également cultivé en tant qu'espèce de plantation en Afrique de l'Ouest. Le bois de cœur peut varier du gris-blanc au brun crémeux ou jaune et présenter des stries sombres, créant une figure I attrayante pour le placage décoratif. Sa couleur claire est considérée comme un avantage majeur pour la fabrication de meubles à teinte blonde. Le grain est généralement droit et la texture uniforme mais grossière. Le bois sèche facilement avec un certain taux de rétrécissement. Cependant, le Limba est vulnérable à la pourriture, aux insectes et aux termites. Il peut être facilement travaillé avec tout type d'outils et transformé en placage sans difficulté. Les principales utilisations du Limba comprennent la fabrication de contreplaqué, de meubles, de menuiserie intérieure et de placages décoratifs tranchés.

1.4.1.2.9 Okoumé

L'Okoumé (*Aucoumea klaineana*) a une distribution naturelle plutôt limitée, se trouvant seulement en Afrique du centre-ouest et en Guinée. Le bois de cœur est d'un rose saumon et l'aubier est de couleur blanchâtre ou gris pâle. Il a un lustre élevé et une texture uniforme, avec une texture fine. Bien que le bois de cœur ne soit pas durable, il sèche facilement sans subir de dégradation importante. Le bois scié peut être quelque peu difficile à travailler en raison de la teneur en silice, mais il colle, se cloue et se décolle facilement en placage. L'Okoumé offre une flexibilité inhabituelle dans la finition car sa couleur d'intensité moyenne permet d'obtenir des nuances plus claires ou plus foncées. Il est généralement utilisé pour la fabrication de panneaux décoratifs en contreplaqué, de contreplaqué d'utilité générale et de portes. Les autres utilisations comprennent les composants de meubles, la menuiserie et la construction légère.

1.4.1.2.10 Bilinga (Opépé en Angleterre ou Aloma en Allemagne)

Bilinga (*Nauclea diderrichii*) est répandu en Afrique, de la Sierra Leone à la région du Congo et jusqu'en Ouganda. Il est souvent présent en peuplements purs. Le bois de cœur, de couleur orange ou jaune doré, fonce à l'air libre et est clairement délimité par un aubier blanchâtre ou jaune pâle. Le grain est généralement imbriqué ou irrégulier, et la texture plutôt grossière. Le bois séché à l'air affiche une densité de 752 kg/m³. Il sèche rapidement avec peu de vérification ou de déformation, bien que le sciage à plat puisse entraîner une dégradation importante. Il est

assez facile à travailler avec des outils à main et des machines, et colle bien. La finition est également satisfaisante. Le bois de cœur est très résistant à la pourriture et modérément résistant aux termites, tandis que l'aubier est perméable aux conservateurs mais le bois de cœur est modérément résistant au traitement conservateur. Bilinga est couramment utilisé comme bois de construction, notamment pour les travaux de quai et de mer, la construction de bateaux, les traverses de chemin de fer, les revêtements de sol et les meubles.

1.4.1.2.11 Sapelli

Le Sapelli (*Entandrophragma cylindricum*) est une espèce d'arbre imposant originaire d'Afrique, que l'on peut trouver de la Sierra Leone à l'Angola et à travers le Congo jusqu'en Ouganda. Le Kosipo (*Entandrophragma candollei*), étudié par Djoubissie (Djoubissie, 2018), appartient au même genre d'arbres que le Sapelli et est également originaire d'Afrique de l'Ouest. Le bois de cœur de Sapelli peut varier en couleur, allant d'un rose pâle saumon à un brun rougeâtre foncé ou violacé. Il est distinctement séparé de l'aubier plus clair, pouvant atteindre jusqu'à 10 cm de large. La texture du bois est plutôt fine et son grain est imbriqué, produisant des bandes étroites et uniformes sur les surfaces sciées en quartier. À une teneur en humidité de 12 %, le bois a une densité moyenne d'environ 674 kg/m³. Le travail du bois est relativement facile avec des machines-outils, et le Sapelli se prête bien aux finitions et aux collages. Le bois de cœur est considéré comme modérément durable et résistant aux traitements conservateurs. En tant que bois d'œuvre, le Sapelli est utilisé pour la fabrication de meubles, d'armoires, de menuiseries et de revêtements de sols. Il est également utilisé en placage pour la fabrication de contreplaqués décoratifs.

1.4.1.2.12 Teck

Le teck (*tectona grandis*) est une essence largement répandue dans les pays asiatiques, mais également présente dans les zones tropicales d'Amérique latine et d'Afrique. Sa couleur varie du jaune-brun au brun-doré, puis devient un brun riche lorsqu'il est exposé à l'air. Le bois de teck présente une texture grossièrement inégale due à ses anneaux poreux, mais son grain est généralement droit et poreux. Le bois de cœur est très durable et offre une excellente stabilité dimensionnelle. Le teck peut être travaillé avec une certaine facilité à l'aide d'outils à main et de machines-outils. Bien que la finition et le collage soient satisfaisants, un prétraitement peut être nécessaire pour un bon collage des finitions et des colles. Le teck est un bois précieux car il ne corrode pas lorsqu'il est en contact avec du métal, ce qui le rend très utile dans l'industrie navale, pour les réservoirs et les cuves, ainsi que pour les fixations qui nécessitent une résistance élevée aux acides. Actuellement, le teck est utilisé dans la construction de bateaux, de meubles, de revêtements de sol, d'objets décoratifs et de placages décoratifs.

La figure I-6 présente la vue microscopique des différents bois tropicaux qui viennent d'être abordés.

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

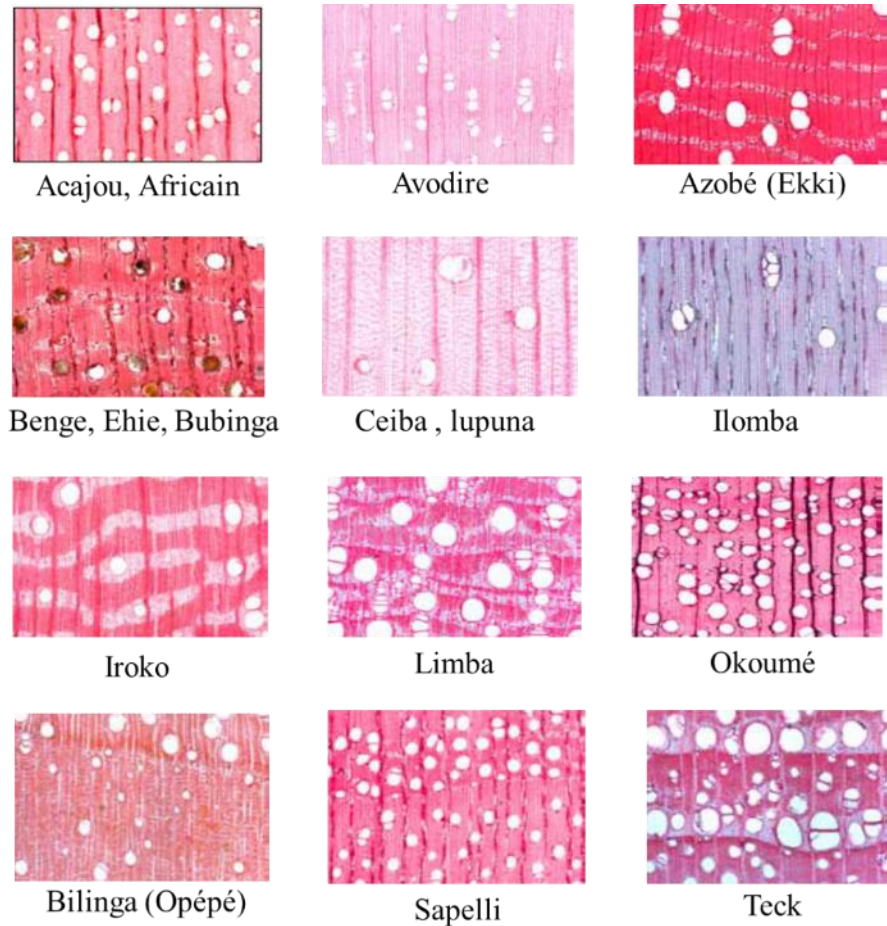


Figure I- 6 : Vue microscopique de différents bois tropicaux

1.4.1.3 Critère de résistance

Des documents tels que le Guide Des Essences De Bois (Benoit, 2018) et Wood Handbook - Wood as an Engineering Material (FPL-GTR-190, 2010) compilent les résultats de caractérisations sur les bois. Le tableau I-2 présente les résultats d'essais de caractérisation sur les bois tropicaux présentés dans ce document. Le tableau I-2 est une référence importante pour identifier les types de bois utilisés dans les travaux actuels. Il fournit des informations essentielles telles que la résistance au cisaillement parallèle au grain du bois, qui est un paramètre crucial pour la modélisation par éléments finis du bois. Cette donnée n'a pas été mesurée lors de la caractérisation initiale des matériaux, mais elle est nécessaire pour les travaux en cours.

Tableau I- 2: Critère de résistance de certains bois tropicaux

	Humidité	Densité	Module d'élasticité longitudinal [Mpa]	Compression parallèle au grain [Kpa]	Cisaillement parallèle au grain [Kpa]	Dureté latérale [N]
Azobe	Vert	0.87	14900	65600	14100	12900
	12%		17000	86900	20400	14900
Avodire	Vert	0.48	10300	49300	14000	4800
	12%		12590	52000		

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

Acajou (Africain)	Vert	0.42	7900	25700	6400	2800
	12%		9700	44500	10300	3700
Ceiba	Vert	0.25	2800	7300	2400	1000
	12%		3700	16400	3800	1100
Ilomba	Vert	0.4	7900	20000	5800	2100
	12%		11000	38300	8900	2700
Iroko	Vert	0.54	8900	33900	9000	4800
	12%		10100	52300	12400	5600
Limba	Vert	0.38	5300	19200	6100	1800
	12%		7000	32600	9700	2200
Okoume	Vert	0.33	7900	27400	6700	1700
	12%		9690	36000	-	-
Bilinga	Vert	0.63	11900	51600	13100	6800
	12%		13400	71700	17100	7300
Sapelli	Vert	0.55	10300	34500	8600	4500
	12%		12500	56300	15600	6700
Benge	Vert	0.65	14100	78600	14400	7800
Bubinga	Vert	0.71	17100	72400	21400	12000
	12%		20180	76000	-	-
Teck	Vert	0.55	9400	41100	8900	4100
	12%		10700	58000	13000	4400

1.4.2 Le béton

Le béton est un assemblage particulier de matériaux d'origine minérale qui mélangé à l'eau forme une pâte qui se solidifie. Aujourd'hui, il est l'un des matériaux de construction les plus utilisés quoique son usage soit de plus en plus soumis à la controverse en raison du fait que sa fabrication rejette une quantité importante de gaz à effet de serre dans l'atmosphère. Un des aspects de la présente étude est la minimisation de l'utilisation du béton dans la construction en remplaçant sa partie inopérante dans le calcul structural par le bois et concevoir ainsi des planchers plus légers pouvant garantir un peu plus de sécurité en cas d'effondrement d'un bâtiment. Néanmoins le béton doit avoir une bonne résistance à la compression. L'Eurocode 2 propose les caractéristiques requises en fonction de l'utilisation du béton (tableau I-3) Le béton B20 suivant le BAEL ou C20/25 suivant l'Eurocode 2 est le béton le plus utilisé dans la construction à usages d'habitation au Burkina Faso.

1.4.3 L'acier

Constitué essentiellement de fer et d'un certain pourcentage de carbone, l'acier est l'un des matériaux les plus fiables dans le domaine de la construction. C'est un matériau hétérogène isotrope qui possède pratiquement le même comportement en traction et en compression. Sa masse volumique est d'environ 7850kg/m^3 et il a un module d'élasticité peu variable de l'ordre de 200 GPa. Le tableau I- 4 présente une typologie des aciers suivant la teneur en carbone. Le tableau I- 5 présente la typologie des aciers rencontrés suivant les normes NF EN ISO 6892-1 (ISO 6892-1, 2019) et NF EN ISO 6892-2 (ISO 6892-2, 2018). Suite à l'essai de traction, on

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

obtient des courbes contrainte déplacement qui nous renseignent sur la typologie de l'acier (voir figure I-7 et I-8).

Tableau I- 3: caractéristiques de quelques bétons

	Densité	Résistance à la compression à 28j (MPa)	Résistance à la traction à 28j (MPa)	Module sécant d'élasticité (GPa) (court terme)
Béton léger (*)	0,8 – 2	8 à 80	>3	>10
C20/25 (ou B20) (**)	2,3 – 2,6	20	2.2	29
C25/30 (**)	2,3 – 2,6	25	2.6	30.5
C30/37 (**)	2,3 – 2,6	30	2.9	32
C35/45 (**)	2,3 – 2,6	35	3.2	33.5
C40/50 (**)	2,3 – 2,6	40	3.5	35
C45/55 (**)	2,3 – 2,6	45	3.8	36
C50/60 (**)	2,3 – 2,6	50	4.1	37
BAP (*)	0,8 à 2,6	Environ 50	<4	30 à 40
BHP (*)	>2,6	45 à 100	<5	45
BUHP (*)	>2,6	180-200	9	55-65
BFUHP (***)	>2,6	Jusqu'à 300	Jusqu'à 12	Jusqu'à 80

(*) (Djoubissie,2018) , (**) (Eurocode 2), (***) (Auclair, 2016)

Tableau I- 4 : type d'acier rencontrés (Morel, 2005)

Type d'acier	Teneur en carbone	Utilisation
Acier doux	[0.05% ;0.3%]	Charpente, boulons
Acier mi-dur	[0.3% ;0.6%]	Rails, pièces forgées
Acier dur	[0.6% ;0.75%]	Outils
Acier extra-dur	[0.75% ;1.2%]	Outils, poinçons
Acier sauvage	[1.2% ;1.7%]	Pièces spéciales

Tableau I- 5: caractéristiques des aciers doux et HA (Morel, 2005)

Caractéristiques	Doux et lisse		Haute adhérence	
	Fe E215	Fe E235	Fe E400	Fe E500
Nuance	215	235	400	500
Limite d'élasticité	215	235	400	500
Résistance à la rupture	330	410	480	500
Allongement à la rupture	22%		14%	12%
Diamètres disponibles sur le marché local	6 – 8 – 10 – 12		6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40	

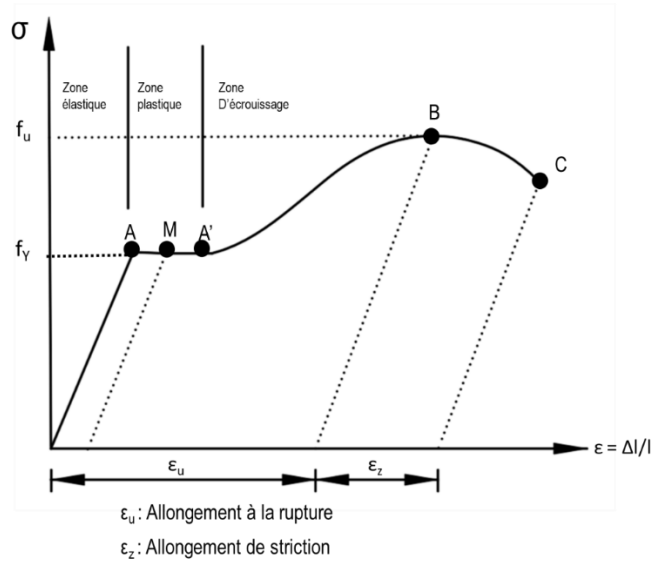


Figure I- 7: courbe de traction pour les aciers doux (Morel, 2005)

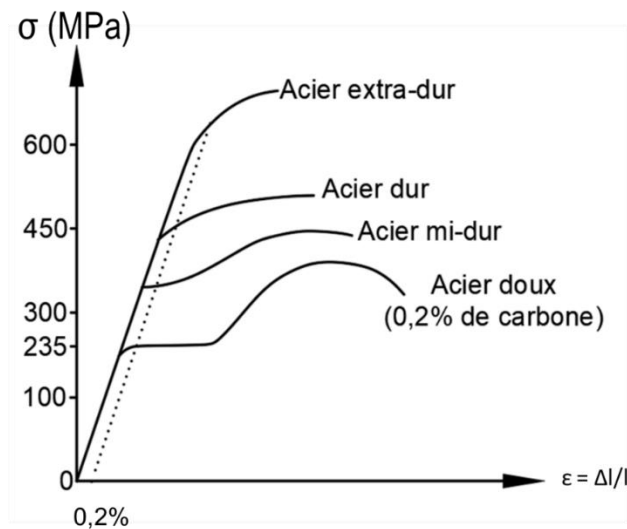


Figure I- 8: courbe de traction pour les aciers durs (Morel, 2005)

L'acier approprié pour les travaux actuels est un acier haute adhérence FeE400, qui est couramment utilisé dans la région pour renforcer les structures en béton armé. Cependant, le fournisseur a accidentellement fourni d'autres types d'acier. Les informations sur les types d'acier nous aideront à identifier celui qui a été utilisé pour les travaux en cours.

1.5 Typologie des sections mixtes

Il existe plusieurs types de sections mixtes bois-béton pour les poutres et les dalles mixtes. La figure I-9 présente des poutres bois-béton réalisées en bois rond (Meghlat, 2015). Quelques exemples de typologie de sections mixtes bois-béton sont présentés à la figure I-10. Ces sections mixtes bois-béton offrent des avantages tels qu'une résistance élevée, une durabilité et une flexibilité de conception. Ils sont souvent utilisés dans la construction de ponts, de bâtiments à

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

ossature en bois et de structures résidentielles. De manière générale, le béton armé assure la résistance aux contraintes de compression et de cisaillement, tandis que le bois contribue à la résistance à la flexion.



Figure I- 9: Exemples de poutres bois-béton réalisé en bois rond (Meghlat, 2015)

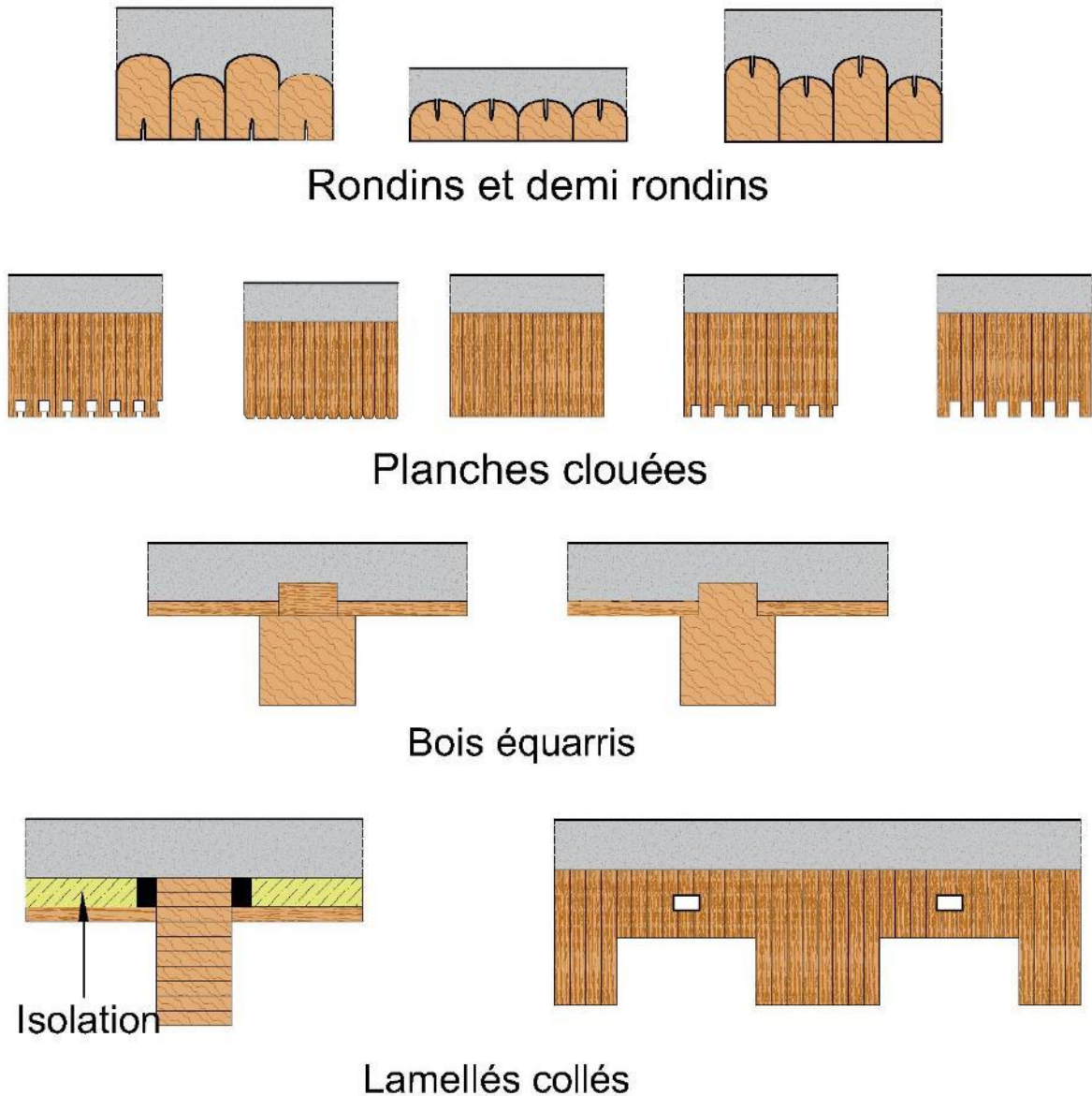


Figure I- 10: Différents types de sections mixtes bois-béton (liste non exhaustive)

1.6 Systèmes de connexion et comportement des connexions

La capacité portante des planchers mixtes bois-béton (La capacité portante d'un plancher désigne la charge maximale que le plancher peut supporter avant de se déformer de manière excessive ou de s'effondrer) est principalement guidé par l'efficacité de la connexion entre le bois et le béton. La connexion entre le bois et le béton transfère les forces de cisaillement et permet ainsi l'action composite. Le comportement porteur d'une connexion peut être décrit par trois caractéristiques (K. Müller, 2020) :

- La rigidité de la connexion
- La résistance au cisaillement
- La ductilité

En général, les connexions sont placées le long de la poutre pour supporter l'effort de cisaillement. Dans le cas d'une charge uniformément répartie, les connecteurs sont plus

resserrés aux appuis car c'est là que l'effort tranchant maximal se développe. Les connexions doivent avoir une rigidité suffisante pour limiter le glissement à l'interface bois-béton et augmenter l'action mixte. Plusieurs normes qui seront évoquées par la suite ont été développées pour déterminer la rigidité d'un connecteur au fil des années.

La ductilité est une caractéristique importante des poutres mixtes en raison de son impact sur la capacité de la structure à résister à des charges extrêmes et à éviter une défaillance fragile. De nombreux chercheurs ont étudié l'importance de la ductilité dans la conception de poutres mixtes, notamment (Li et al., 2011) qui ont souligné l'importance de la ductilité dans la capacité de la structure à résister aux charges sismiques. Ils ont également mis en évidence l'importance de la ductilité dans les régions sismiques, en montrant que les poutres mixtes présentent une meilleure résistance aux séismes lorsqu'elles sont conçues avec des connecteurs ductiles.

La figure I- 11 montre le mode de comportement des planchers mixtes pour différents degrés de connexion.

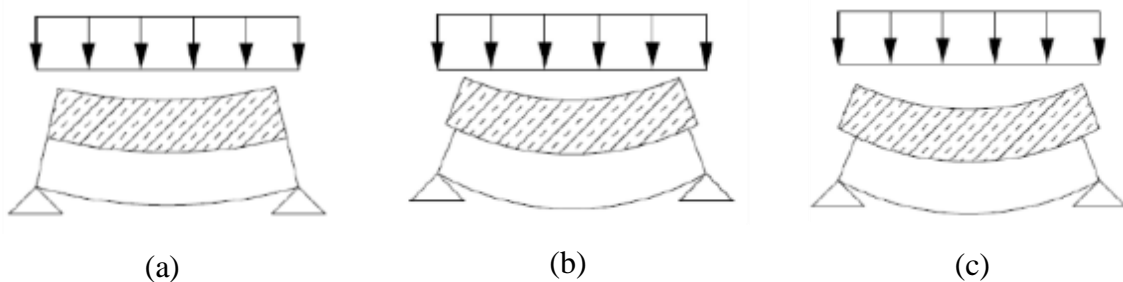


Figure I- 11: Comportement des planchers mixtes bois-béton : (a) connecteurs parfaitement rigides ; (b) connecteurs déformables ; (c) aucune connexion

Dans les premières constructions mixtes bois béton, les systèmes de connexion utilisés dérivait des méthodes d'assemblage dans le bois. Il s'agit principalement des connexions par clous (voire figure I- 12 pour une illustration). (Ahmadi & Saka, 1993) ont testé des clous au cisaillement et à la flexion et ont montré qu'on obtenait jusqu'à 2 fois plus de résistance de la part des planchers mixtes bois béton lorsqu'on utilisait des connecteurs. (Chen & Gutkowski, 1993) ont aussi réalisé des tests sur des clous dans différentes configurations. L'objectif de leurs travaux étant de déterminer l'impact de chacune de configurations sur la résistance de la connexion. (Branco et al., 2009) ont utilisé des clous ronds de 3,4 mm de diamètre et 70 mm de long dans leurs travaux dont l'un des objectifs était de vérifier l'applicabilité des formules de l'Eurocode 5 (Comité Européen de Normalisation, 2004). Dans l'ensemble, ils sont arrivés aux résultats suivants :

Les connexions mixtes bois-béton par clou présentent plusieurs avantages, tels que:

- Facilité de mise en œuvre : les connexions par clou sont relativement simples à installer, nécessitant peu d'outils et de main-d'œuvre qualifiée. Cela peut réduire les coûts de construction et le temps de réalisation.

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

- Grande flexibilité : les connexions par clou peuvent être utilisées dans une variété de configurations de poutres mixtes, ce qui permet de concevoir des structures complexes et personnalisées.

Cependant, les connexions mixtes bois-béton par clou présentent également certains inconvénients, tels que :

- Limitations en termes de capacité de charge : bien que les clous soient capables de supporter des charges élevées, leur capacité de charge est limitée.
- Faible ductilité : les connexions par clou ont une faible capacité à se déformer sans se rompre, ce qui peut limiter leur performance en cas de charges sismiques ou autres contraintes dynamiques.
- Sensibilité à l'humidité : les clous peuvent être sujets à la corrosion en présence d'humidité, ce qui peut réduire leur durabilité et leur résistance à long terme.

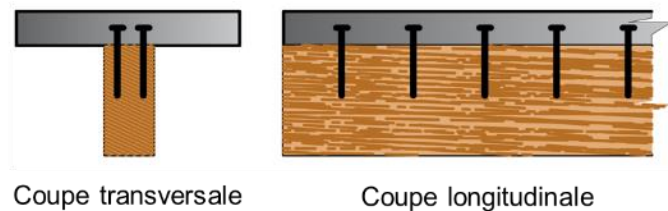


Figure I- 12: connexions par clous

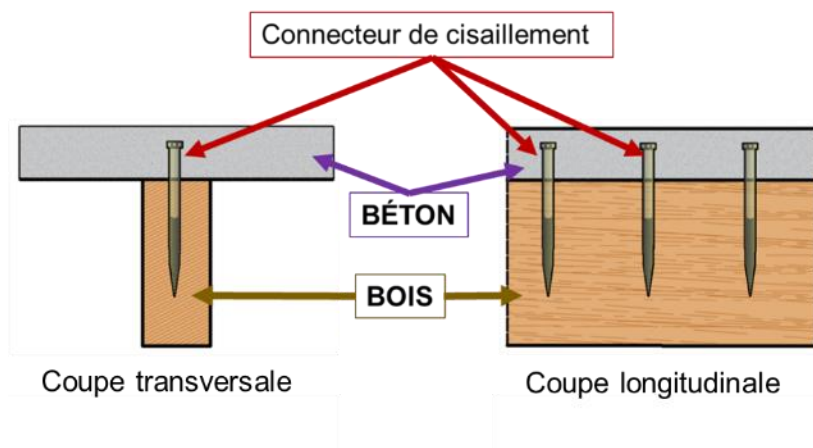


Figure I- 13: Connecteurs de cisaillement (Vis)

Les connecteurs clous ont ainsi évolué en connecteurs de type goujons incluant les vis et autres tiges d'acier (voir figure I- 13) qui ont été aussi utilisés par plusieurs auteurs dans la littérature. Par exemple (Murthy, 1984) a utilisé les connecteurs de type goujons pour la construction d'un escalier mixte bois-béton. Il pouvait arriver que les vis de connexion soient inclinés comme le montre la figure I- 14 (Kavaliauskas et al., 2007). Gelfi (Gelfi et al., 2002) ont effectué des tests sur des connecteurs de type goujons dans le but de déterminer l'influence de la variation de la longueur de pénétration des goujons dans le bois. Carvalho & Carrasco (P. E. Carvalho &

Carrasco, 2010) ont étudié des connecteurs par tiges d'acier battus dans le bois. Pendant la mise en œuvre, un pré-perçage est réalisé dans le bois et le connecteur est collé dans le bois (figure I- 15).

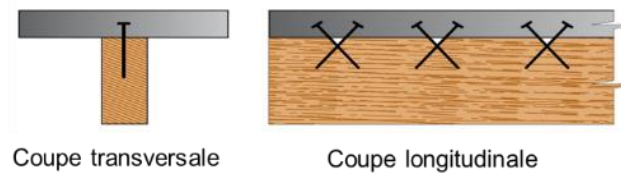


Figure I- 14: connexions par vis inclinés

Molina et al. (Molina et al., 2019) ont étudié la résistance et la rigidité des connexions mixtes bois-béton avec deux types de connecteurs à goujons d'armature. Les premiers étaient fixés au bois (bois massif) à l'aide d'un adhésif époxy et les seconds par pré-perçage sur des trous de diamètre plus petit dans le bois (sans l'utilisation d'adhésif). Dans la composition des spécimens de test, des goujons d'armature de 12,7 mm de diamètre ont été utilisés. La résistance et la rigidité des connecteurs ont été déterminées par des tests de cisaillement double, effectués sur des éprouvettes push-out symétriques. En conclusion, les auteurs ont montré que les connecteurs collés avec de l'adhésif époxy ont fourni une meilleure résistance et rigidité pour les spécimens composites par rapport aux connecteurs fixés au bois par pré-perçage. Les différences de résistance et de rigidité entre les systèmes de connexion analysés étaient statistiquement significatives. Dans le contexte local, il y aurait une pénurie d'époxy en grande quantité pour réaliser l'étude. De plus, cette méthode n'est pas écologique car la colle doit être chauffée pour être efficace, ce qui libère des gaz à effet de serre dans l'atmosphère. Enfin, il serait plus judicieux de fournir aux ingénieurs des valeurs de calcul basées sur le pire scénario possible, sans utiliser de colle époxy. Ainsi, cette étude ne fera pas usage de colle époxy.

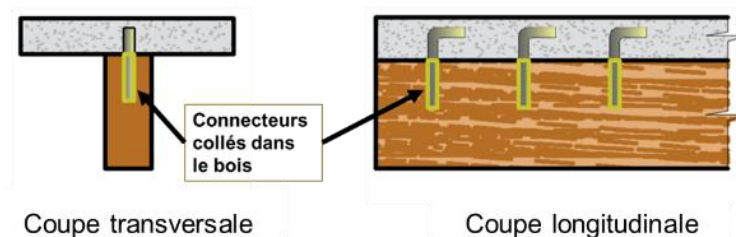


Figure I- 15: Connecteurs de types goujons insérés dans le bois.

Les connecteurs de types goujons sont parfois combinés avec des rainures ou entailles (Djoubissie et al., 2018a; Fragiaco & Yeoh, 2010) offrant une meilleure rigidité à la connexion (voire figure I- 16). Le connecteur peut même être un goujon précontraint (Natterer, 1990) (figure I- 17).

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

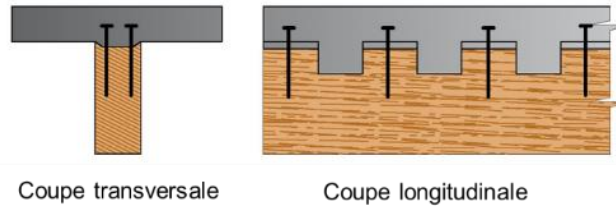


Figure I- 16: connexion par entaille carrés avec connecteurs empêchant le soulèvement

La connexion par entaille carrée avec connecteurs empêchant le soulèvement est une méthode de connexion mixte bois-béton utilisée pour relier une poutre en bois à une dalle en béton. Cette méthode consiste à entailler une partie de la poutre en bois pour y insérer une pièce en acier, généralement en forme de U, qui se fixe à la dalle en béton à l'aide de goupes d'ancrage. Cette connexion est renforcée par des connecteurs empêchant le soulèvement qui sont fixés à la dalle en béton pour empêcher la poutre en bois de se soulever sous l'effet des charges. Les avantages de cette méthode de connexion comprennent une bonne résistance au cisaillement et à la flexion, une facilité de mise en œuvre et une grande capacité portante. De plus, la poutre en bois peut être facilement remplacée si nécessaire. Cependant, cette méthode présente également des inconvénients, notamment une faible résistance aux charges de torsion et une nécessité de maintenir une distance minimale entre les connecteurs pour éviter les effets d'interaction. De plus, elle peut nécessiter une protection supplémentaire contre l'humidité pour éviter la corrosion des goupes d'ancrage et des connecteurs en acier.

Selon Natterer (Natterer, 1990), la connexion par entaille combinée à des goupes précontraints est une méthode de connexion mixte bois-béton qui combine l'entaille du bois avec l'utilisation de goupes en acier précontraints pour transférer les forces entre le bois et le béton. Cette technique a plusieurs avantages :

- La connexion est rigide et permet une meilleure transmission des forces entre le bois et le béton, ce qui permet d'augmenter la capacité portante de la structure.
- La précontrainte des goupes permet de réduire les déformations et de limiter les fissures dans le béton, ce qui améliore la durabilité de la structure.
- Cette méthode de connexion peut être utilisée pour des structures de grande portée, telles que des ponts, des passerelles ou des toitures.

Cependant, la connexion par entaille combinée à des goupes précontraints présente également quelques inconvénients :

- Cette méthode de connexion est relativement complexe et nécessite une expertise pour être mise en œuvre correctement.
- Les goupes en acier précontraints sont souvent coûteux, ce qui peut augmenter les coûts de construction.
- La présence de goupes précontraints peut également rendre la réparation ou la modification de la structure plus difficile, car ils doivent être retirés avec précaution pour éviter d'endommager la structure existante.

La connexion par entaille combinée à des goujons précontraints est une méthode de connexion mixte bois-béton efficace et durable, mais qui nécessite une expertise et des coûts supplémentaires.

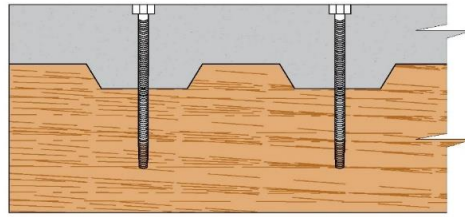


Figure I- 17: entailles combinées à des goujons précontraints

(Dias, 2005) a cité un article dans le journal Paris Quest de 1988 dans lequel les connecteurs étaient des tubes métalliques. Les tubes ont un diamètre extérieur de 30 mm et une épaisseur de 1,5 mm. Ces connecteurs sont collés dans des trous pré-perçés dans le bois sur une profondeur de 50 mm et sont ancrés dans le béton sur 30 mm (figure I- 18). L'intérêt de l'utilisation des tubes est l'amélioration des performances mécaniques de la connexion par l'augmentation de la surface de contact entre les différents éléments de la connexion.

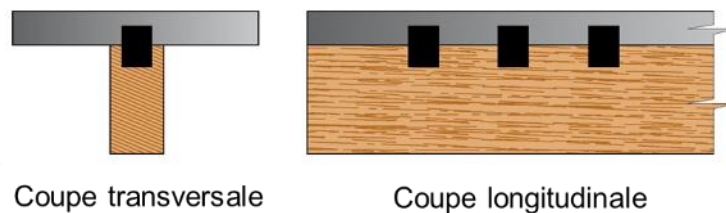


Figure I- 18: connexions par tubes métalliques

(Dias, 2005) a également cité un article paru dans (RILEM TC111 CST, 1992) dans lequel des connecteurs métalliques de forme V ou C ont été utilisés comme connexion. Ils sont collés directement sur le bois (figure I- 19). Les connecteurs métalliques de forme V ou C présentent plusieurs avantages :

- Ils sont faciles à installer et ne nécessitent pas d'outils complexes.
- Ils permettent une liaison efficace entre le bois et le béton, réduisant ainsi le glissement et augmentant l'action mixte.
- Ils peuvent être utilisés dans des poutres de différentes tailles et formes.
- Ils sont relativement peu coûteux.

Cependant, ces connecteurs présentent également certains inconvénients :

- Ils ne sont pas toujours adaptés aux charges sismiques, car leur ductilité est limitée.
- Ils peuvent nécessiter une maintenance régulière pour éviter la corrosion.
- La forme en V ou en C peut créer des contraintes locales sur le bois, ce qui peut entraîner une fissuration ou une déformation.

- Ils peuvent ne pas être efficaces pour les charges de cisaillement élevées, car ils sont plus adaptés pour les charges de traction et de compression.

Il est possible de rendre la connexion plus ductile et d'augmenter la résistance au cisaillement en utilisant un organe de fixation au lieu de les coller. Cela peut même profiter de l'effet de durabilité naturelle du bois pour les rendre plus résistants. Dans cette étude, un connecteur similaire est étudié en se basant sur cette idée.

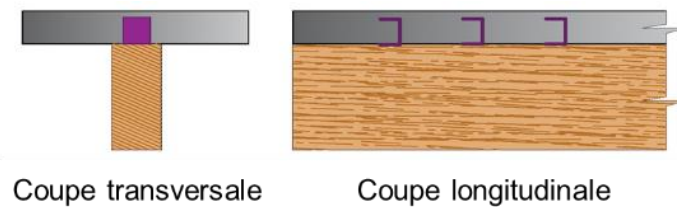


Figure I- 19: connexions par profilés V ou C collés sur le bois

En Afrique subsaharienne, il n'est aisé pas de se procurer des connecteurs. D'autant plus qu'il faudra d'abord effectuer des tests pour s'assurer de leur efficacité dans le contexte local. Ainsi Laboratoire Eco-Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD) au Burkina Faso a également initié depuis quelques années des essais sur des connecteurs de types goujons constituées de barres d'acier utilisées généralement dans la construction en béton armé (Djoubissie et al., 2015, 2018a, 2018b) (figure I- 20). Dans les études qui avaient été effectuées, les connecteurs avaient des diamètres compris entre 10 mm et 12 mm et l'inclinaison par rapport au fil du bois a été étudiée. Dans (Djoubissie et al., 2018b), il a été étudié l'influence de l'utilisation du fond de coffrage et de nouveaux connecteurs toujours constitués de tige d'acier ont été étudiés.

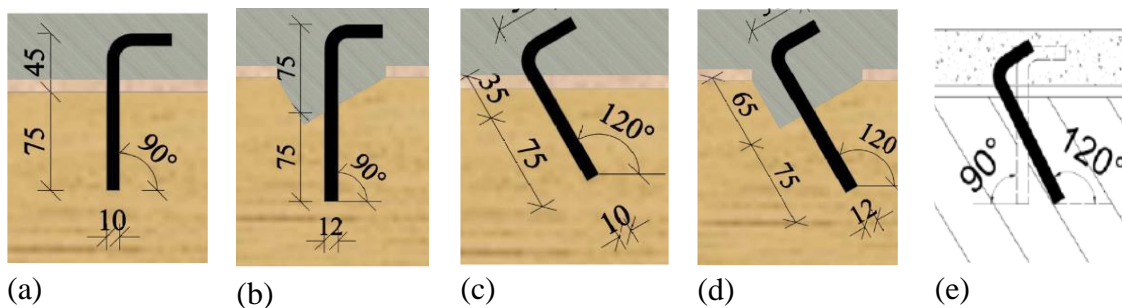


Figure I- 20: Connecteurs de type tige d'acier (Djoubissié et al, 2018a, 2018b) ; (a) Tige d'acier HA10-HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois ; (b) Entaille triangulaire et tige d'acier HA10-HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois ; (c) Tige d'acier HA10-HA12 filetée vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois ; (d) Entaille triangulaire et tige d'acier HA10-HA12 filetée vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois ; (e) Combinaison tiges d'acier filetée vissée à 90° et à 120°.

La majorité des connecteurs tolèrent des déplacements relativement grands entre le béton et le bois. Ceci entraîne une réduction des performances mécaniques de la poutre mixte bois-béton. Ce problème est beaucoup plus sensible pour les connecteurs de type goujons, situation qui a

poussé plusieurs chercheurs à étudier d'autres types de connecteurs dans le but d'améliorer les performances mécaniques de ces derniers avant de les mettre sur le marché.

1.7 Détermination des caractéristiques mécaniques des connecteurs

La majorité des connecteurs bois béton existants sur le marché ne sont pas au Burkina Faso. Le cout d'acheminement de ces connecteurs seulement peut être bien plus élevé que le cout d'acquisition des connecteurs eux même. Ceci montre en outre, l'intérêt de développer des connecteurs sur le plan local et sous régional. Il faudrait pouvoir développer des connecteurs capables de rivaliser avec les connecteurs usuels rencontrés dans la littérature. En plus de la maîtrise des connecteurs locaux, disposer d'un modèle éléments finis du comportement des connecteurs permettrait de s'affranchir de l'expérimentation systématique des connexions mixtes bois-béton et de mieux comprendre leur fonctionnement. La section actuelle présente les procédés et techniques expérimentales utiles à la connaissance des connexions.

1.7.1 Essais Push-out

Pour la caractérisation mécanique des systèmes de connexion, des essais expérimentaux de cisaillement ou push-out sont recommandés. Ces essais permettent de caractériser le comportement de la connexion vis-à-vis d'un effort rasant au moyen d'une courbe force-glissement. À partir de la courbe obtenue, on déduit les principaux paramètres mécaniques de caractérisation du système de connexion. La résistance au cisaillement est lue directement sur la courbe.

Les éprouvettes de cisaillement généralement utilisées dans les structures mixtes bois-béton sont inspirées de celles utilisées dans les structures mixtes acier-béton définies à l'annexe B de l'Eurocode 4 (CEN Comité Européen de Normalisation, 2000). Ladite norme propose une éprouvette d'essai composée d'un morceau de profilé métallique connecté à deux dalles en béton. Chaque dalle de béton devant être coulée en position horizontale, comme c'est le cas en pratique pour les poutres mixtes. Cette configuration permet de tendre vers un cisaillement pur, en éliminant l'effet de flexion de l'éprouvette, à l'interface grâce à la symétrie du chargement. Cependant, comme deux interfaces (deux connexions) sont testées simultanément dans l'essai, le comportement obtenu est un comportement « moyen » et certains phénomènes locaux, au niveau d'un connecteur, ne peuvent pas être observés. Par ailleurs, un effet de voûte peut se produire, provoquant une augmentation de la rigidité de la connexion. Une asymétrie de l'éprouvette peut également avoir des conséquences à l'interface (Pham, 2007).

La configuration de l'éprouvette symétrique pouvant avoir un effet significatif sur le comportement de la connexion, elle a fait l'objet des travaux (P. E. Carvalho & Carrasco, 2010). Ces auteurs ont comparé les résultats des essais de cisaillement des connecteurs mécaniques sur deux configurations d'éprouvettes : Bois-Béton-Bois et Béton-Bois-Béton (Figure I- 21). Bien que la comparaison entre les deux configurations soit assez discutable vis-à-vis des géométries des éprouvettes, notamment celles de la dalle en béton, la configuration Bois-Béton-Bois a présenté une faible capacité de résistance et un grand module de glissement par rapport à la configuration Béton-Bois-Béton. Cette dernière a donné des résultats avec une plus faible dispersion. Les auteurs ont conclu que la configuration d'éprouvette donnant les meilleurs résultats est celle Béton-Bois-Béton, similaire à la configuration utilisée dans les structures mixtes acier-béton (Béton-Acier-Béton).

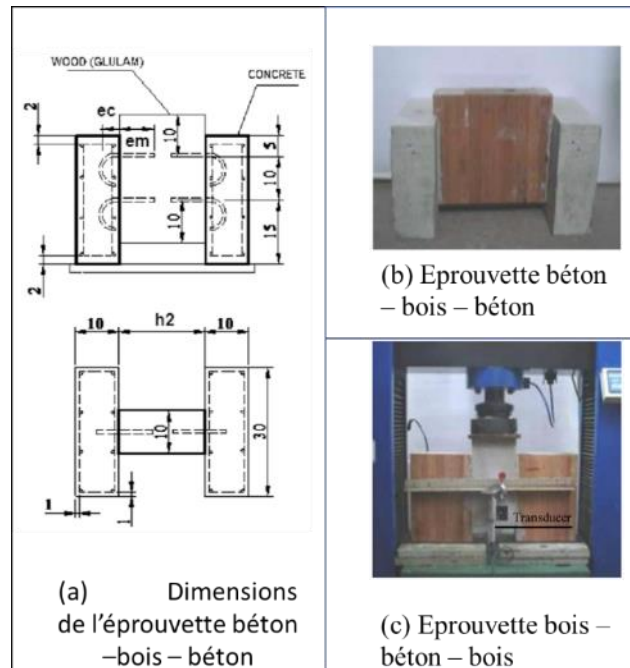
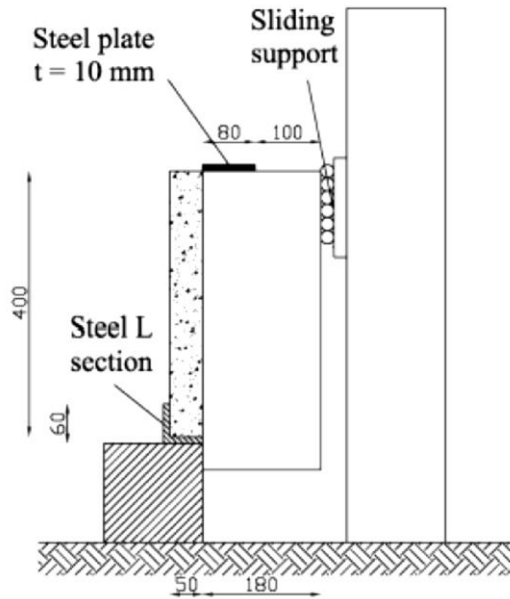


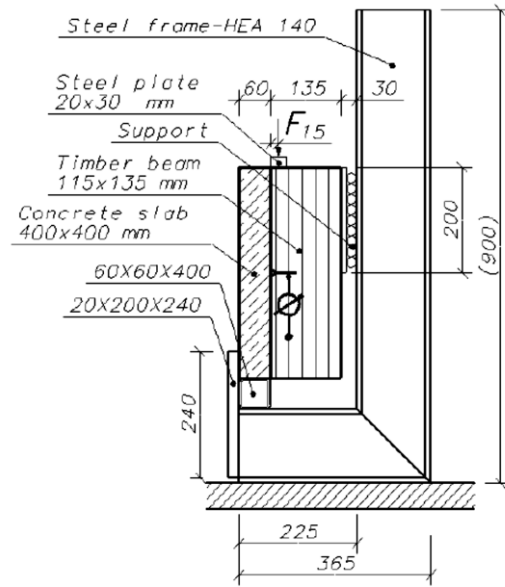
Figure I- 21: Essai de cisaillement (P. E. Carvalho & Carrasco, 2010)

Les éprouvettes asymétriques sont utilisées par de nombreux autres auteurs. L'éprouvette asymétrique a pour intérêt la réalisation de la dalle en béton sur un seul côté de la poutre en bois, avec des avantages en termes de temps de réalisation et de coût. Les éprouvettes asymétriques ont l'inconvénient de surestimer légèrement la résistance au cisaillement et la rigidité de la connexion (Van der Linden, 1999), ce qui est causé par un moment de renversement créé par l'excentricité de la force axiale. D'après les calculs analytiques de Lukaszewska (Elzbieta Lukaszewska, 2009) qui a pris un coefficient statique de friction de 0.62 entre le bois et le béton, cette surestimation est de l'ordre de 10% par rapport aux spécimens symétriques, mais les expériences pratiques de Monteiro et al. (Monteiro et al., 2020) ont montré que la différence était seulement d'environ 2%, ce qui est tout de même une valeur relativement acceptable pour un ingénieur.

Des éprouvettes asymétriques ont été utilisées par d'autres chercheurs comme Crocetti (Crocetti et al., 2015) dans les essais de cisaillement direct pour déterminer les relations force-glisement des connecteurs. Le montage de l'essai de cisaillement est illustré à la figure I- 22(a). La charge a été appliquée à travers une plaque d'acier de 10 mm d'épaisseur sur la poutre en bois. Afin de répartir uniformément les contraintes de contact, une fine plaque de fibres a été placée entre le support en L, sur lequel repose la partie en béton, et la surface en béton. Afin de minimiser la force de friction verticale, le support horizontal supérieur a été choisi comme support coulissant à faible friction. Le déplacement relatif entre la poutre et la dalle a été mesuré à mi-hauteur de l'éprouvette, des deux côtés de l'élément en bois.

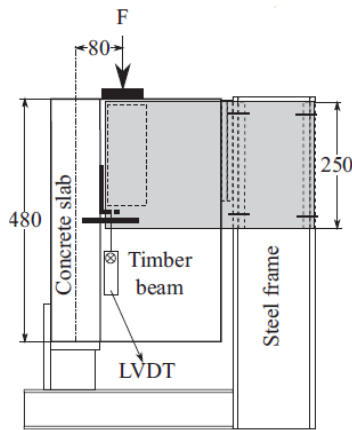


(a) (Crocetti et al., 2015)

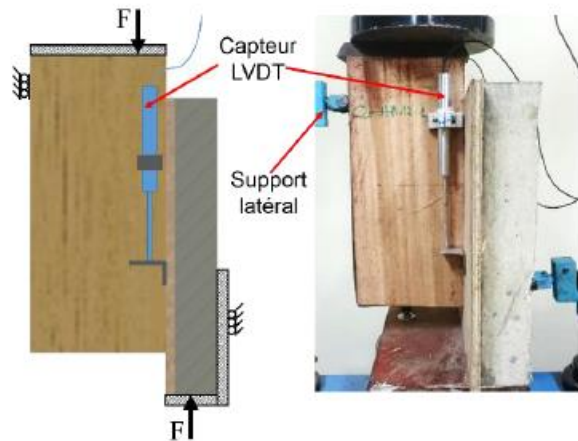


(b) (Lukaszewska, 2009)

Figure I- 22 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement de (a) et (b)



(a) (Auclair et al., 2016)



(b) (Djoubissie et al., 2018a)

Figure I- 23: Schéma de principe de l'essai de cisaillement de (a) et (b)

Des éprouvettes asymétriques ont été utilisées également par Lukaszewska figure I- 22(b) (Elzbieta Lukaszewska, 2009) dans les essais de cisaillement direct afin de déterminer les relations charge-glisement pour les connecteurs. Les essais de cisaillement ont été réalisés conformément à la norme EN 26891. Chaque essai a été réalisé en utilisant le contrôle du déplacement jusqu'à ce que la charge de rupture ou un glissement de 15 mm soit atteint.

Dans l'optique d'améliorer le comportement mécanique de la connexion par goujon, Auclair et al. (Auclair et al., 2016) ont développé un nouveau connecteur pour les structures mixtes bois-béton. Ce connecteur est constitué d'une tige d'acier enveloppée de Béton Fibré Ultra-Haut Performance (BFUHP). Les auteurs précisent avoir fait le choix du béton BFUHP pour permettre une grande dissipation de l'énergie et une résistance aux microfissures. Le diamètre de la coque de béton gouverne la rigidité de la connexion, tandis que la tige d'acier améliore la

résistance et la ductilité de la connexion. Le dispositif expérimental de l'essai push-out pour caractériser le connecteur est présenté à la figure I- 23(a).

Dans l'optique de développer un connecteur pouvant servir dans le contexte subsaharien, (Djoubissie et al., 2018a) ont développé des connexions par tige d'acier haute adhérence utilisées pour le renforcement du béton armé. Le dispositif expérimental est présenté à la figure I- 23(b).

1.7.2 Détermination de la rigidité de la connexion par l'expérimentation

La rigidité de la connexion est caractérisée par le module de glissement K, qui décrit généralement la pente de la courbe charge-glissement dans le domaine élastique linéaire. Il existe différentes méthodes pour déterminer le module de glissement K à partir de données expérimentales utilisant des courbes charge-glissement :

- La méthode décrite dans la norme SIA 265:2012 (SIA 265, 2012) citée par (K. Müller, 2020) est utilisée pour les assemblages bois-bois, principalement avec des connecteurs en acier. Le module de glissement pour l'état de service K_{ser} est défini avec les termes utilisés à partir de l'illustration de la figure I- 24 :

$$K_{ser} = \frac{F_p}{v_p} \quad (I-1)$$

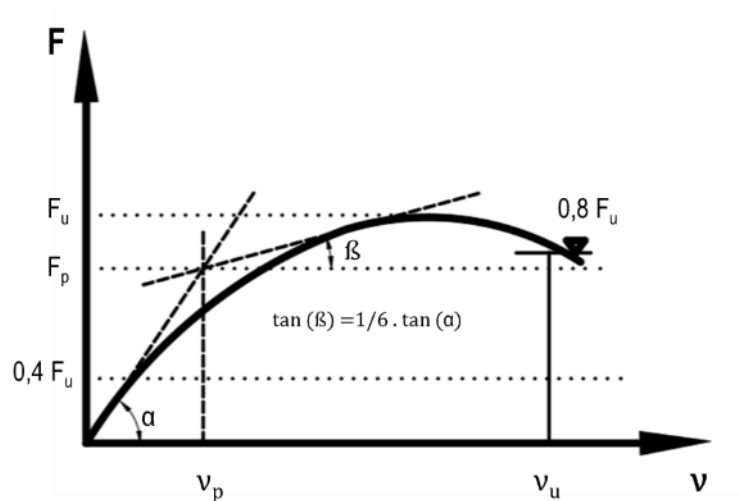


Figure I- 24: Détermination du module de glissement K noté « w » selon SIA 265

- La norme EN 26891, définie pour les assemblages bois-bois, (“EN 26891 – Timber Structures - Joints Made with Mechanical Fasteners General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics,” 1991) définit un module de glissement initial K_i et un module de glissement élastique K_s Figure I- 54. La définition de K_s prend en compte et élimine l'influence du glissement initial. Le module de glissement élastique K_s est défini avec les termes utilisés sur la figure I- 25.

$$K_s = K_{ser} = \frac{0,4 F_{est}}{\frac{4}{3} (v_{0,4} - v_{0,1})} \quad (I-2)$$

L'équation (I-2) montre que le module de glissement K_s dépend de la charge de rupture estimée F_{est} . Selon le système de connexion, la courbe charge-glissement peut présenter un comportement bilinéaire avec un plateau de déformation distinct. Dans ces cas, la détermination basée sur l'estimation de la charge de rupture estimée F_{est} peut conduire à des résultats inexacts. Une meilleure précision de la pente de la courbe peut être trouvée en utilisant la charge de rupture réelle F_{max} .

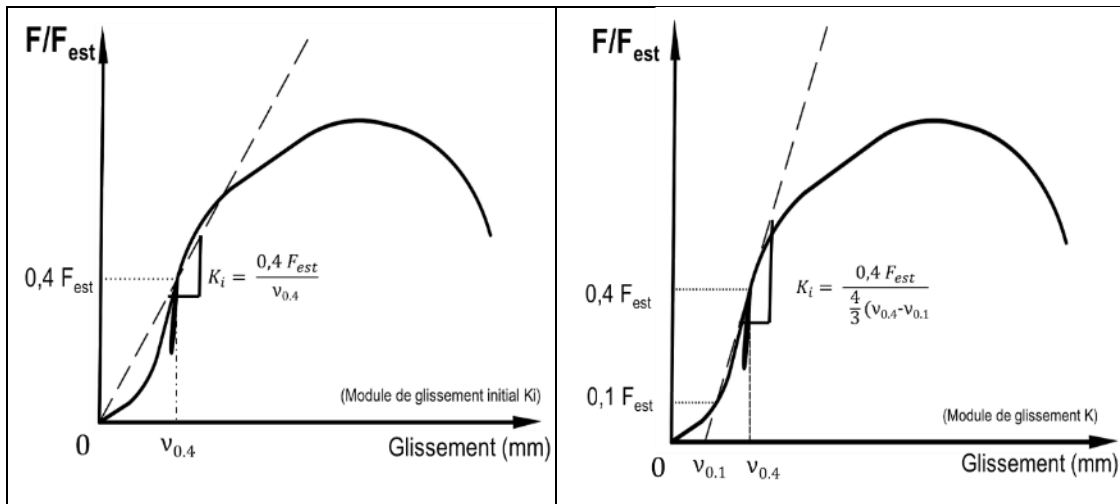


Figure I- 25: Détermination du module de glissement K avec glissement noté v selon la norme EN 26891

- Parfois, des formules empiriques peuvent être utilisées pour tenir compte des erreurs de mise en œuvre lors du calcul du module de glissement de la connexion. Il s'agit de tenir compte de la pente entre 10% et 40% de F_{est} :

$$K_s = K_{ser} = \frac{F_{0,4} - F_{0,1}}{(v_{0,4} - v_{0,1})} \quad (I-3)$$

- Une autre approche pour trouver la pente pertinente des courbes charge-glissement est décrite par Brandner cité par (K. Müller, 2020) en traçant les incréments de force et en définissant graphiquement la zone élastique linéaire pertinente comme la section de la courbe avec une progression constante (Figure I- 26). Le module de glissement est ensuite déterminé comme la raideur de la courbe force-glissement sur la longueur considérée comme pertinente de la courbe de Force-glissement.

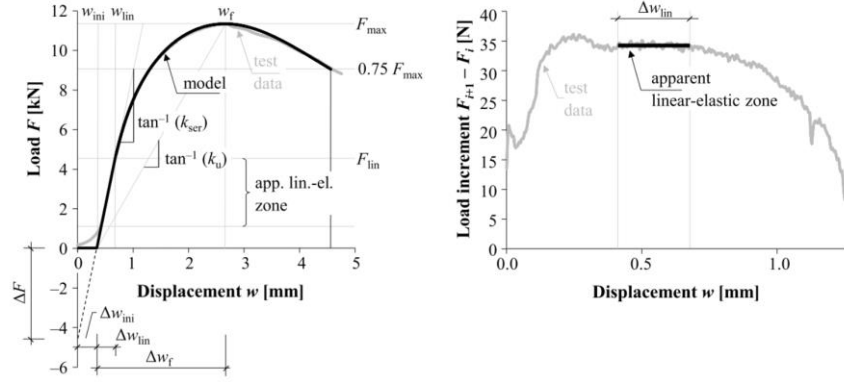


Figure I- 26: Détermination graphique du module de glissement K , le glissement étant noté « w » (K. Müller, 2020).

Pour les systèmes de connexions présentant un comportement force-glissement non linéaire distinct (presque aucune phase élastique linéaire à l'instar des connexions par tige d'acier), la rigidité de l'assemblage pour l'ELU peut être trouvée comme suit :

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (I-4)$$

1.7.3 Détermination de la rigidité de la connexion par l'Eurocode 5

Des formules empiriques ont été développées par l'Eurocode 5, pour les assemblages bois-bois, (CEN Comité Européen de Normalisation, 2004) afin d'évaluer les modules de glissement des connecteurs. Toutefois, les formules développées ne s'appliquent pas à tous les types de connecteurs en raison de la variabilité des matériaux (surtout le bois), de la morphologie et de la disposition des connecteurs et du mode de chargement. C'est pourquoi il est nécessaire de recourir à des essais expérimentaux afin d'avoir une meilleure évaluation du comportement des structures mixtes bois-béton. Pour un connecteur de type tige cylindrique, l'Eurocode 5 suggère d'obtenir la déformation spécifique (valeur de service) d'une connexion bois-béton en prémultipliant par 2 la valeur calculée sur la base d'une connexion bois-bois, en fonction de la masse volumique du bois et du diamètre du connecteur comme suit :

$$K_{ser} = \rho^{1.5} \frac{d}{23} \quad (I-5)$$

La valeur ultime est ainsi obtenue par :

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (I-6)$$

Pour l'évaluation de la déformation spécifique d'une connexion bois-béton, (Turrini & Piazza, 1983) et (Ceccotti, 1995) proposent respectivement des formules empiriques en fonction du diamètre du connecteur et du module d'élasticité du bois (au lieu de la masse volumique) :

$$K_{ser} = 0.08 E_{bois} d \quad (I-7)$$

$$K_{ser} = 0.125 E_{bois} d \quad (I-8)$$

Il faut noter que les formules de l'Eurocode 5 ont bien des avantages et des inconvénients parmi lesquels :

Avantages :

- Les formules de l'Eurocode 5 sont basées sur des principes théoriques bien établis et ont été validées expérimentalement.
- Les formules sont relativement simples à utiliser et peuvent être appliquées à une grande variété d'assemblages de bois.
- L'Eurocode 5 fournit des valeurs recommandées pour les coefficients de glissement qui sont basées sur des essais en laboratoire et des observations sur le terrain.

Inconvénients :

- Les formules de l'Eurocode 5 sont basées sur des hypothèses simplificatrices qui peuvent ne pas être tout à fait représentatives de la réalité dans certains cas.
- Les coefficients de glissement recommandés peuvent varier considérablement selon les conditions d'essai et les types de bois utilisés, ce qui peut rendre leur application difficile dans certains cas.
- Les formules ne prennent pas en compte tous les facteurs qui peuvent affecter le comportement des assemblages de bois, tels que les imperfections du matériau ou les effets de l'humidité et de la température.

En résumé, les formules de module de glissement de l'Eurocode 5 sont un outil utile pour la conception d'assemblages de bois, mais doivent être utilisées avec prudence en tenant compte des limitations et des hypothèses simplificatrices sous-jacentes.

1.7.4 Détermination de la rigidité de la connexion suivant la norme EN 26891 (Djoubissie, 2018), lors de ses travaux a utilisé les formules recommandées par (Ceccotti, 1995a), issues de la norme EN26891, pour la détermination des paramètres de rigidité. La Figure I- 27 présente la définition des valeurs de rigidités.

$$K_s = K_{ser} = \frac{0,4 F_{est}}{v_{0,4}} \quad (I-9)$$

$$K_u = \frac{0,6 F_{est}}{v_{0,6}} \quad (I-10)$$

Où F_{est} est la charge maximale présumée en cas d'absence de F_{max} , la charge maximale mesurée. $v_{0,4}$ et $v_{0,6}$ sont les glissements respectifs à 40% et 60% de F_{est} .

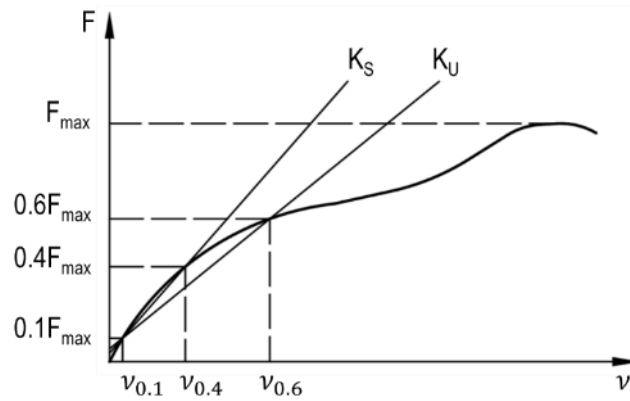


Figure I- 27: Détermination graphique des modules de glissement

L'Eurocode 5 et la norme EN 26891 sont toutes deux des normes européennes qui fournissent des méthodes pour calculer le module de glissement pour les assemblages de bois. Cependant, il y a quelques différences entre les deux normes :

- Champ d'application : L'Eurocode 5 s'applique aux assemblages de bois utilisés dans la construction de bâtiments, tandis que la norme EN 26891 s'applique aux assemblages de bois utilisés dans des applications générales.
- Équations : Les équations utilisées dans l'Eurocode 5 pour calculer le module de glissement sont basées sur des principes théoriques bien établis et ont été validées expérimentalement, tandis que la norme EN 26891 fournit des équations plus simples basées sur des observations expérimentales.
- Facteurs de correction : L'Eurocode 5 fournit des valeurs recommandées pour les coefficients de glissement qui sont basées sur des essais en laboratoire et des observations sur le terrain, tandis que la norme EN 26891 fournit des facteurs de correction pour tenir compte de facteurs tels que la dureté et la rugosité de la surface de l'assemblage.

Dans le cadre de cette thèse qui fait suite aux travaux de (Djoubissie, 2018), nous utiliserons les mêmes formules définies par les équations (I-9) et (I-10) issues de la norme EN 26891.

1.7.5 Détermination de la ductilité des connecteurs

Une caractéristique importante de la connexion est le mode de ruine qui peut être de nature ductile ou fragile.. Afin de quantifier ce mode de ruine, un paramètre de ductilité ∇ est calculé. Plusieurs formules permettent de déterminer la ductilité.

Dans la norme SIA 265 pour les connecteurs de type goujons (vis et tirefonds). La ductilité ∇ est définie comme le rapport entre les déformations à la limite d'élasticité de la connexion et à 80% de la charge maximale dans le comportement de ramollissement post-pic. La définition avec les termes utilisés dans la figure I- 24 est la suivante :

$$\nabla = \frac{v_u}{v_p} \quad (\text{I-11})$$

Selon la norme EN 26891, ∇ est défini comme le ratio de la différence de la résistance maximale et de la résistance à 15 mm de glissement par la résistance maximale. (Bruce L. Deam et al., 2008) propose 10 mm au lieu de 15 mm. Le mode de ruine est dit ductile lorsque le paramètre ∇ est inférieur à 20% c'est-à-dire lorsque la connexion peut résister à un glissement relatif de 10 mm avec une baisse de force inférieure à 20% de F_{max} . Tous les autres sont dits fragiles ou quasi-fragiles.

Dans ce document, nous calculerons la ductilité suivant la formule de (Bruce L. Deam et al., 2008) beaucoup plus adaptée aux formes des courbes obtenues suite à nos essais expérimentaux.

1.8 Modèles numériques

(Branco et al., 2009) ont comparé les résultats expérimentaux de tests de cisaillement, réalisés sur des assemblages bois-bois et bois-béton, à ceux issus de plusieurs méthodes empiriques, notamment l'Eurocode 5, formules de Turrini et Piazza (Turrini & Piazza, 1983) et de (Ceccotti, 1995). Les quantités mécaniques observées (comparées) sont : le module de glissement des assemblages ainsi que la capacité portante. Il en ressort de cette étude que toutes les méthodes empiriques citées précédemment surestiment le module de glissement des connexions bois-béton.

L'analyse expérimentale étant plus ou moins couteuse, pour comprendre le comportement de tels assemblages, plusieurs auteurs se sont tournés vers les modèles analytique et les modèles numériques dans le but de prédire le comportement des sections mixtes. Il est cependant difficile d'entreprendre une étude analytique due aux interactions des différents paramètres (paramètres géométriques et mécaniques des éléments d'assemblage, anisotropie du bois et frottement entre les composants de la connexion). Ainsi, au cours de ces dernières années, des modèles éléments finis sont développés pour simuler et étudier la performance mécanique des assemblages des structures en bois-béton.

Dans les paragraphes suivants, nous commenterons l'essentiel des modèles numériques existants dans la littérature. Une attention sera portée sur la modélisation du bois et ensuite, nous commenterons l'essentiel de la modélisation de connexion rencontré dans la littérature.

1.8.1 Conception d'un modèle élément finis du bois

Le comportement mécanique des structures en bois dépend fortement des conditions environnantes : il dépend de la charge, du temps, de la température, et surtout des variations d'humidité dans le bois lui-même. Les propriétés physiques du bois ont un impact significatif sur son comportement mécanique, en particulier sa structure cylindrique orthotrope. Lors des essais, de caractérisation, des réponses différentes au chargement appliqué en fonction de la direction et de la position de la moelle sont obtenus à cause de la structure en anneaux concentriques du bois dans le plan de sa section transversale et la forme tubulaire des cellules du bois dans la direction du fil. Le bois est donc un matériau difficile à modéliser en raison de ces différentes dépendances. L'ensemble des différents paramètres cités doit être pris en compte ainsi que la géométrie de la structure étudiée afin de modéliser le bois dans les domaines élastique et plastique.

1.8.1.1 Comportement du bois dans le domaine élastique

Le bois peut être décrit comme un matériau orthotrope ; c'est-à-dire qu'il a des propriétés mécaniques uniques et indépendantes dans les directions de trois axes mutuellement perpendiculaires : longitudinal, radial et tangentiel. L'axe longitudinal L (ou direction 1) est parallèle aux fibres du bois (grain) ; l'axe radial R (ou direction 2) est normal aux anneaux de croissance (perpendiculaire au grain dans la direction radiale) ; et l'axe tangentielle T (ou direction 3) est perpendiculaire au grain mais tangente aux anneaux de croissance. Ces axes sont illustrés sur la figure I-28. Pour chacun des axes, il convient de déterminer les propriétés élastiques afin de les utiliser comme paramètre d'entrée dans les modèle éléments finis pour modéliser au mieux les matériaux. Des essais de traction, de compression et de flexion sont effectués à cet effet. Grâce aux essais de traction, on peut déterminer les modules d'élasticité E_1 , E_2 et les coefficients de poisson ν_{12} , ν_{13} , ν_{23} . Les modules de cisaillement quant à eux permettent de déterminer le module de cisaillement. Le module d'Young hors plan E_3 est généralement déterminé grâce à l'essai de compression. La norme EN 338 ("CEN - EN 338 - Structural Timber - Strength Classes," 1995) permet également de déterminer de manière empirique E_2 , E_3 , G_{12} , G_{13} , G_{23} à l'aide des formules suivantes :

$$E_0 = E_1 = 30E_2 = 30E_3 \quad (I-12)$$

$$G_{12} = G_{31} = (E_1 + E_2)/30 \quad (I-13)$$

$$G_{23} = (E_2 + E_3)/30 \quad (I-14)$$

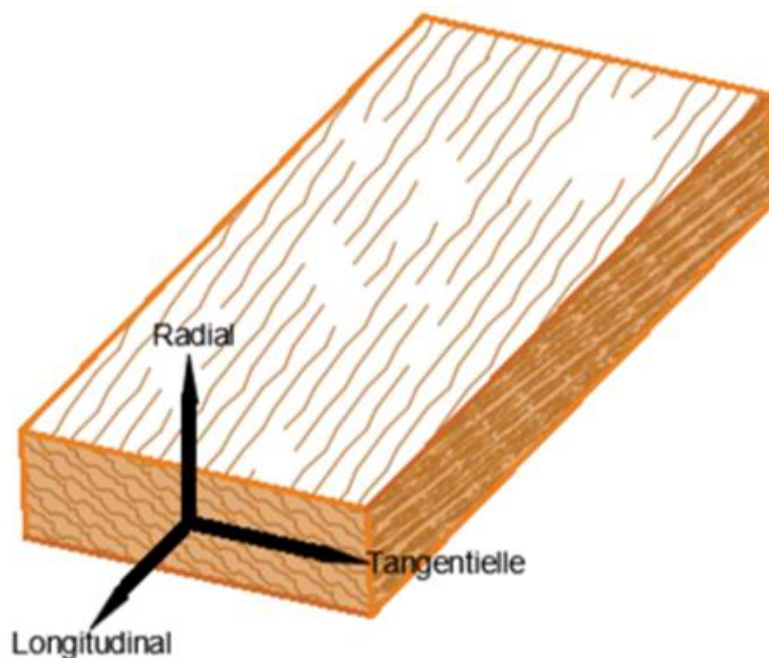


Figure I- 28: coupe du bois : différents plans de coupe

Le tableau I- 6 présente des ratios des modules pour deux bois Africain connus (l'acajou et l'Okoumé). Le tableau I- 7 présente les coefficients de Poisson pour les mêmes bois.

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

Tableau I- 6: Ratio des modules pour l'acajou et l'Okoumé

Espèce	ET/EL	ER/EL	GLR/EL	GLT/EL	GRT/EL
Acajou (Africain) (FPL-GTR-190, 2010)	0,05	0,111	0,088	0,059	0,021
Okoumé (Susainathan et al., 2020)	0,043	0,092	0,075	0,069	0,011

Tableau I- 7 : Ratio du coefficient de Poisson pour l'acajou et l'Okoumé

Espèce	μ_{lr}	μ_{lt}	μ_{rt}	μ_{tr}	μ_{tl}
Acajou (Africain) (FPL-GTR-190, 2010)	0,297	0,641	0,604	0,264	0,032
Okoumé (Susainathan et al., 2020)	0,392	0,312	0,329	-	-

1.8.1.2 Critère de résistance du bois (domaine plastique)

Plusieurs auteurs se sont penchés sur les critères de résistance du bois pour le calcul plastique (Matthews & Rawlings, 1999).

Notons :

- X et X', les résistances respectives à la traction et à la compression dans le sens des fibres,
- Y et Y' les résistances respectives à la traction et à la compression dans la direction transversale,
- S la résistance au cisaillement dans le plan.
- Pour une analyse basée sur les déformations, les déformations ultimes correspondantes sont désignées par $X\varepsilon$, $X\varepsilon'$, $Y\varepsilon$, $Y\varepsilon'$ et $S\varepsilon$, respectivement.

Des critères de résistance ont été développés pour le bois. En fonction des sollicitations et des vérifications requises, la vérification suivante peut être effectuée.

➤ La contrainte maximale,

$$\frac{\sigma_{11}}{X} = 1 \quad (\text{I-15})$$

$$\frac{\sigma_{22}}{Y} = 1 \quad (\text{I-16})$$

$$\frac{\tau_{12}}{S} = 1 \quad (\text{I-17})$$

Ce mode de vérification ne tient pas compte de l'orthotropie des matériaux et ne fait pas la différence entre la traction et la compression.

- La déformation maximale,

$$\frac{\varepsilon_{11}}{X_{\varepsilon}} = 1 \quad (\text{I-18})$$

$$\frac{\varepsilon_{22}}{Y_{\varepsilon}} = 1 \quad (\text{I-19})$$

$$\frac{\gamma_{12}}{S_{\varepsilon}} = 1 \quad (\text{I-20})$$

Comme le critère précédent, ce mode de vérification ne tient pas compte de l'orthotropie des matériaux et ne fait pas la différence entre la traction et la compression.

- Le critère de Hill-Tsai (Azzi & Tsai, 1965),

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{11}}{X}\right)\left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right) + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{I-21-a})$$

Ce critère tient compte de l'orthotropie entre les matériaux mais n'est efficace que pour évaluer le comportement plastique des matériaux en traction. Afin d'évaluer le comportement plastique en traction, il faudrait utiliser la formule suivante :

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{X'}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{22}}{Y'}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{11}}{X'}\right)\left(\frac{\sigma_{22}}{Y'}\right) + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{I-21-b})$$

- Le critère de Tsai-Wu (Tsai & Wu, 1971),

$$F_1\sigma_{11} + F_2\sigma_{22} + F_{11}\sigma_{11}^2 + F_{22}\sigma_{22}^2 + 2F_{12}\sigma_{11}\sigma_{22} + F_{66}\tau_{12}^2 = 1 \quad (\text{I-22})$$

Avec

$F_1 = \frac{1}{X} + \frac{1}{X'}$; $F_2 = \frac{1}{Y} + \frac{1}{Y'}$; $F_{11} = -\frac{1}{XX'}$; $F_{22} = -\frac{1}{YY'}$; $F_{66} = -\frac{1}{S^2}$; F_{12} est déterminé expérimentalement.

Ce critère par contre tient compte non seulement de l'orthotropie des matériaux mais aussi de la dissymétrie de comportement des matériaux en traction et en compression.

- Le critère de Hashin-Rotem (Hashin & Rotem, 1973),

$$\frac{\sigma_{11}}{X} = 1 \quad (\text{I-23})$$

$$\left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{I-24})$$

- Et le critère de Hashin (Hashin, 1980),

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{11}}{X}\right)\left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right) + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{I-25})$$

$$\frac{\sigma_{11}}{X'} = 1 \quad (\text{I-26})$$

$$\left(\frac{\sigma_{22}}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{I-27})$$

Parmi les critères les plus utilisés en littérature, on rencontre le critère de Hill et le critère de Hashin. Le critère de Hashin et le critère de Hill sont deux critères de déformation plastique différents utilisés dans Abaqus, l'outil qui sera utilisé pour la modélisation des matériaux et leur comportement en connexion mixte.

Le critère de Hashin est principalement utilisé pour prédire la défaillance des matériaux composites sous des charges complexes en termes de résistance et de déformation. Il prend en compte les propriétés du matériau telles que la rigidité et la résistance de la matrice, les propriétés des renforts et les interactions entre eux. Le critère de Hill, quant à lui, est utilisé pour décrire le comportement plastique orthotrope des matériaux. Il prend en compte les propriétés mécaniques du matériau, telles que la résistance à la traction, la contrainte de cisaillement et la déformation plastique, pour prédire le comportement sous des charges complexes. La principale différence entre les deux critères est leur application : le critère de Hashin est utilisé pour les matériaux composé de plusieurs couches (bois lamellé collé par exemple) tandis que le critère de Hill est plus adapté pour le bois massif. C'est la raison pour laquelle le critère de Hill sera utilisé dans les travaux actuels.

1.8.2 Modèles éléments finis de la connexion mixte bois-béton

La modélisation du bois et des assemblages impliquant du bois est une tâche difficile. En plus de leur hétérogénéité, des problèmes spécifiques aux matériaux entraînent des difficultés numériques, tels que la forte anisotropie avec des résistances différentes en traction et en compression, ainsi que des modes de rupture ductiles et fragiles se produisant simultanément. Cependant, plusieurs auteurs ont proposé des modèles numériques par éléments finis pour les éléments composites bois-béton ou acier-béton. Pour y parvenir, des simplifications ont été apportées dans les modèles.

Dans la littérature, nous rencontrons le modèle éléments finis simplifié de la connexion mixte bois-béton. Le modèle 1D de (Fragiacomo & Ceccotti, 2006) est représenté sur la figure I-29. Ce modèle peut être utilisé pour les assemblages de type tige cylindrique avec un mode de rupture ductile (à l'instar des tiges d'acier que nous utilisons). Dans ces assemblages, la liaison, de type tige cylindrique, est modélisée à l'aide d'un élément de type ressort. Le comportement est caractérisé par la déformation de l'organe d'assemblage et/ou la portance locale du bois. Au vu des observations expérimentales, ce modèle arrive à prédire la force maximale de résistance au cisaillement. Toutefois il ne permet pas de prédire l'effort d'arrachement de la tige d'acier dans le bois et les contraintes autour du connecteur.

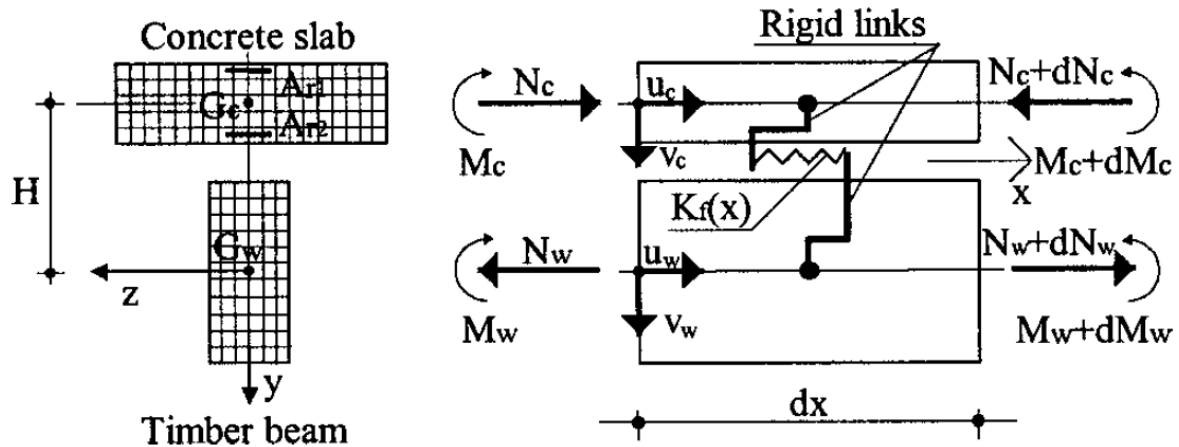


Figure I- 29: Modèle 1D de (Fragiacomo & Ceccotti, 2006)

L'utilisation d'éléments de type ressort pour modéliser la connexion mixte bois-béton présente plusieurs avantages et inconvénients.

Avantages :

1. Simplification de la modélisation : Les éléments de type ressort permettent de simplifier la modélisation de la connexion en évitant l'utilisation de nombreux nœuds et éléments dans la simulation.
2. Facilité d'utilisation : Les éléments de type ressort sont faciles à mettre en place et ne nécessitent pas de connaissances avancées en programmation.
3. Gain de temps : La modélisation à l'aide d'éléments de type ressort est généralement plus rapide que la modélisation à l'aide d'éléments de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds que nous verrons dans la section suivante.
4. Adaptabilité : Les éléments de type ressort peuvent être utilisés pour modéliser différents types de connexions de manière flexible.

Inconvénients :

1. Précision : Les éléments de type ressort peuvent ne pas fournir une représentation aussi précise du comportement de la connexion que les éléments de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds.
2. Limitation : Les éléments de type ressort peuvent ne pas être adaptés pour les connexions plus complexes ou pour les structures plus grandes.
3. Propriétés des ressorts : Les propriétés des ressorts utilisées pour modéliser la connexion doivent être déterminées avec précision, ce qui peut être difficile à réaliser en pratique.
4. Validation expérimentale : Les modèles de connexion à l'aide d'éléments de type ressort doivent être validés expérimentalement pour garantir leur précision et leur fiabilité.

Meghlat (Meghlat et al., 2013) a élaboré à l'aide de l'outil Abaqus un modèle de connexion dans lequel les vis ont été modélisées en utilisant un élément de type poutre unidimensionnel à

4 nœuds (figure I- 30). Il a été pensé ainsi pour déterminer l'effort de cisaillement maximal et permet de connaître l'effort d'arrachement induit. Ce modèle de connexion est adapté pour les types de tiges cylindrique à faible diamètre comme les clous. En effet, les clous étant fins, leur maillage peut alourdir les calculs éléments finis voire, entrainer des problèmes de convergence des calculs du modèle. Ce modèle de connexion peut être utilisé pour les modèles éléments finis en 2D (Meghlat et al., 2013) (figure I- 31). Suite à la modélisation et après comparaison aux résultats expérimentaux, il s'est avéré que ce type de connexion caractérisait bien les connexion mixtes bois-béton avec des tiges d'acier de faible diamètre.

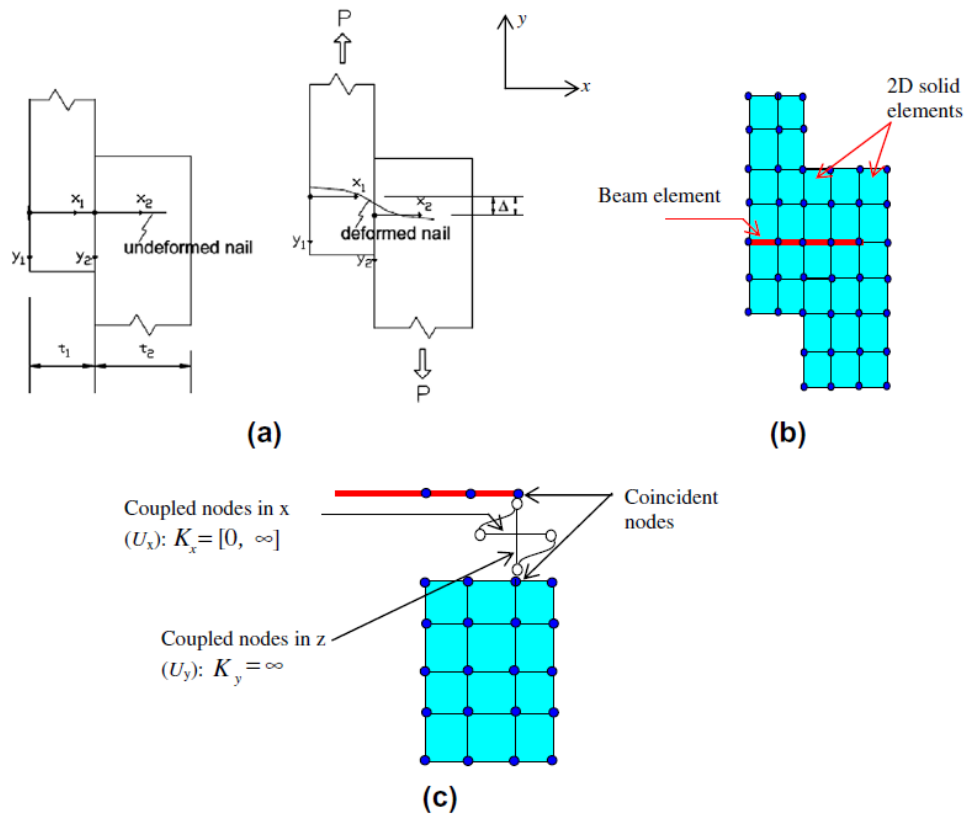


Figure I- 30: Développement de l'élément de type poutre unidimensionnel à 4 nœuds (Meghlat et al., 2013)

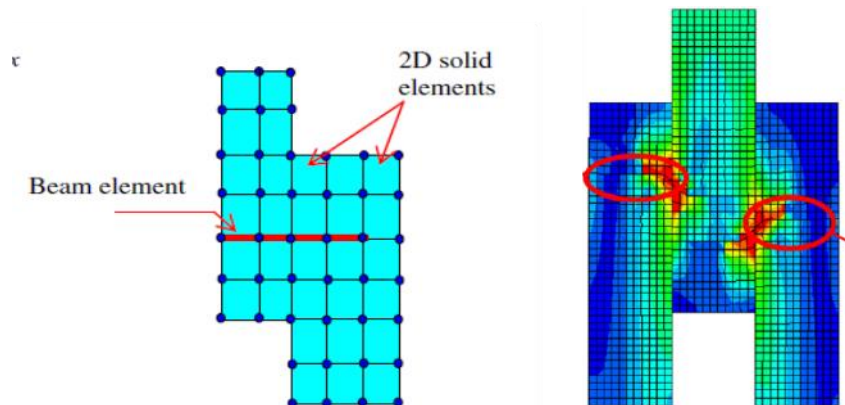


Figure I- 31: Modélisation de l'essai de cisaillement en 2D (Meghlat et al., 2013)

Ces dernières années, plusieurs chercheurs se penchent sur la modélisation 3D de la connexion car en réalité, les assemblages bois-béton ont plutôt un comportement de type tridimensionnel. Et les modèles 3D offrent la possibilité de connaître la répartition des contraintes autour du connecteur, dans le bois et dans le béton.

Ainsi (Oudjene et al., 2013) a modélisé une connexion 3D à l'aide de l'élément de type poutre unidimensionnel à 4 nœuds développé dans (Meghlat et al., 2013) (figure I- 32). Le modèle de connexion bois-béton 3D avec l'élément de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds développé par (Oudjene et al., 2013) est un modèle mathématique qui permet de simuler le comportement d'une connexion entre une poutre en bois et une dalle en béton. Cette connexion est souvent utilisée dans la construction de bâtiments à ossature bois pour assurer la stabilité et la résistance de la structure.

L'élément de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds est une représentation mathématique de la poutre en bois et de la dalle en béton. Cet élément est constitué de deux parties : la première partie représente la poutre en bois et la seconde partie représente la dalle en béton. Les quatre nœuds de l'élément représentent les points d'attache de la poutre en bois et de la dalle en béton. Le modèle prend en compte les propriétés mécaniques des matériaux utilisés (bois et béton) ainsi que les contraintes qui s'exercent sur la connexion. Il permet de simuler la réponse de la connexion en termes de déformations, de contraintes et de résistance.

Il a été observé après les résultats, une assez bonne concordance entre les courbes expérimentales et celles prédites numériquement (figure I- 33).

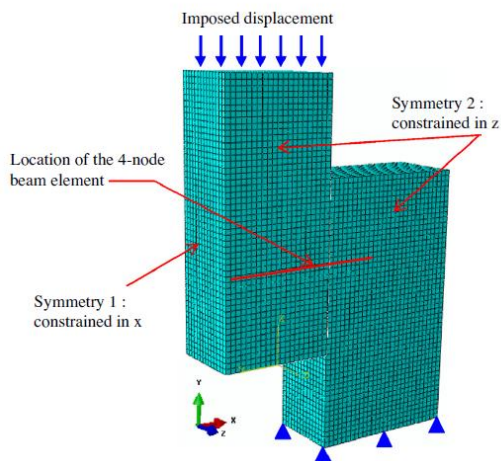


Figure I- 32: Modèle de (Oudjene et al., 2013)

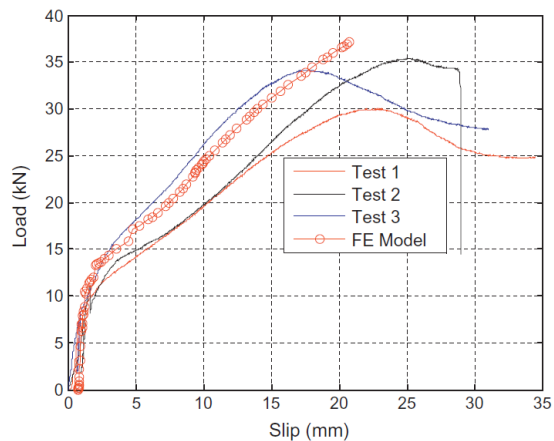


Figure I- 33: Comparaison des résultats entre l'expérimentation et le modèle numérique (Oudjene et al., 2013)

Il y a plusieurs avantages dans cette méthode de simulation parmi lesquels :

- La méthode de formulation est simple et facile à implémenter.
- La matrice de rigidité de l'élément est relativement facile à calculer.

- La méthode de modélisation de l'interface bois-métal est basée sur l'utilisation de ressorts à raideur linéaire, qui est une méthode couramment utilisée.

Mais l'inconvénient principal est que la méthode ne prend pas en compte les déformations de traction-compression dans les éléments de bois et de métal, ce qui peut conduire à une estimation imprécise des contraintes dans ces matériaux surtout quand on sait que le connecteur est soumis à la flexion.

Certains auteurs (Polus & Szumigala, 2019) ont préféré utiliser des éléments de type ressort pour modéliser la connexion de type goujon dans leurs modèles 3D de connexion mixte bois-béton. Cela est dû en partie au fait que les éléments de type ressort permettent une modélisation plus simple et rapide de la connexion goujon (Polus & Szumigala, 2019). Le modèle de béton Concrete Damaged Plasticity (CDP) disponible dans le logiciel Abaqus a été utilisé pour modéliser le béton nervuré (figure I- 34). Dans le but de simplifier leur modèle, pour les caractéristiques du bois, (Polus & Szumigala, 2019) ont utilisé le critère de résistance de la contrainte maximale. Les résultats expérimentaux en laboratoire (Szumigala et al., 2018) et de la simulation numérique sont présentés à la (figure I- 35). Le modèle 3D adopté a bien reproduit la réponse de la connexion après les essais push-out toutefois, la modélisation du bois ne tient pas compte de la dissymétrie de comportement entre la compression et la traction du bois quelle que soit la direction.

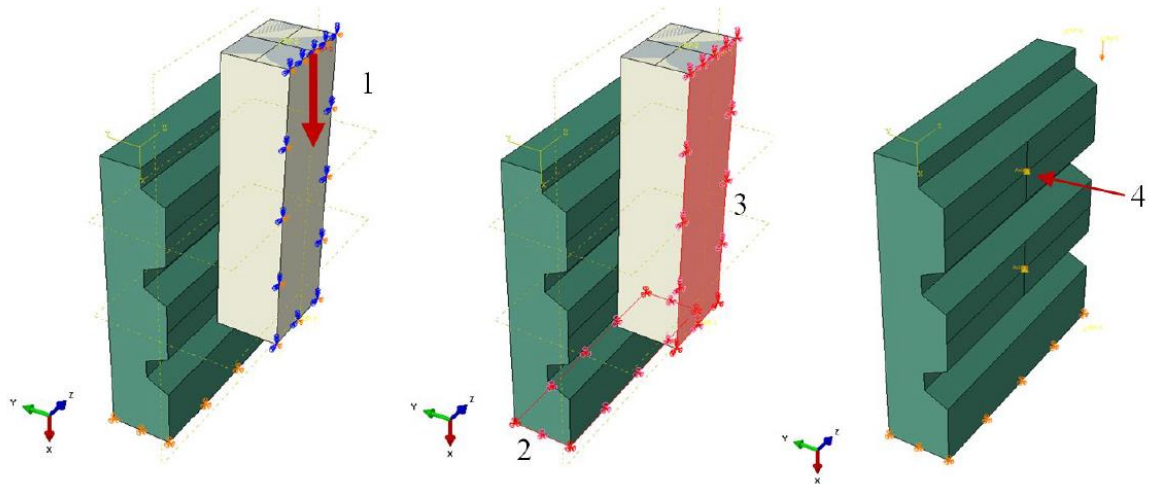


Figure I- 34: Modèle 3D de (Polus & Szumigala, 2019) ; (1) condition d'application de la charge; (2) et (3) conditions aux limites; (4) élément de type ressort servant de connecteur.

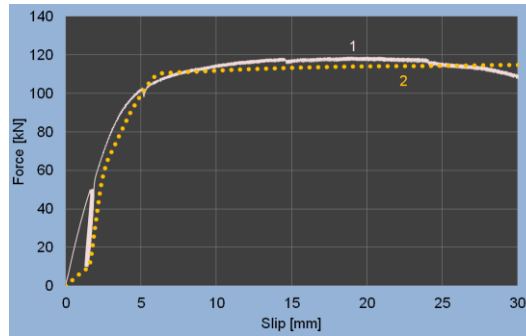


Figure I- 35: Courbes force-glisement des essais push-out de (Polus & Szumigala, 2019) : 1 - Essai en laboratoire , 2 - Analyse éléments finis.

Dans le cas de la connexion goujon, les éléments de type ressort représentent les propriétés de rigidité et de déformation de la connexion en fonction des propriétés des matériaux utilisés et des caractéristiques de la connexion goujon. Les ressorts sont placés aux emplacements des goujons dans la connexion et leurs propriétés sont déterminées en fonction des propriétés mécaniques des matériaux, des dimensions des goujons et des caractéristiques de la connexion.

L'utilisation d'éléments de type ressort pour modéliser la connexion de type goujon présente plusieurs avantages, notamment :

1. Simplification de la modélisation : Les éléments de type ressort permettent de simplifier la modélisation de la connexion en évitant l'utilisation de nombreux nœuds et éléments dans la simulation.
2. Gain de temps : La modélisation à l'aide d'éléments de type ressort est généralement plus rapide que la modélisation à l'aide d'éléments de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds.
3. Adaptabilité : Les éléments de type ressort peuvent être utilisés pour modéliser différents types de connexions de manière flexible.

Cependant, l'utilisation d'éléments de type ressort pour modéliser la connexion goujon présente également des inconvénients, tels que :

1. Précision : Les éléments de type ressort peuvent ne pas fournir une représentation aussi précise du comportement de la connexion que les éléments de type poutre unidimensionnelle à 4 nœuds.
2. Limitation : Les éléments de type ressort peuvent ne pas être adaptés pour les connexions plus complexes ou pour les structures plus grandes.
3. Propriétés des ressorts : Les propriétés des ressorts utilisées pour modéliser la connexion doivent être déterminées avec précision, ce qui peut être difficile à réaliser en pratique.

Parmi les modèles 3D, des modèles numériques éléments finis avancés pour les assemblages mixtes bois-béton ou acier-béton, dans lesquels tous les composants de la connexion sont modélisés avec des éléments volumiques. Ces modèles prennent en compte le comportement tangentiel et normal des éléments lorsque ceux-ci entrent en contact. Ils permettent ainsi de

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART

visualiser la déformation du connecteur et la répartition des contraintes dans le connecteur, notamment en lien avec les moments de flexion. En d'autres termes, ces modèles permettent une analyse détaillée et précise du comportement des assemblages mixtes. (Hassanieh et al., 2017) (figure I- 36).

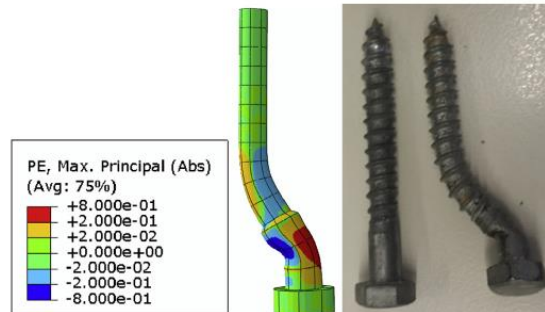


Figure I- 36: Courbes force-glissement des essais push-out de (Polus & Szumigala, 2019) : 1 - Essai en laboratoire , 2 - Analyse éléments finis.

(Dias et al., 2007) ont fait un modèle 3D avancé des connexions mixtes par tige d'acier dans Abaqus (figure I- 37). Le modèle de béton CDP a été utilisé pour paramétrer le béton. Le bois est considéré comme un matériau orthotrope et le critère de résistance de Hill-Tsai (Azzi & Tsai, 1965) est utilisé pour le comportement plastique. Après comparaison avec les essais réalisés au laboratoire, il a été constaté que leur modèle a évalué avec une bonne précision les modules de glissement ainsi que l'effort de cisaillement maximal sur environ 10 mm de glissement (figure I- 38). Une perspective de ce modèle serait de pouvoir aller au moins jusqu'à 15 mm de déplacement comme recommandé par la norme EN 26891.

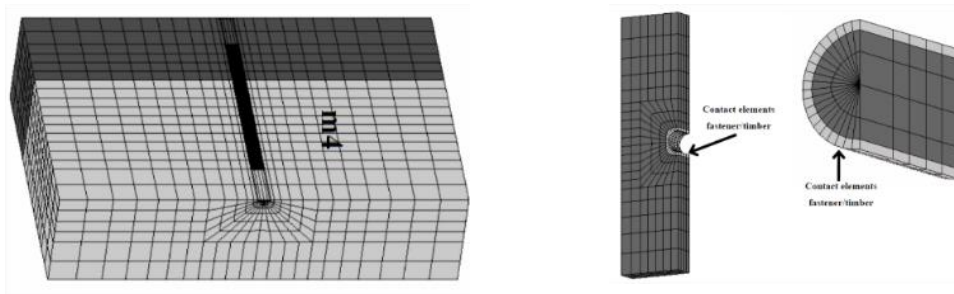


Figure I- 37: Illustration du maillage de la connexion bois-béton de (Dias et al., 2007)

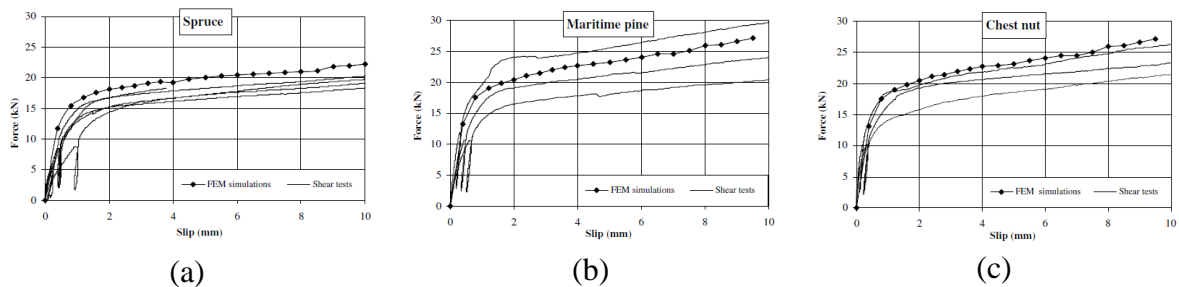


Figure I- 38: courbes force glissement expérimentales et numériques pour (a) : épicéa ;(b) : pin maritime ;(c) : châtaignier (Dias et al., 2007);

(Bedon & Fragiaco, 2017a) s'est basé sur les travaux de modélisation éléments finis de (Dias et al., 2007) pour reproduire le comportement d'une connexion combinant entaille et tige d'acier grâce à l'outil Abaqus (figure I- 39). Ils ont comparé leurs résultats aux tests expérimentaux et ont conclu que leur modèle arrivait à montrer la propagation des fissures (figure I- 40). Toutefois des divergences ont été observées en ce qui concerne les paramètres de rigidité à l'ELU et à l'ELS.

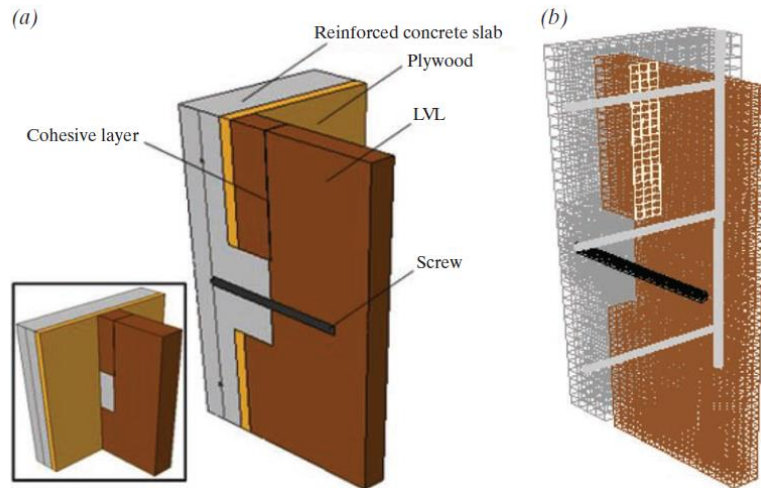


Figure I- 39: Modèle 3D développé avec Abaqus (Bedon and Fragiaco, 2017)

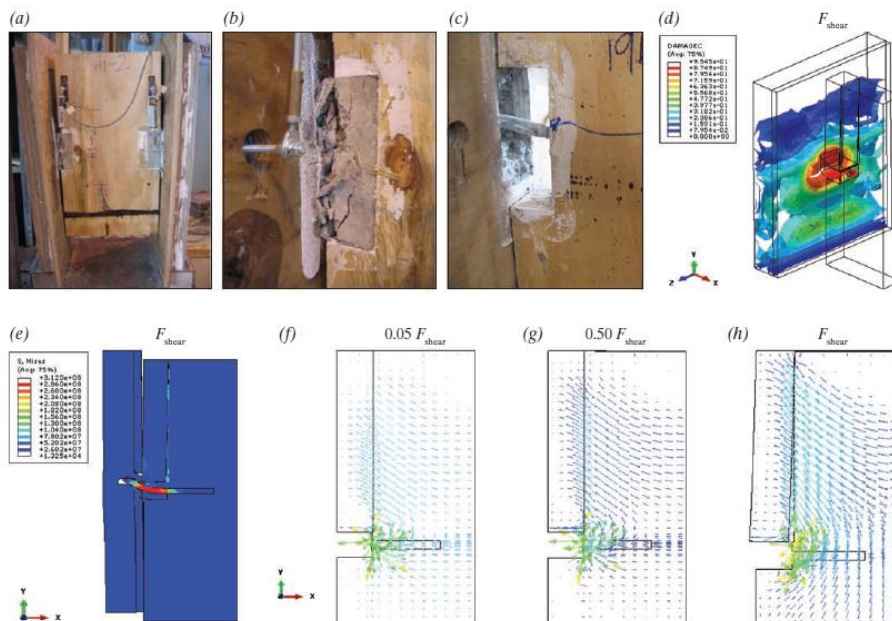


Figure I- 40: (a)-(c) Mode de ruine observé après expérimentation (d)-(h) mode de ruine observé numériquement pour la connexion A02 ($F_{max} = 45,5 \text{ kN}$). En détail : (d) dommages de compression dans la partie en béton et l'entaille, (e) contraintes de Von Mises (tracé de contour rouge indiquant la déformation), avec (f)-(h) distribution des contraintes principales maximales (représentation vectorielle) dans la poutre LVL, pour la connexion A02, section transversale longitudinale (détail), comme obtenu numériquement (Bedon & Fragiaco, 2017a)

(David Yeoh et al., 2008) ont élaboré un modèle 3D de la connexion combinant entaille et tige d'acier dans ANSYS (figure I- 41). Leur modèle numérique n'a pas abouti suite à un défaut de convergence du modèle élément finis (figure I- 42). Toutefois les auteurs ont conclu qu'il leur faudrait réaliser encore plus d'études pour calibrer correctement leur modèle et réduire les problèmes de convergence du modèle.

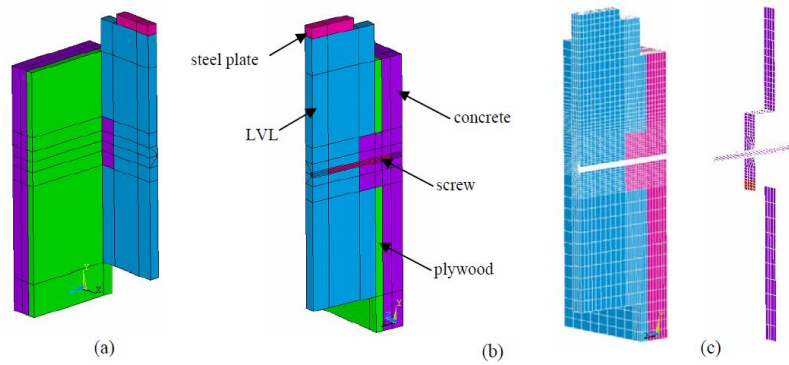


Figure I- 41: Géométrie mise en œuvre (a-b) et maillage utilisé (c) pour la simulation numérique (David Yeoh et al., 2008).

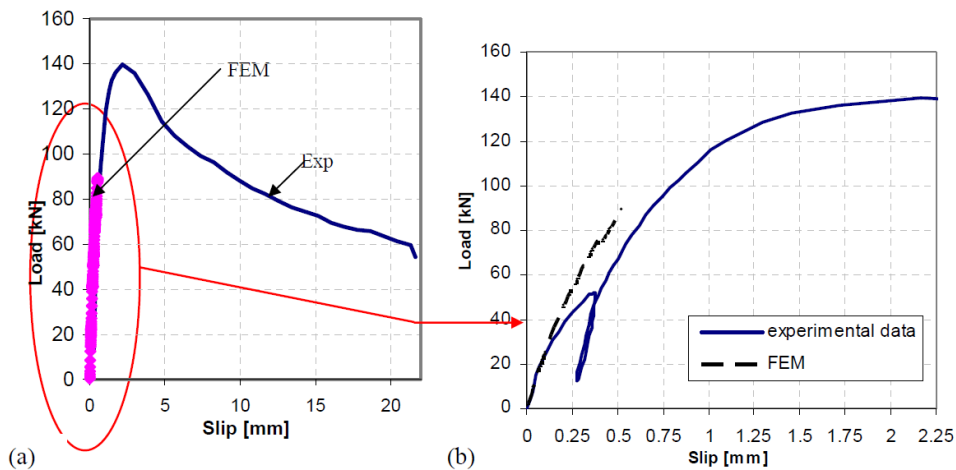


Figure I- 42: Comparaison des courbes Force-glissement expérimentale et numérique (David Yeoh et al., 2008).

Des différents modèles présentés, le modèle de (Dias et al. 2007) semble le plus pertinent. En effet, L'article décrit un modèle FEM 3D non linéaire pour simuler des assemblages bois-béton. Le modèle prend en compte les non-linéarités géométriques, matérielles et d'interface, ainsi que les déformations irréversibles et les effets de la fissuration du béton. Le modèle a été validé en comparant les résultats de simulation avec des tests expérimentaux. Les avantages de ce modèle incluent sa capacité à prendre en compte les non-linéarités et les déformations irréversibles, ainsi que la possibilité de modéliser des assemblages complexes en trois dimensions. Cependant, les inconvénients comprennent le coût élevé (machine performante, temps de calcul) de la modélisation 3D et la complexité de l'analyse des résultats.

1.9 Conclusion partielle

Ce chapitre traite des structures mixtes bois-béton et plus particulièrement des systèmes de connexion utilisés pour les réaliser. Il s'inscrit dans le contexte plus large de l'évolution des structures mixtes, mettant en lumière leur histoire, conception, et comportement des matériaux pertinents. La revue bibliographique couvre également les développements théoriques et numériques dans ce domaine, avec un accent particulier sur les systèmes de connexion, qui sont essentiels pour le succès de ces structures.

Néanmoins, il est important de souligner que cette revue bibliographique sert de fondation cruciale pour notre recherche. Elle établit une compréhension approfondie des concepts et des avancées existants dans le domaine des structures mixtes bois-béton, tout en identifiant des lacunes dans la littérature qui nécessitent une exploration plus poussée.

Le but de notre travail est de contribuer à cette recherche en développant un système de connexion par tige d'acier pour les structures mixtes bois-béton, en visant à optimiser la qualité, la mise en œuvre, la rigidité, la résistance et la ductilité. Notre positionnement par rapport aux avancées récentes dans le domaine réside dans la recherche de solutions de connexion plus adaptées, en prenant en compte les spécificités locales et en répondant aux besoins actuels de l'industrie de la construction.

2 CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

2.1 Introduction

Ce chapitre vise à présenter la caractérisation mécanique des matériaux clés utilisés dans cette thèse, à savoir le bois, l'acier et le béton. La caractérisation mécanique est essentielle pour comprendre le comportement des matériaux sous différentes sollicitations, ainsi que pour évaluer leur résistance et leur rigidité. Les essais mécaniques effectués sur ces matériaux sont cruciaux pour déterminer leurs propriétés mécaniques. Les essais sur le bois incluent les essais de compression, de flexion et d'enfoncement, tandis que les essais sur l'acier comprennent les essais de traction et de flexion. Les résultats de ces essais sont utilisés pour construire des modèles numériques pour la simulation du comportement des structures mixtes bois-acier-béton.

Ces essais sont effectués conformément aux normes internationales applicables pour garantir la fiabilité et la précision des résultats. Ensuite, les résultats sont simulés sur ordinateur à l'aide du logiciel de simulation Abaqus 2019 pour vérifier leur cohérence avec les données expérimentales. La simulation numérique est un outil précieux pour prédire le comportement des structures sous différentes sollicitations et pour optimiser leur conception.

En fin de compte, ce chapitre nous permettra de mieux comprendre les propriétés mécaniques du bois, de l'acier et du béton, ainsi que leur comportement en tant que matériaux composites. Cette compréhension est cruciale pour la conception et l'optimisation des structures mixtes bois-béton et pour garantir leur sécurité et leur fiabilité.

2.2 Essais expérimentaux

2.2.1 Le bois

Le bois utilisé pour cette étude a été obtenu chez un fournisseur au marché local à Ouagadougou au Burkina Faso. Il s'agit de bastings qui provient essentiellement du Ghana et de la Côte d'Ivoire. Il mesure généralement entre 140 et 160 mm de largeur et 45 à 65 mm d'épaisseur. Il est utilisé pour les constructions de charpentes ou des constructions temporaires. Il est localement connu sous le nom de bois rouge en raison de la teinte rouge marron qu'il présente. Il est utilisé sans traitement ni conditionnement.

Des tests de compression et de flexion sont effectués sur le bois pour évaluer ses propriétés mécaniques, y compris sa résistance à la compression et à la flexion. Ces tests sont réalisés conformément aux normes établies, telles que la norme EN 408:2009+A1. La résistance du bois à l'enfoncement, également appelée portance du bois, est mesurée conformément à la norme ASTM D5764. Les résultats obtenus permettent de caractériser de manière précise les propriétés mécaniques du bois pour la conception et l'analyse des structures en bois. Tous ces essais ont été réalisés au Hall Génie Civil à Polytech à l'université de Clermont Auvergne sur

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

une machine de traction pour application statique Zwick Roell équipée d'un extensomètre pour mesurer les déplacements.

2.2.1.1 La masse volumique

La masse volumique du bois est déterminée avant les essais push-out qui ont été menés au laboratoire Eco-Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD) de l'Institut 2iE à Ouagadougou et au moment des essais de caractérisation menés au Hall génie civil à Polytech à l'université de Clermont Auvergne. Dans l'ensemble dix (10) éprouvettes provenant des différents bois utilisés ont été testées suivant les recommandations de la norme EN 408 : 2009+A1.

Le bois est un matériau hygroscopique, ce qui signifie qu'il peut absorber de l'humidité de l'air ambiant, ce qui peut affecter sa masse volumique et donc sa résistance. Pour mesurer avec précision la densité du bois, il est donc important de s'assurer qu'il est sec et qu'il ne contient pas d'eau supplémentaire. En le passant à l'étuve, on peut éliminer toute l'humidité présente dans le bois, ce qui permet d'obtenir une mesure précise de sa densité.

Une étuve du fabricant allemand Memmert, modèle UN110, a été utilisée pour mesurer le taux d'humidité selon la méthode du séchage en étuve présentée dans la norme EN 13183-1 avant la détermination des masses volumiques qui est faite à l'aide d'une balance. Les résultats obtenus sur les masses volumiques permettent de distinguer deux types de bois suivant le document « Wood Handbook - Wood as an Engineering Material » (FPL-GTR-190, 2010). Les résultats des essais sont présentés dans le tableau II-1. Le bois 1 avec la plus grande masse volumique est encore nommé « bois fort » dans ce document tandis que le bois 2 est renommé « bois faible » A la suite des essais, nous identifierons les essences de ces deux bois.

Tableau II- 1 : Masse volumique et humidité du bois

	Bois 1 (bois fort)	Bois 2 (bois faible)
Nombre d'éprouvettes	10	10
Moyenne (CV)	725 kg/m ³ (CV=4,3%)	591 kg/m ³ (CV=1,2%)
Humidité	8,6% (CV = 3,8%)	9,2% (CV = 1%)

2.2.1.2 Essai de compression axiale et transversale

Huit éprouvettes ont été utilisées pour déterminer la résistance à la compression axiale (parallèle aux fibres du bois) et à la compression transversale. En compression axiale, les échantillons ont des dimensions de 25 mm x 25 mm x 75 mm. Les dimensions choisies sont en accord avec les recommandations de la norme EN408 +A1 : 2012. La figure II-1 présente les images de l'essai de compression axiale. Les déformations sont mesurées sur une longueur $L_0 = 23,56$ mm dans le 1/3 central de la hauteur de l'éprouvette. Des points sont positionnés sur l'éprouvette et l'extensomètre suit ces points et fournit la déformation enregistrée (figure II-2). Lors de l'essai, il y a un cycle de charge-décharge qui permet d'éliminer l'hystérésis que peut entraîner les défauts de mise en œuvre au début de l'essai. L'éprouvette est donc chargée jusqu'à 40% de la force maximale estimée et déchargée jusqu'à 10% avant d'être ensuite chargée jusqu'à la ruine.

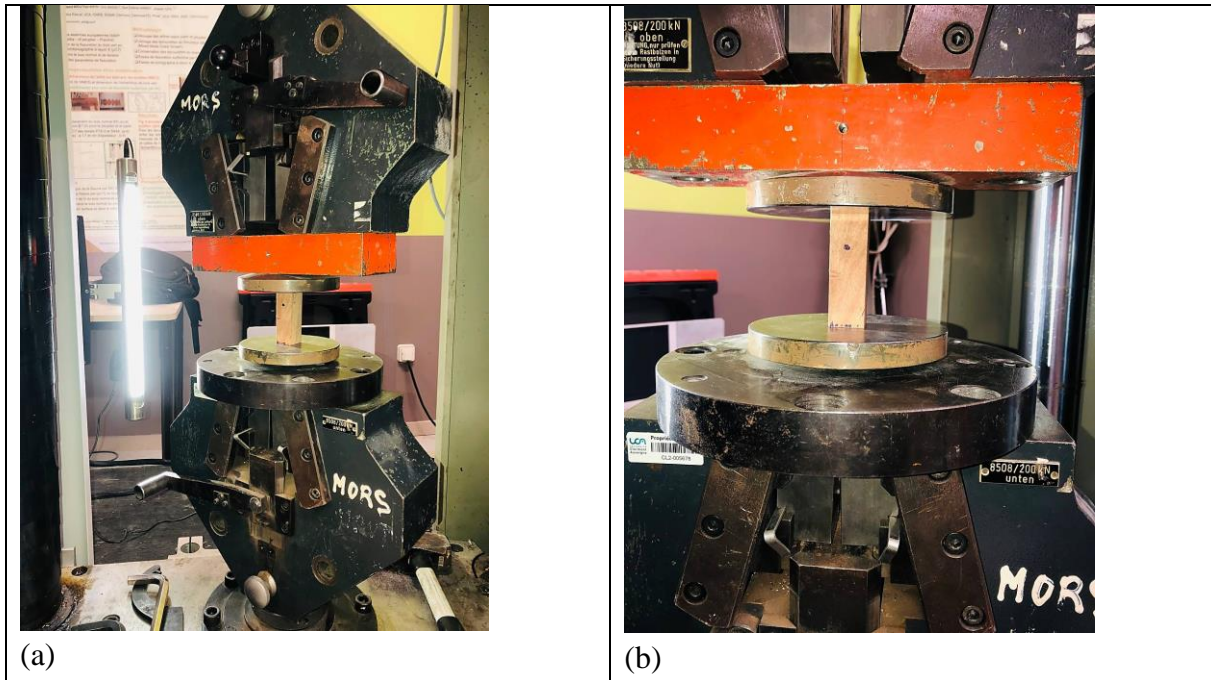


Figure II- 1:Image de l'essais de compressions

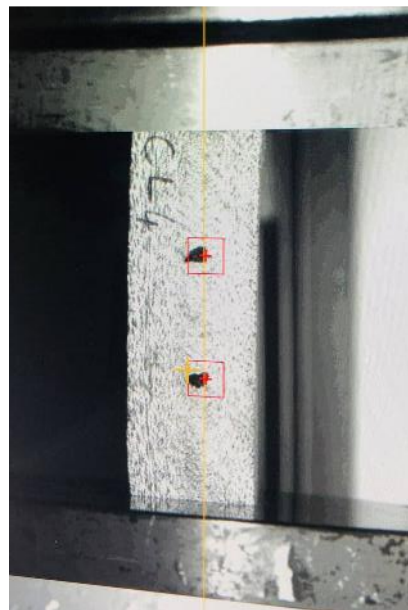


Figure II- 2:Image du suivi des déplacements avec la caméra

En compression transversale, les dimensions étaient de 22,5 mm x 35 mm x 45 mm. La procédure d'essai est la même que pour l'essai de compression axiale. Il est à noter que d'après la norme EN408 +A1 : 2012, la longueur de référence, L_0 ou h_0 (approximativement $0,6 h$), doit être centrée sur la hauteur de l'éprouvette d'essai et éloignée d'au moins $b/3$ par rapport aux extrémités chargées de l'éprouvette d'essai, voir Figure II-3. Dans notre cas, $L_0 = 16,27$ mm. La figure II-4 montre la réalisation de l'essai de compression transversale.

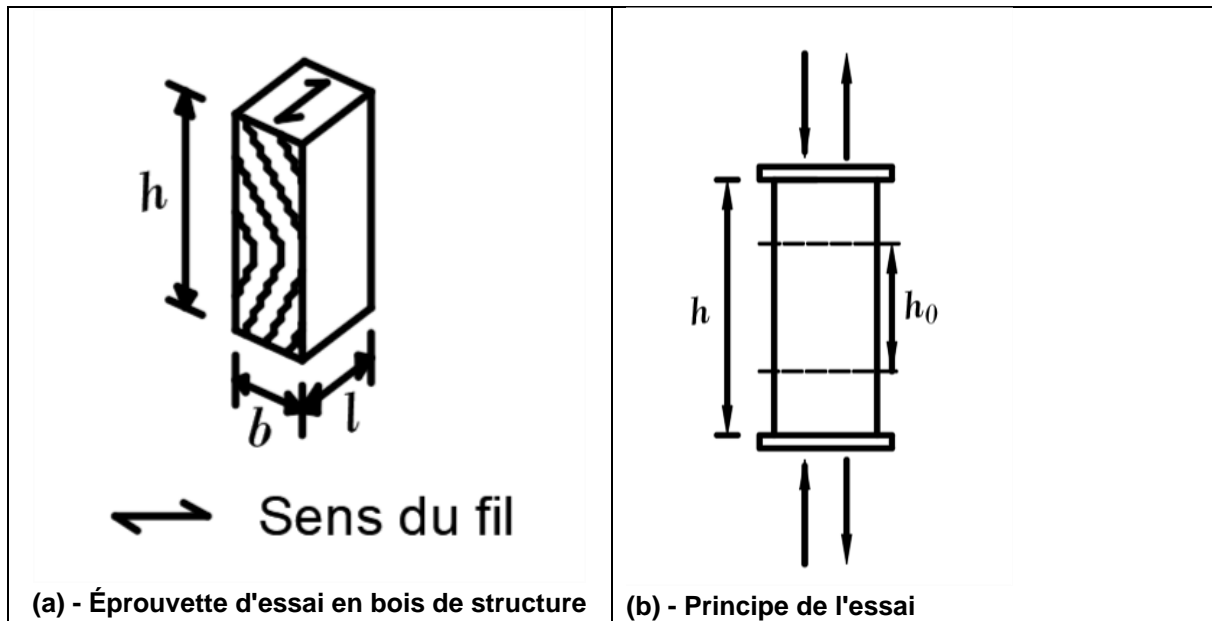


Figure II- 3 : Principe de l'essai de compression transversale



Figure II- 4 : essai de compression transversale

A l'issue résultats obtenus, nous avons remarqué le lien entre les résistances à la compression du bois et sa la masse volumique. Nous avons obtenu pour le bois avec la plus grande masse volumique une résistance moyenne à la compression axiale de 85,45 MPa (CV =5,3%) et une résistance de 52,59 MPa (CV = 2,7%) pour le second bois. La résistance moyenne à la compression transversale a présenté plus de variation pour le bois avec la plus grande masse volumique. Elle est de 27,46 MPa (CV=35%). Pour le second bois, cette résistance moyenne

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

est de 14,92 MPa (CV=3%). Le tableau II-2 récapitule les valeurs trouvées. Ces valeurs peuvent être comparées aux valeurs du tableau I-2 du chapitre 1. Les figure II-5 et II-6 présentent respectivement les courbes contrainte déformation de l'essai de compression longitudinale et ceux de l'essai de compression transversale.

Pour l'essai de compression longitudinale (figure II-5), on observe une phase initiale de déformation élastique où la courbe est linéaire, suivie d'une phase de déformation plastique où la courbe présente une courbure décroissante jusqu'à atteindre la rupture. Pour l'essai de compression transversale (figure II-6), après la phase initiale linéaire, on observe une phase de déformation plastique, caractérisée par une augmentation non linéaire de la déformation avec une augmentation progressive de la contrainte. Pour les deux essais (compression longitudinale et transversale), il est observé pour certaines éprouvettes une déformation plastique plus grande avant la rupture. Ces différences sont dues à la variation du bois et aux imperfections géométriques de l'éprouvette.

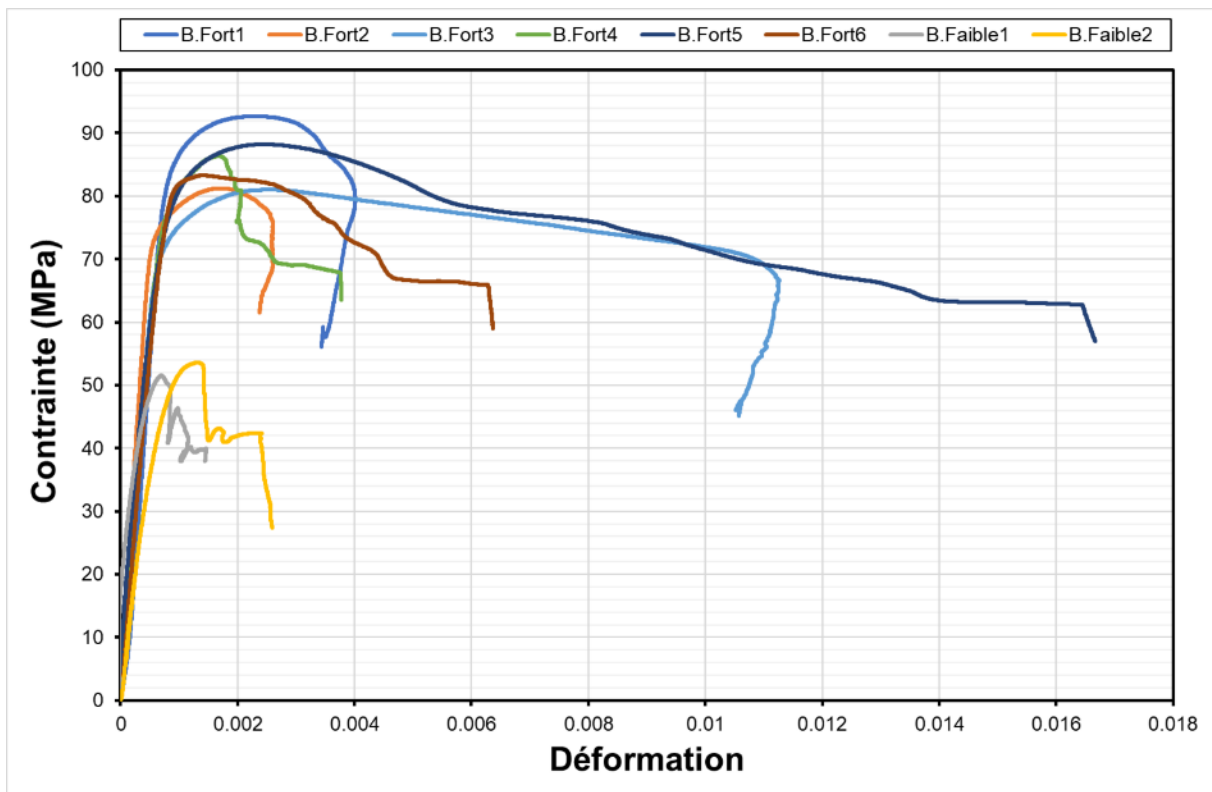


Figure II- 5 : Courbe contrainte déformation de l'essai de compression longitudinale

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

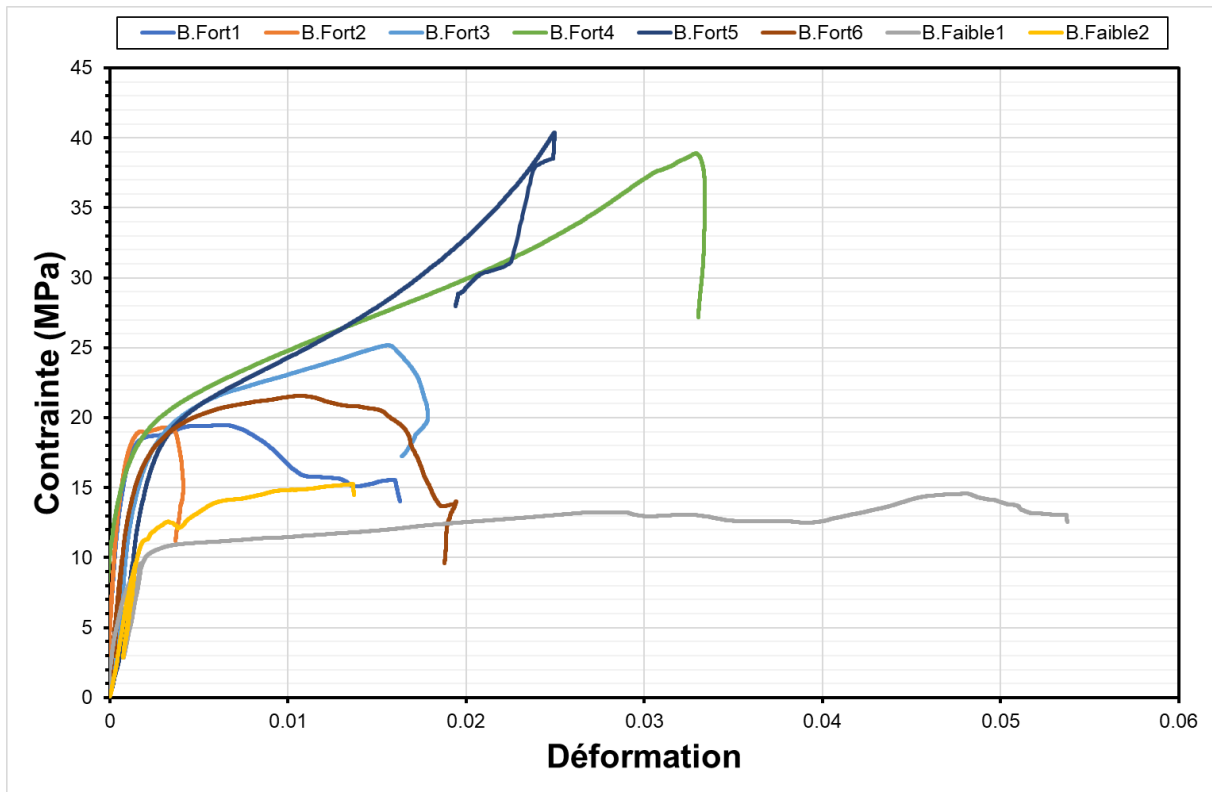


Figure II- 6 : Courbe contrainte déformation de l'essai de compression transversale

Tableau II- 2: Valeurs de résistances à la compression axiale et transversale

	Bois 1	Bois 2
Compression axiale (MPa)	85,45 (CV = 5,3%)	52,59 (CV = 2,7%)
Compression transversale (MPa)	27,46 (CV = 35%)	14,92 (CV = 3%)

La figure II-7 présente les modes de ruines obtenus après l'essai de compression longitudinal. Pour les deux types de bois, il est observé un écrasement des fibres supérieures et un flambement du bois. Les modes de ruines obtenus après l'essai de compression transversal sont également observés sur la figure II-8. Nous remarquons essentiellement un écrasement du bois et une séparation des fibres.

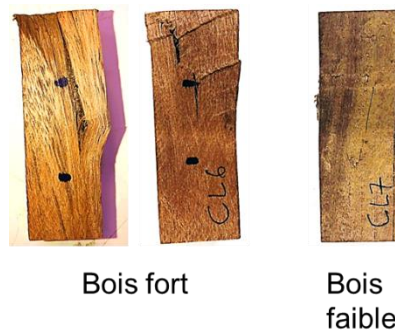


Figure II- 7 : mode de ruine de l'essai de compression longitudinale

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)



Figure II- 8 : Mode de ruine de l'essai de compression transversale

2.2.1.3 Essai de flexion

Les essais de flexion nous permettent de déterminer le module d'élasticité longitudinal du bois et la résistance à la flexion du bois. Ces caractéristiques interviennent dans le dimensionnement des poutres. L'essai de flexion mené est un essai de flexion 4-points et il a été mené au Hall Génie Civil de l'UCA grâce à la machine de traction pour application statique Zwick-Roell. Huit (08) éprouvettes ont ainsi été testées en flexion en suivant les recommandations de la norme EN 408 +A1 :2012.

L'éprouvette doit être chargée symétriquement en flexion en deux points sur une portée égale à 18 fois la hauteur, tel que représenté à la Figure II-9. Si l'éprouvette et le dispositif d'essai ne permettent pas que ces conditions soient exactement remplies, la distance entre les points de charge et les appuis peut être augmentée jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'éprouvette, et la portée et la longueur de l'éprouvette d'essai peuvent être augmentées jusqu'à trois fois la hauteur de l'éprouvette, tout en maintenant la symétrie de l'essai. Ainsi, les éprouvettes que nous testons ont une section de 20 mm x 20 mm sur une longueur de 540 mm. La portée entre appui est de 420 mm. Lors de l'essai, un cycle de charge-décharge a été reproduit puis l'éprouvette a ensuite été chargée jusqu'à la ruine. La figure II-10 montre une photo du dispositif de l'essai de flexion.

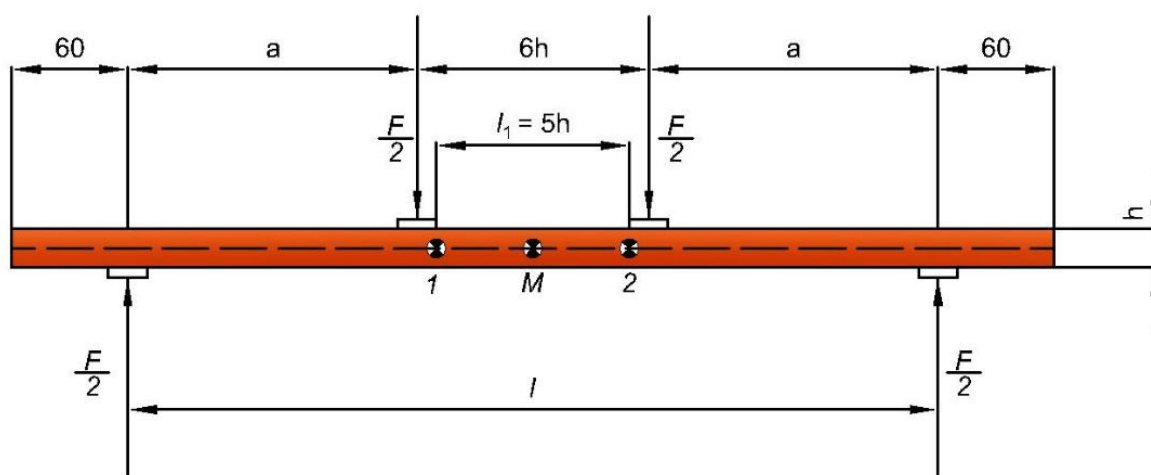


Figure II- 9 : principe de l'essai de flexion sur le bois

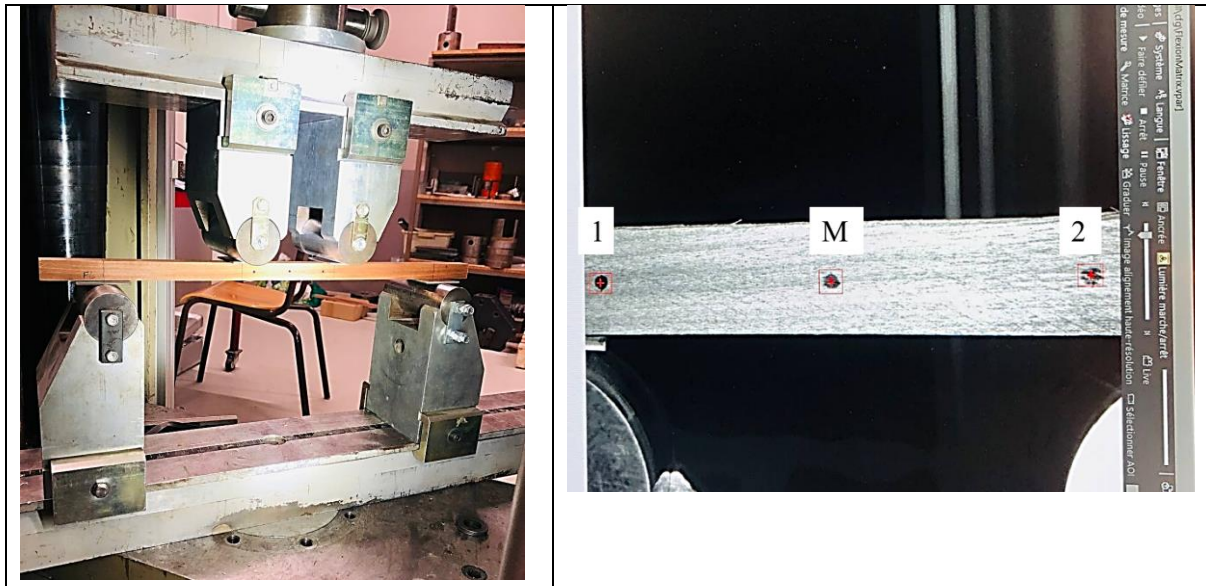


Figure II- 10 : Essai de flexion sur le bois

L'évaluation du module global d'élasticité en flexion se base sur la flèche globale mesurée au milieu de la poutre. Mais pour éviter de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant qui est nul au milieu de la poutre, nous déterminerons aussi le module local d'élasticité. En effet, lorsqu'une poutre est soumise à une flexion, il y a deux types de déformations : la déformation longitudinale (due à la flexion) et la déformation transversale (due à l'effort tranchant). Cette déformation transversale peut affecter la mesure du module d'élasticité global en flexion si elle est prise en compte. Pour éviter cet effet, on mesure également le module local d'élasticité en flexion en mesurant la déformation de la poutre à un point proche de la zone de charge maximale, où l'effet de l'effort tranchant est négligeable. Ainsi, l'utilisation du module local d'élasticité permet de mieux caractériser le comportement mécanique de la poutre en flexion. L'évaluation du module local d'élasticité en flexion se base sur la flèche locale mesurée sur une longueur l_l de 5 fois la hauteur autour du milieu de la poutre soit 100 mm.

Les formules (II-1 à II-3) sont utilisées pour déterminer les caractéristiques recherchées (EN 408 +A1 :2012) :

$$E_{m,l} = \frac{a l_1^2 \Delta F}{16 l \Delta w} \quad (\text{II-1})$$

$$E_{m,g} = \frac{l^3 \Delta F}{b h^3 \Delta w} \left[\frac{3a}{4l} - \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right] \quad (\text{II-2})$$

$$f_m = \frac{3 F_{max}}{b h^2} \quad (\text{II-3})$$

Où

$E_{m,l}$: Module local d'élasticité en flexion du bois [N/mm²]

$E_{m,g}$: Module global d'élasticité en flexion du bois [N/mm²]

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

- f_m : Résistance à la flexion [N/mm²]
 a : Distance entre l'appui et le point de chargement le plus proche [mm]
 l_1 : longueur de base du support de flèche locale [mm]
 b : Largeur de la section transversale de l'éprouvette [mm]
 h : Hauteur de la section transversale de l'éprouvette [mm]
 I : Inertie de la section de l'éprouvette [mm⁴]
 $\frac{\Delta F}{\Delta w}$: Pente de la partie de la courbe comprise entre 10% et 40% de la force maximale

Les déplacements sont mesurés grâce à l'extensomètre de la presse mécanique utilisée pour les essais. Les caméras de l'extensomètre suivent les déplacements du point central : le point M, et deux autres points : les points 1 et 2 (figure II-10) situés de part et d'autre du point M. la connaissance de la flèche aux points 1, 2 et M nous permet de déterminer la flèche locale grâce à la formule :

$$\delta f = \delta_M - (\delta_1 + \delta_2)/2 \quad (\text{II-4})$$

Où

- δf : flèche locale
 δ_M : flèche globale ou flèche au point M
 δ_1 : flèche au point 1
 δ_2 : flèche au point 2

Au cours de l'essai, la longueur l_1 dont nous avons tenu compte est de 91 mm au lieu de 100 mm comme recommandé par la norme à cause de La plage maximale de mesure de l'extensomètre qui est assez limitée.

Afin de nous assurer des résultats obtenus, nous déterminons le module local $E_{m,l}$ à l'aide de la méthode de calcul de structure de Castigliano (voir Annexe A-3). Le théorème de Castigliano permettra de déterminer également le module de cisaillement G.

Pour rappel du second énoncé du théorème de Castigliano,

$$\delta_i = \frac{\partial U}{\partial P_i} \quad (\text{II-5})$$

Avec

- δ_i : déplacement au point i
 P_i : Forces généralisées
 $U = U(P_1, \dots, P_n)$: énergie interne, dite énergie complémentaire de déformation

Nous obtenons après calculs les équations suivantes qui nous permettent de déterminer E et G:

$$\delta_1 = \frac{194,45P}{E} + \frac{0,45P}{G} = \delta_2 \quad (\text{II-6})$$

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

$$\delta_M = \frac{205,88P}{E} + \frac{0,45P}{G} \quad (\text{II-7})$$

Les figures II-11 et II-12 présentent les courbes force-flèche (flèche globale et flèche locale) obtenues. En général, les courbes montrent une relation linéaire entre la contrainte et la déformation dans la plage élastique, suivie d'une zone de déformation plastique avant la rupture du matériau. La courbe présente dans plusieurs cas des irrégularités ou des paliers dans le domaine plastique avant la rupture.

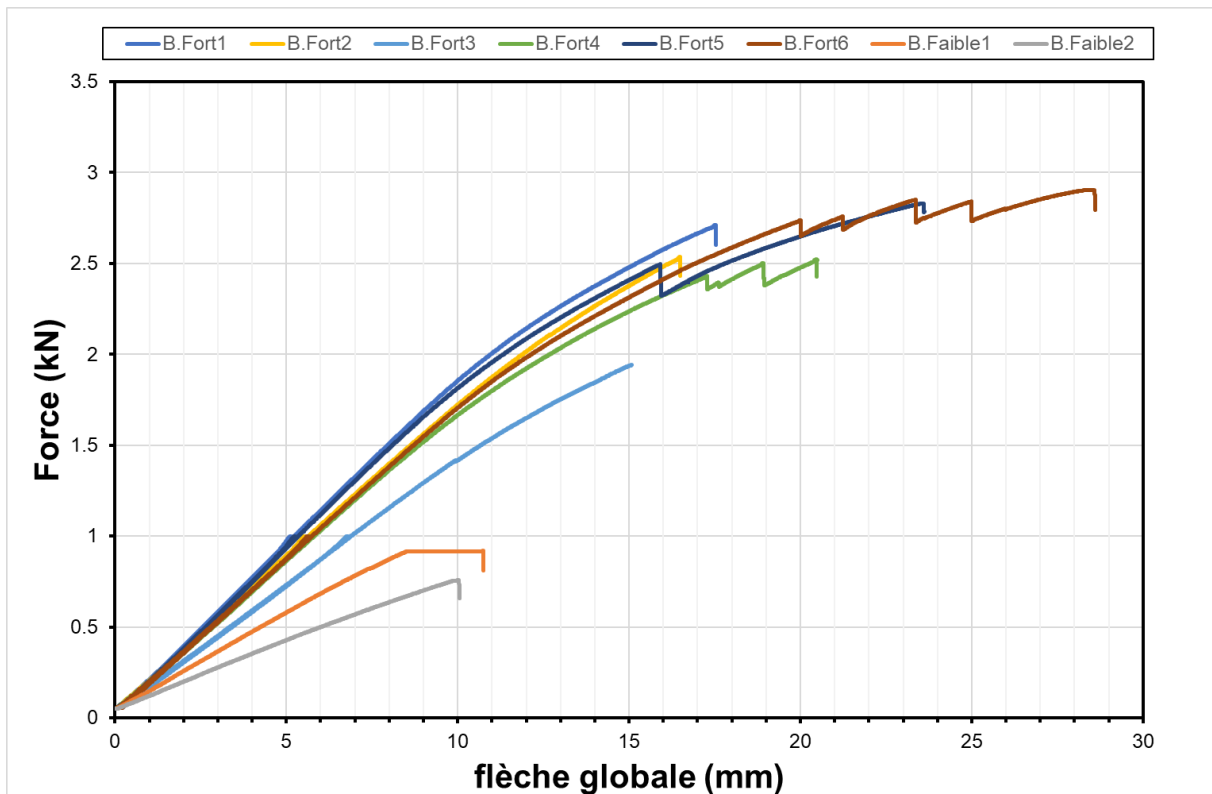


Figure II- 11 : Courbe force flèche globale

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

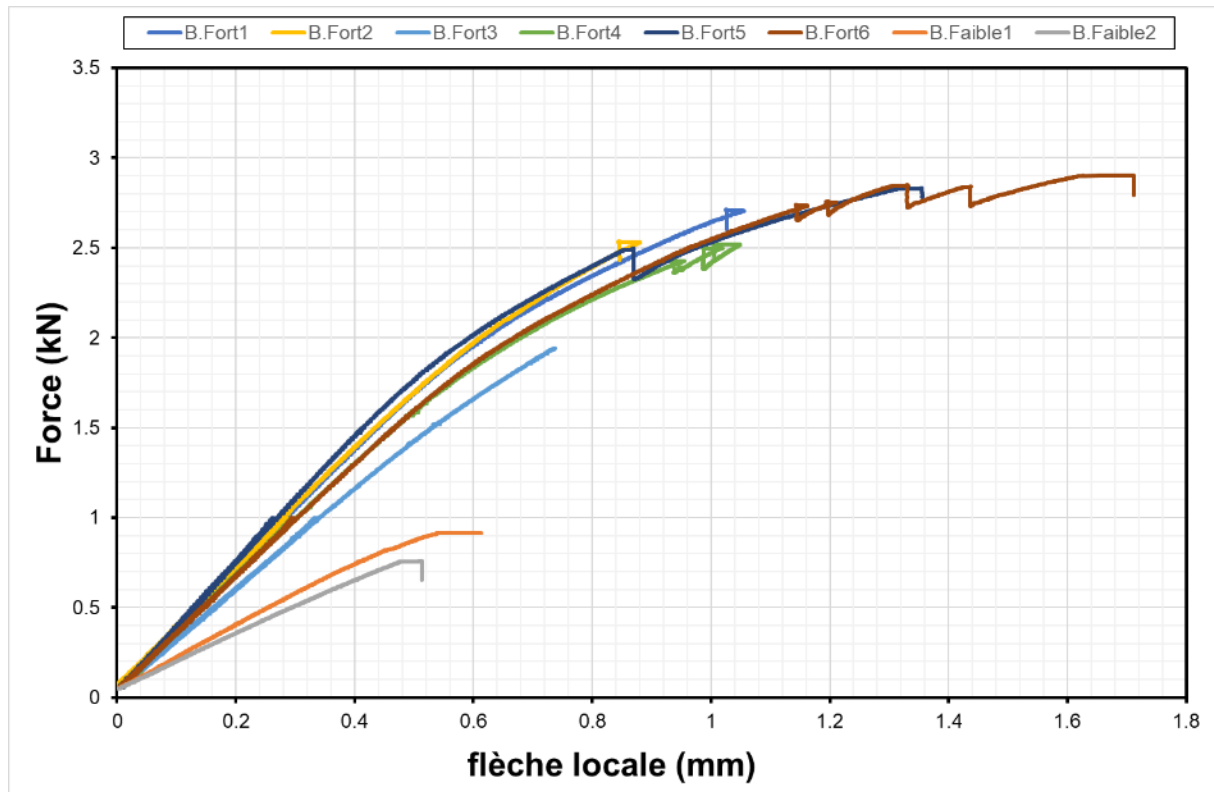


Figure II- 12 : Courbe force flèche locale

L'un des avantages de l'utilisation de la méthode de Castigliano est qu'il peut être utilisé pour déterminer le module d'élasticité mais aussi le module de cisaillement G d'un matériau. Les résultats trouvés suite à la méthode de Castigliano sont récapitulés dans le tableau II-3.

Tableau II- 3: Caractéristiques des bois en flexion

	$E_{m,l}$ (MPa)	G (MPa)	f_m (MPa)
Bois 1	18568,95 (CV=8.16%)	594,49 (CV=37%)	144,81 (CV=13%)
Bois 2	9582,95 (CV=9.07%)	256,61 (CV=41%)	47,24 (CV=11%)

Nous remarquons que le bois qui présente une densité plus élevée a de plus grandes valeurs de module d'élasticité locale et de résistance à la flexion. Bien que nous observions une dispersion assez importante du module de cisaillement G , le bois avec la plus grande densité présente des valeurs plus élevées de module de cisaillement.

La figure II-13 présente les modes de ruine obtenus après l'essai de flexion. Il est observé pour l'ensemble des éprouvettes la rupture par traction des fibres.

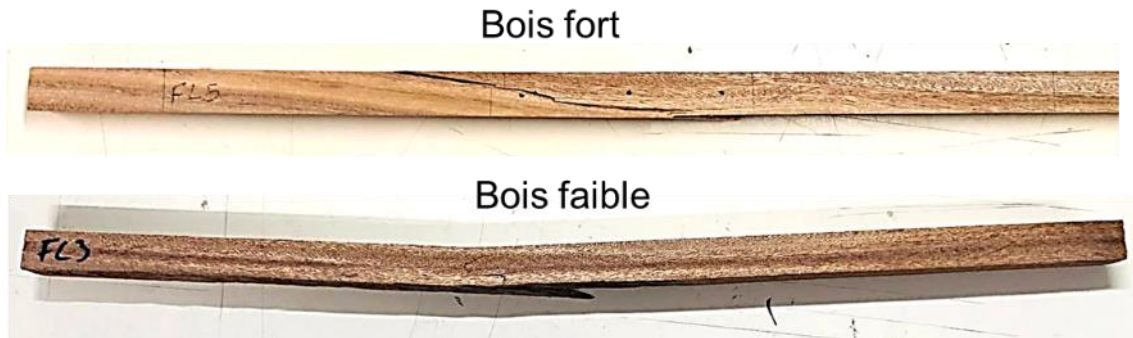


Figure II- 13 : mode de ruine du bois en flexion

2.2.1.4 Essai d'enfoncement

L'essai d'enfoncement permet de mesurer la portance du bois ainsi que les module de fondation du bois. Cet essai reproduit la réponse du bois à la suite de l'enfoncement d'une tige d'acier et donne des précisions qui sont utilisés dans les formules analytiques de l'essai Push-out. L'enfoncement est réalisé suivant la norme Américaine ASTM D5764 (figure II-14-(b)). ASTM D5764 est une norme ASTM internationale qui décrit la méthode d'essai standard pour mesurer la résistance du bois à l'enfoncement. Cette norme couvre les essais de résistance de l'enfoncement du bois d'œuvre et des panneaux de particules dans lesquels un cylindre d'acier est enfoncé dans le bois à un angle de 90 degrés par rapport à la surface. Les résultats de l'essai sont utilisés pour calculer la capacité de charge maximale du bois en termes de force de compression parallèle à la fibre et de module de rigidité. Cette norme fournit également des directives pour la préparation de spécimens d'essai et pour l'enregistrement et l'analyse des résultats de l'essai.

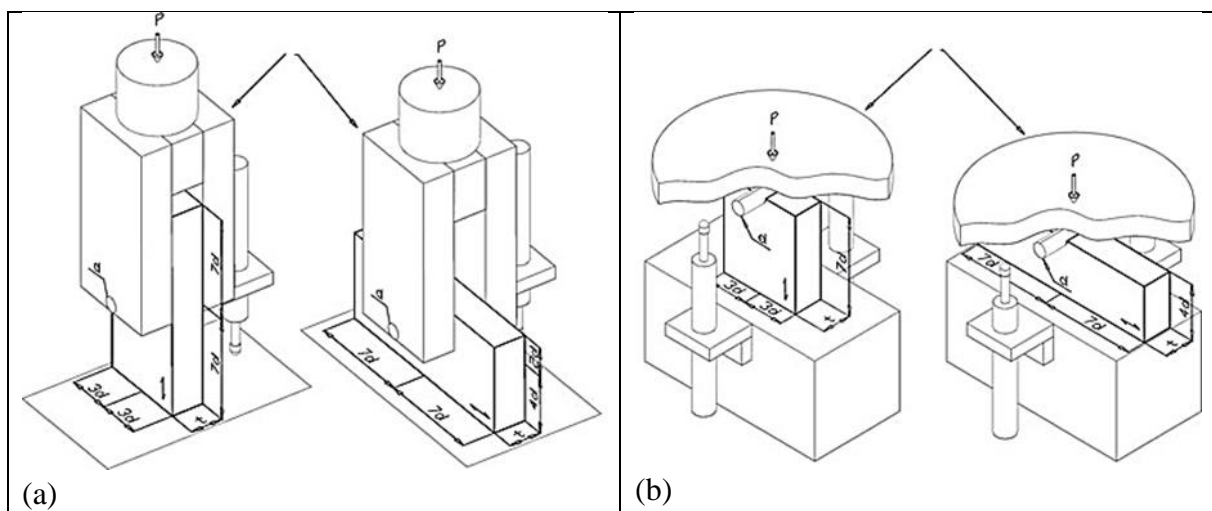


Figure II- 14 : principe de l'essai d'enfoncement

Les éprouvettes ont été découpées dans le sens de l'orientation des fibres conformément aux directives de la norme ASTM D5764 (figure II-14-(b)). L'épaisseur des éprouvettes a été prise dans le sens tangentiel du bois. Tous les essais ont été réalisé avec des tiges de diamètre $d =$

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

12 mm. Conformément à la norme, l'épaisseur t doit être supérieure à 38 mm ou $2d$. Dans notre cas, elle est de 25 mm . La longueur de l'éprouvette est de $7d$ soit 84 mm et la largeur est de $6d$ soit 72 mm . La figure II-15 présente l'éprouvette de bois de l'essai d'enfoncement.

Les essais d'enfoncement ont également été menés au Hall Génie Civil à Polytech à l'université de Clermont Auvergne (figure II-16). Un cycle de charge-décharge est programmé à l'aide de la machine puis l'éprouvette est chargée jusqu'à la rupture.

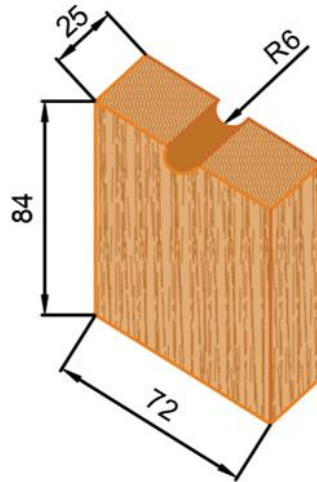


Figure II- 15 : éprouvette pour l'essai d'enfoncement

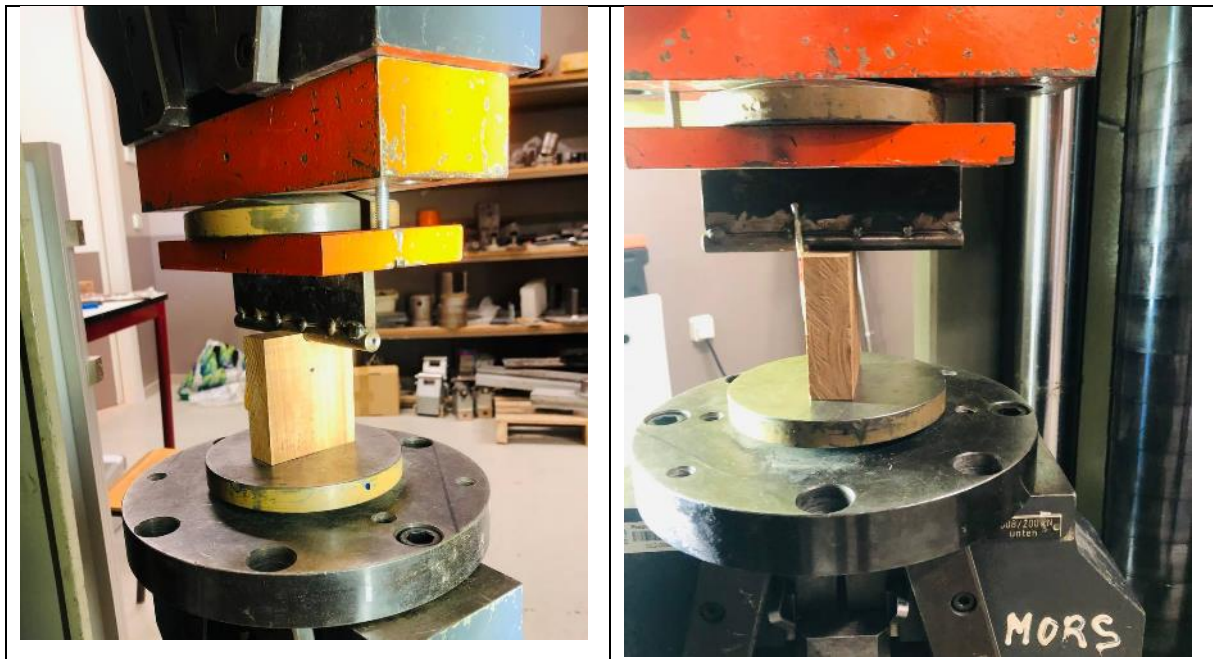


Figure II- 16 : essai d'enfoncement

La figure II-17 présentent les courbes forces-déplacement des essais d'enfoncement réalisés. Les courbes présentent généralement une phase initiale de faible résistance, suivie d'une augmentation rapide de la résistance avant d'atteindre un pic de résistance maximale. Ensuite, la résistance diminue progressivement avec une déformation croissante jusqu'à la rupture de l'échantillon. Les échantillons de bois plus dense et plus solide présentent des courbes avec une

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

résistance maximale élevée et une rupture plutôt fragile comparé aux échantillons de bois avec une densité plus faible.

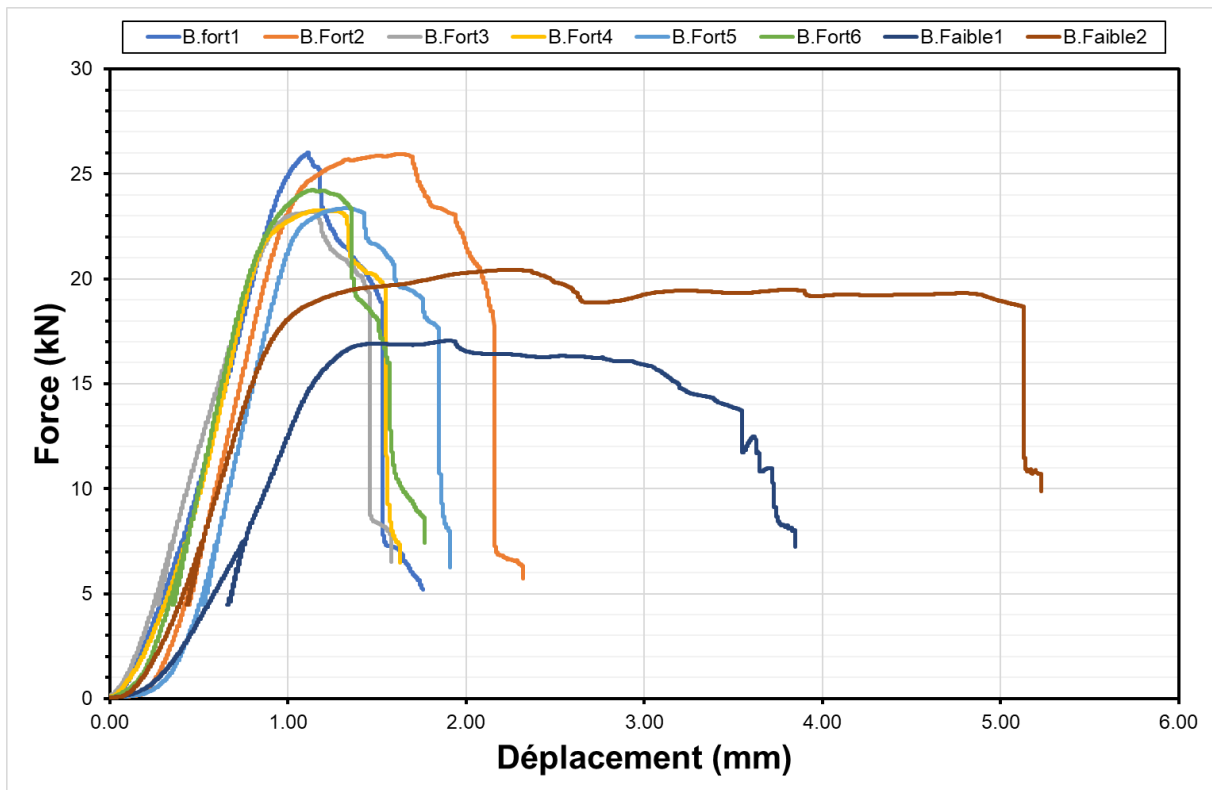


Figure II- 17 : courbe force déplacement suite à l'essai d'enfoncement

Les équations (II-8) à (II-10) permettent de définir la portance f_h , le module initial de fondation k_i et le module de fondation k_s . La charge maximale F_{max} est la force maximale atteinte avant la ruine du bois ou à 5 mm de déplacement. Le module de fondation élastique k_e est obtenu en divisant la pente de la droite de la partie charge-décharge de la courbe par le diamètre de la tige et l'épaisseur de l'éprouvette.

$$f_h = \frac{f_{max}}{d \cdot t} \quad (II-8)$$

$$k_i = \frac{0,4 f_h}{v_{0,4}} \quad (II-9)$$

$$k_s = \frac{0,4 f_h}{\frac{4}{3} (v_{0,4} - v_{0,1})} \quad (II-10)$$

Avec

$v_{0,1}$: le déplacement à 10% de la force maximale

$v_{0,4}$: le déplacement à 40% de la force maximale

Une illustration de ces paramètres est présentée à l'aide de la figure II-18.

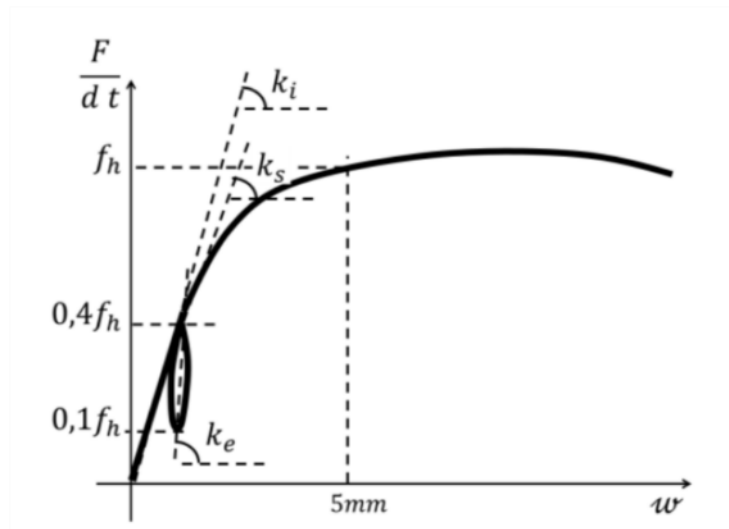


Figure II- 18: Paramètres d'analyse de courbe d'essai de portance

Le tableau II- 4 présente les paramètres de l'essai d'enfoncement pour les deux bois.

Tableau II- 4: Paramètres de l'essai d'enfoncement pour les deux bois

	F_{max} (kN)	Portance f_h (Mpa)	k_i [N/mm^3]	k_s [N/mm^3]	K_e [N/mm^3]
<i>Bois fort</i>	24,34 (CV=5%)	79,29 (CV=5%)	61,05 (CV=15%)	89,33 (CV=10%)	116,29 (CV=6%)
<i>Bois faible</i>	18,73 (CV=13%)	61,64 (CV=12%)	39,99 (CV=33%)	57,49 (CV=34%)	105,42 (CV=6%)

Le tableau II-5 présente une comparaison faite avec quelques exemples dans la littérature scientifique. Les bois utilisés dans cette étude ont une portance assez élevée comparée à ce qui est rencontré dans la littérature. De manière générale, la portance augmente avec la densité. On peut remarquer que l'Azobé utilisé par (Sandhaas et al., 2013) se rapproche du bois considéré comme « Bois fort » dans la présente étude. Cette précision trouve son importance dans la section 2.1.5.

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

Tableau II- 5 : Comparaison avec la littérature scientifique

Auteurs	Bois	Densité (CV) [kg/m ³]	Diamètre de la tige [mm]	Portance (CV) [MPa]
Présente étude	Bois fort	725 (CV=4,3%)	12	79,29 (5%)
	Bois faible	591 (CV=1,2%)	12	61,64 (12%)
(Xu et al., 2012)	Bois lamellé collé (<i>Pinus sylvestris</i> var. <i>mongolica</i> Litv.)	480,52 (5,1%)	12	39,72 (7,5%)
(Djoubissie, 2018)	Kosipo	568,8 (3%)	12	43,6 (15%)
(Dong et al., 2020)	Bois lamellé croisé l'épicéa (spruce), le pin (pine) et le sapin (fir) (SPF)	430 (4,33%)	12	30,58 (6,81%)
	Bois lamellé croisé sapin de Douglas (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)	580 (4,3%)	12	39,6 (5,6%)
	Bois lamellé croisé pin du Sud (<i>Pinus taeda</i>)	570 (8,52%)	12	48,06 (8,51%)
(Sandhaas et al., 2013)	l'épicéa	459 (9,7%)	12	24,6 (14,6%)
	Hêtre	683 (7,3%)	12	45,8 (14,2%)
	Azobé	1067 (4,6%)	12	73,2 (7,0%)

La figure II-19 présente les modes de ruine obtenus pour les deux types de bois. Pour les deux types de bois, on peut remarquer les fissures dans le sens longitudinal. On peut remarquer aussi un léger enfoncement de la tige d'acier dans le bois pour le bois faible. Ce qu'on ne remarque pas vraiment pour le bois fort montrant ainsi le mode de ruine fragile du bois fort.



Figure II- 19 : Mode de ruine des bois après l'essai de l'enfoncement

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

2.2.1.5 Identification des bois utilisés.

Suite aux résultats des essais de caractérisation, une identification des bois utilisés lors de l'expérimentation a été possible. En effet, le bois 1 ou le bois fort correspond de par ses caractéristiques physico-mécaniques élevées (densité, module d'élasticité, résistance à la compression longitudinal) à l'Azobé d'après le document « Wood Handbook - Wood as an Engineering Material » (FPL-GTR-190, 2010) (voire section 3.1.2.3 du chapitre 1). Pour ce qui est du bois 2, il y a plusieurs possibilités parmi lesquelles le Teck, le Sapelli et l'Iroko. Le document mentionné précédemment nous permet de penser que nous sommes en présence du Teck (voire section 3.1.2.12 du chapitre 1) dont la couleur de la section transversale varie du jaune-brun au brun-doré et fini par devenir un brun riche. De plus sa texture est grossièrement inégale (anneaux poreux) (voire figure II-20).



Figure II- 20: aperçu de la section transversale des deux types de bois

2.2.2 L'acier

Pour la confection des connecteurs, des tiges d'acier et un morceau de profilé en U ont été utilisés. Ces matériaux ont été obtenus auprès d'un fournisseur sur le marché local. Les tiges d'acier sont généralement utilisées pour le renforcement du béton armé. Le profilé en U est utilisé pour les constructions métalliques (charpentes, réservoirs ...). Les tiges d'acier ont été testées à la traction et à la flexion. Une éprouvette d'acier a été obtenue de l'âme du profilé en U afin de réaliser un essai de traction sur ce dernier. Les essais ont été menés sur la machine de traction du Hall Genie Civil de Polytech à l'UCA équipée pour la circonstance.

2.2.2.1 Essai de traction sur l'acier

Les essais de traction sur l'acier ont été menés suivant la norme ISO 6892-1. La norme ISO 6892-1, également connue sous le nom d'ISO 6892:2016, est une norme internationale qui spécifie les méthodes d'essai pour la détermination des propriétés mécaniques des matériaux métalliques, en particulier la résistance à la traction. Cette norme est largement utilisée dans l'industrie et les domaines de la recherche pour évaluer la résistance, la ductilité et d'autres propriétés mécaniques des matériaux métalliques. Les tiges d'acier qui ont été testées ont un diamètre de 12 mm et une longueur comprise entre 150 mm et 250 mm. Le profilé en U a été découpé dans un profilé UPN 50. Une section de 5 mm x 23 mm a été découpée dans l'âme du profilé en U sur une longueur de 200 mm pour l'essai de traction. La figure II-21 présente le dispositif de l'essai de traction.

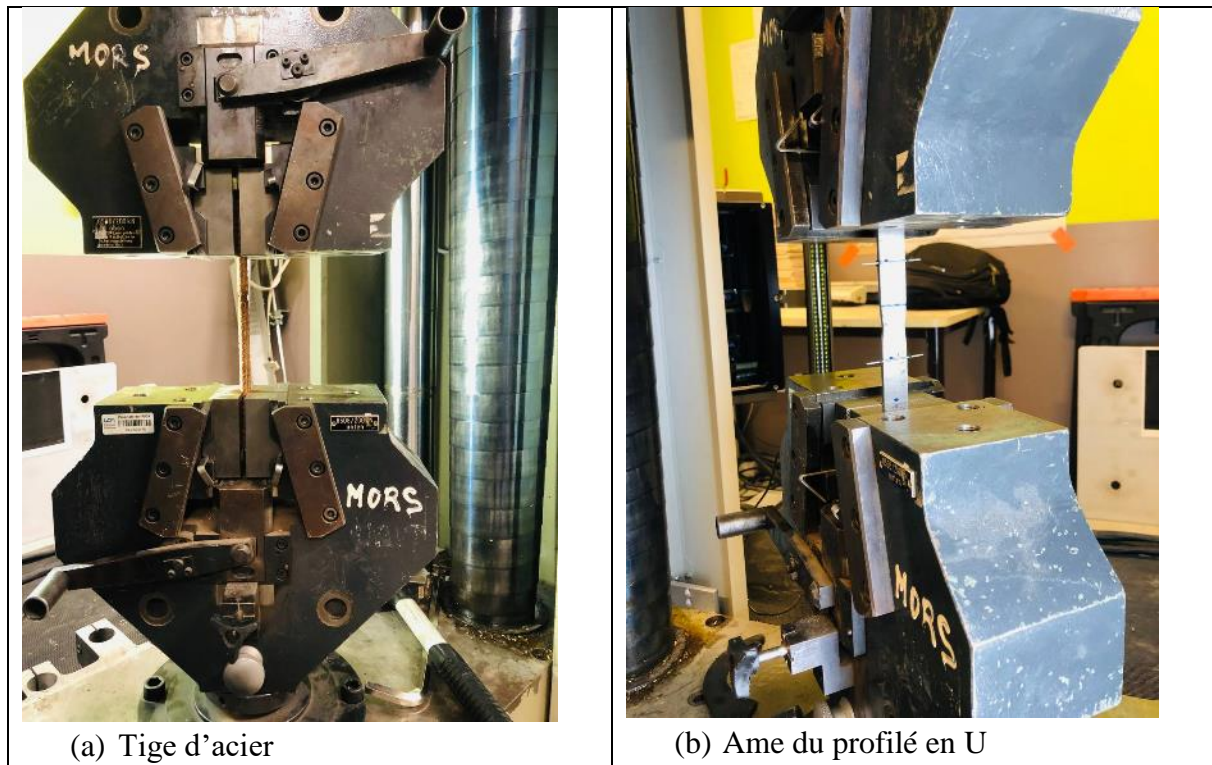


Figure II- 21 : essai de traction sur l'acier

La figure II-22 présente la courbe de traction obtenue pour les tiges d'acier et la figure II-24 présente la courbe obtenue pour l'âme du profilé en U. Nous pouvons remarquer d'abord une différence entre les deux types d'acier.

La courbe de traction des tiges d'acier présente un passage progressif de l'état élastique à l'état plastique. Afin de déterminer la limite d'élasticité pour ce genre de courbe, on détermine la contrainte qui équivaut généralement à une déformation rémanente à 0,2%. Ce type de courbe correspond aux aciers durs ou aux aciers austénitiques. La courbe de traction du profilé en U correspond à des aciers doux en général. Nous pouvons remarquer sur cette courbe la présence du crochet de traction. Les grandeurs tels que la limite d'élasticité R_{eH} que nous nommerons encore f_y , la limite d'élasticité inférieure R_{eL} et la longueur du palier A_p sont facilement observables. Ce qui n'est pas le cas pour les courbes de traction des tiges d'acier. Les figures II-23 et II-25 présentent la méthode utilisée pour déterminer le module E et f_y pour les tiges d'acier et le profilé métallique.

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

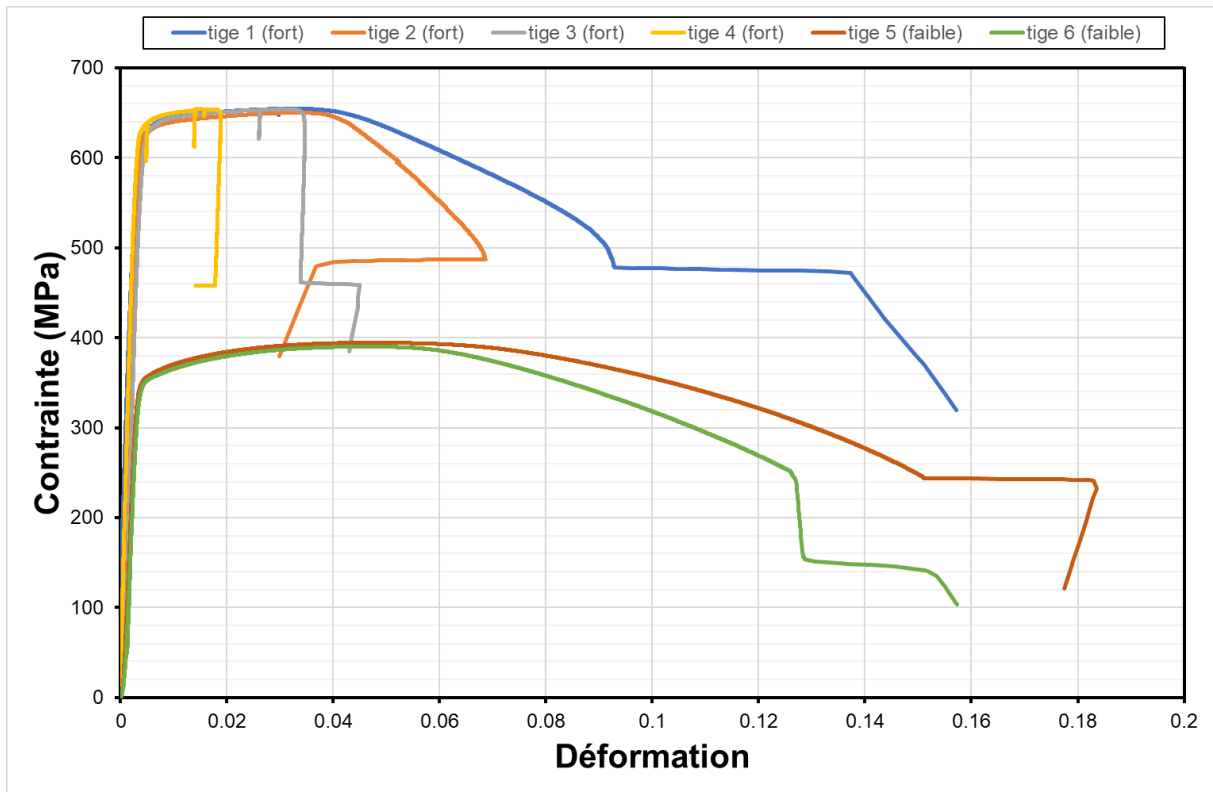


Figure II- 22 : courbe contrainte déformation des tiges d'acier

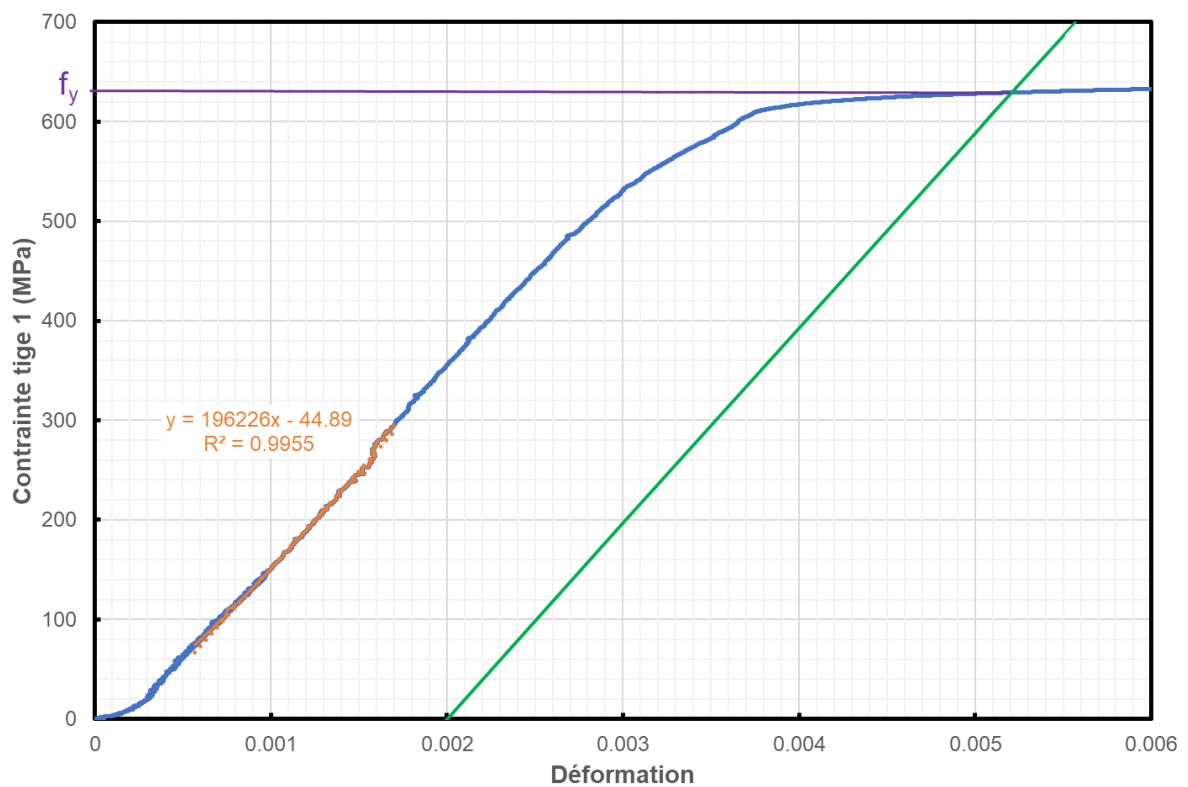


Figure II- 23: Détermination de f_y et de E pour la tige d'acier 1 (acier fort)

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

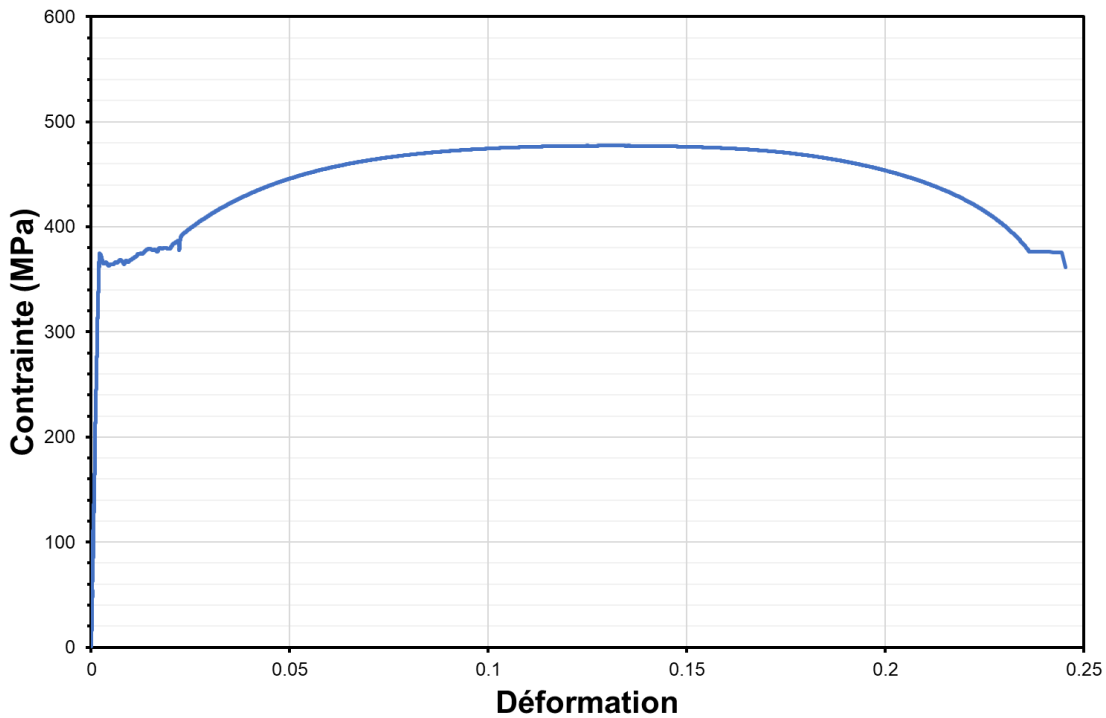


Figure II- 24 : courbe contrainte déformation de l'âme du profilé en U

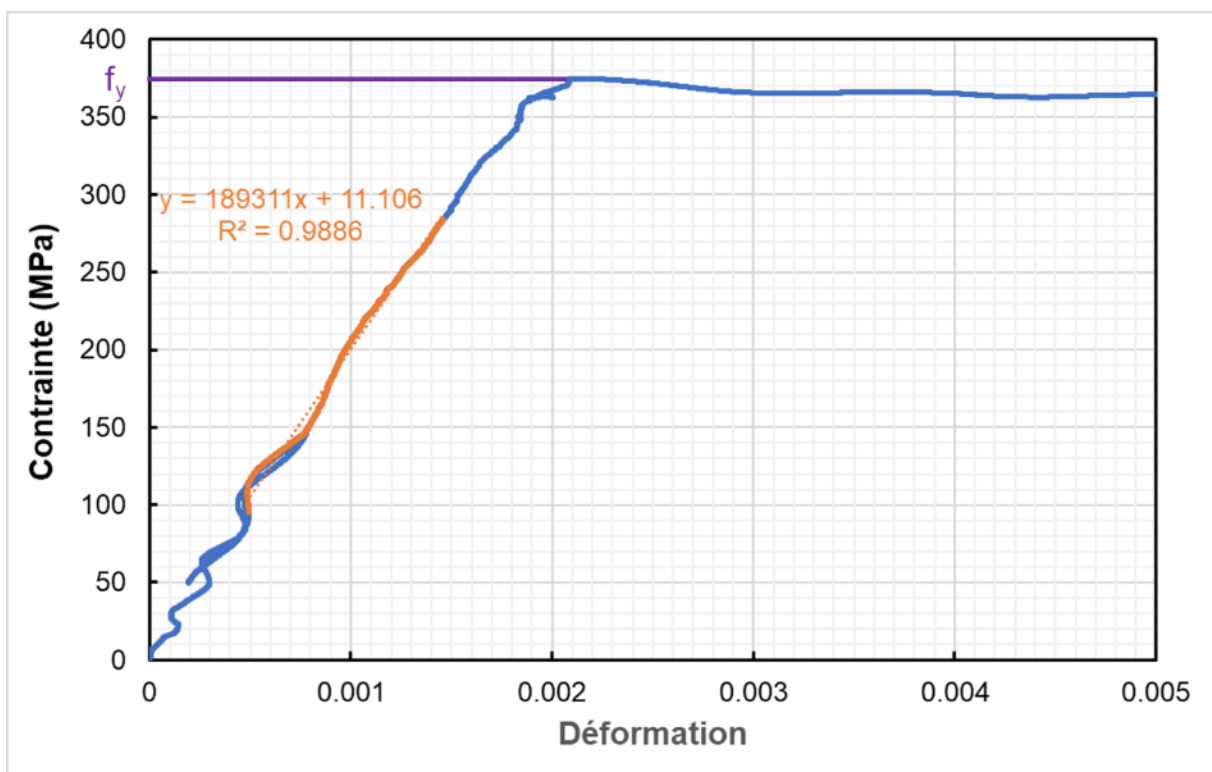


Figure II- 25: Détermination de f_y et de E pour le profilé en U

En analysant les courbes de traction des tiges d'acier, nous remarquons qu'il y a 2 catégories de tiges d'acier que nous nommerons acier fort et acier faible. Nous les identifierons par la suite. Le tableau II-6 présente les caractéristiques mécaniques obtenues à savoir le module E , la limite d'élasticité f_y et la contrainte maximale f_u .

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

Tableau II- 6: caractéristiques mécaniques de l'acier

	fy (MPa)	fu (MPa)	E (MPa)
Tige 1 (acier fort)	631	653,54	202270
Tige 2 (acier faible)	348	392,33	178262
Profilé en U	374,6	477,27	189311
Tige de 10 mm de diamètre (Djoubissie, 2018)	-	399 (1%)	-
Tige de 12 mm de diamètre (Djoubissie, 2018)	-	331 (1%)	-

(Djoubissie, 2018) a mené son étude dans le contexte local. Une comparaison faite avec les travaux de (Djoubissie, 2018) montre que « l'acier faible » correspond à l'acier de 10 mm de diamètre qu'il a utilisé dans ses travaux.

2.2.2.2 Essai de flexion sur l'acier

Trois (03) tiges d'acier ont été testées à la flexion afin d'évaluer le comportement des tiges d'acier lorsque les moments élastique et plastique sont atteints. Les tiges avaient toute 12 mm de diamètre et 500 mm de longueur. Le principe de l'essai est le même que celui des poutres de bois en flexion (figure II-22). Les essais ont permis de mettre en évidence deux types d'aciers disponibles sur le marché local.

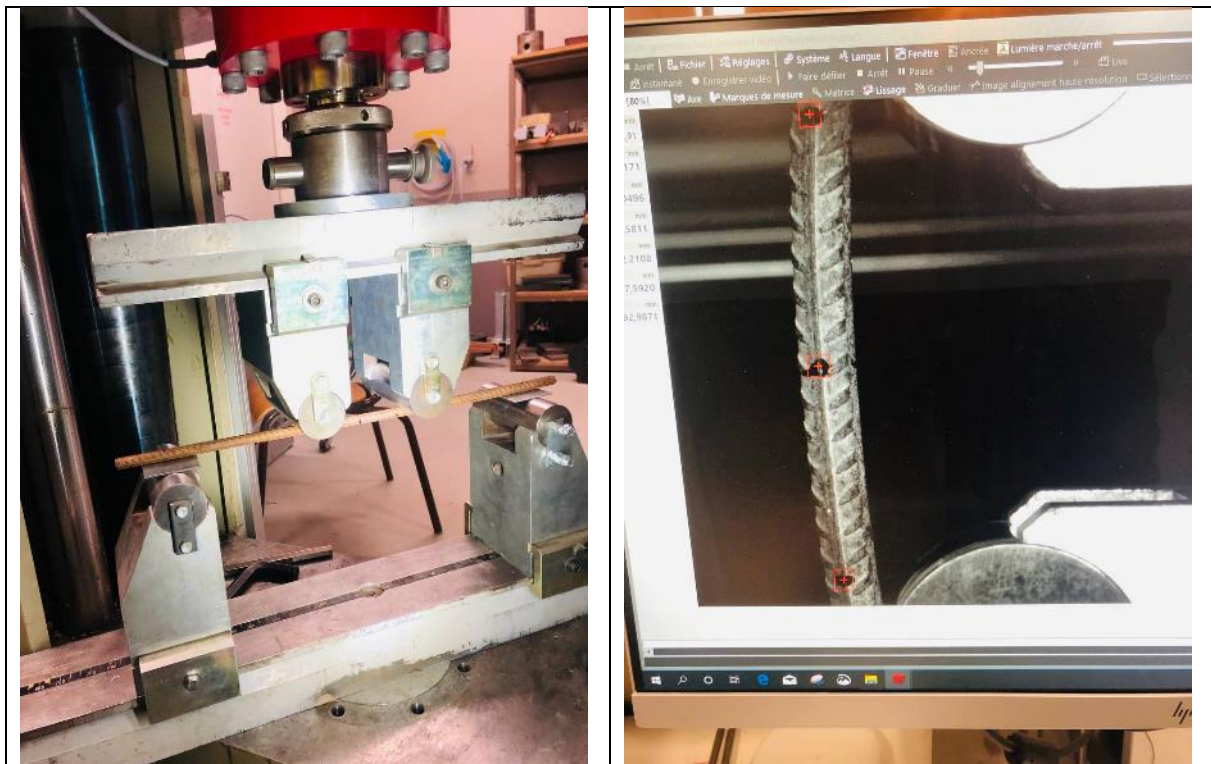


Figure II- 26 : essai de flexion sur les tiges d'acier

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

La figure II-26 présente le dispositif d'essai et les figures II-27 et II-28 présentent les courbes de flexion (flèche globale et flèche locale) obtenue pour les tiges d'acier. Il a été également déterminé analytiquement (en utilisant les méthodes de la RDM) pour chacune des deux catégories de tiges d'acier l'effort limite élastique et l'effort qui plastifie la section. Ces efforts sont présentées sur les courbes sous forme de droite. Le tableau II-7 récapitule ces valeurs.

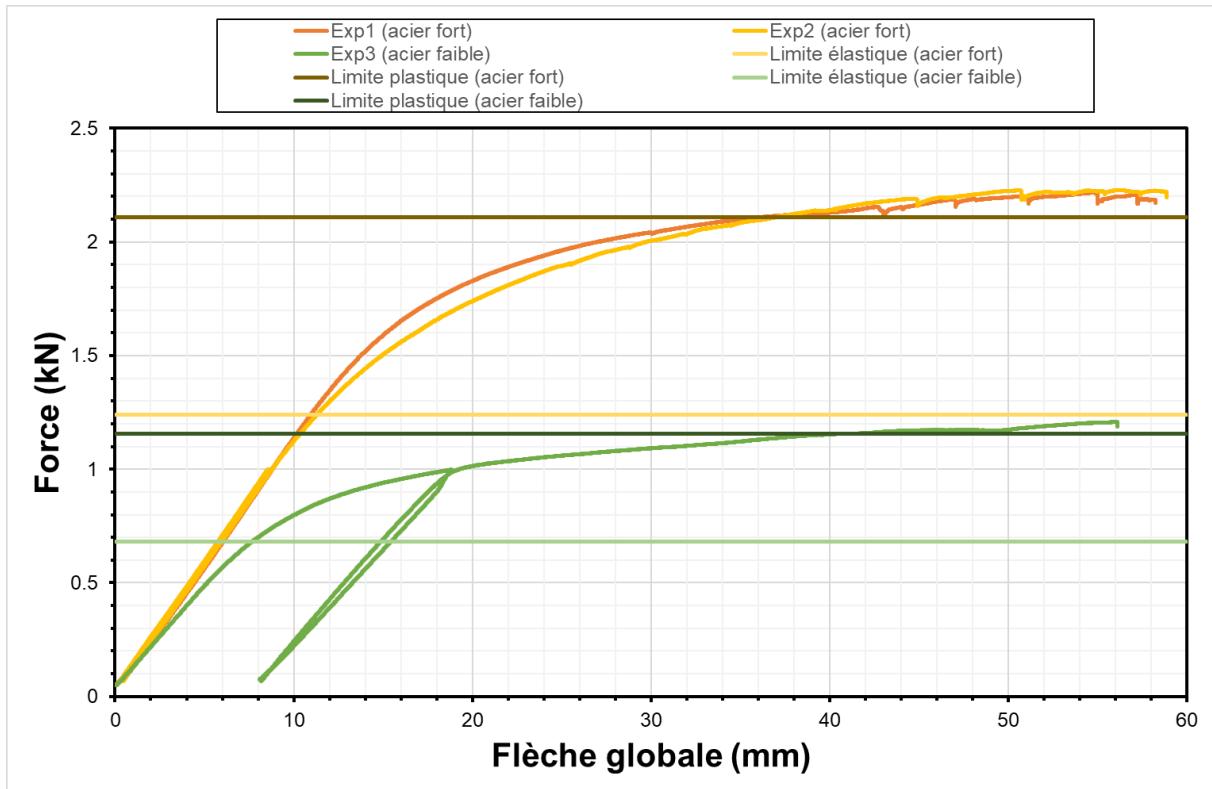


Figure II- 27 : Courbe force flèche globale de l'essai de flexion des tiges d'acier

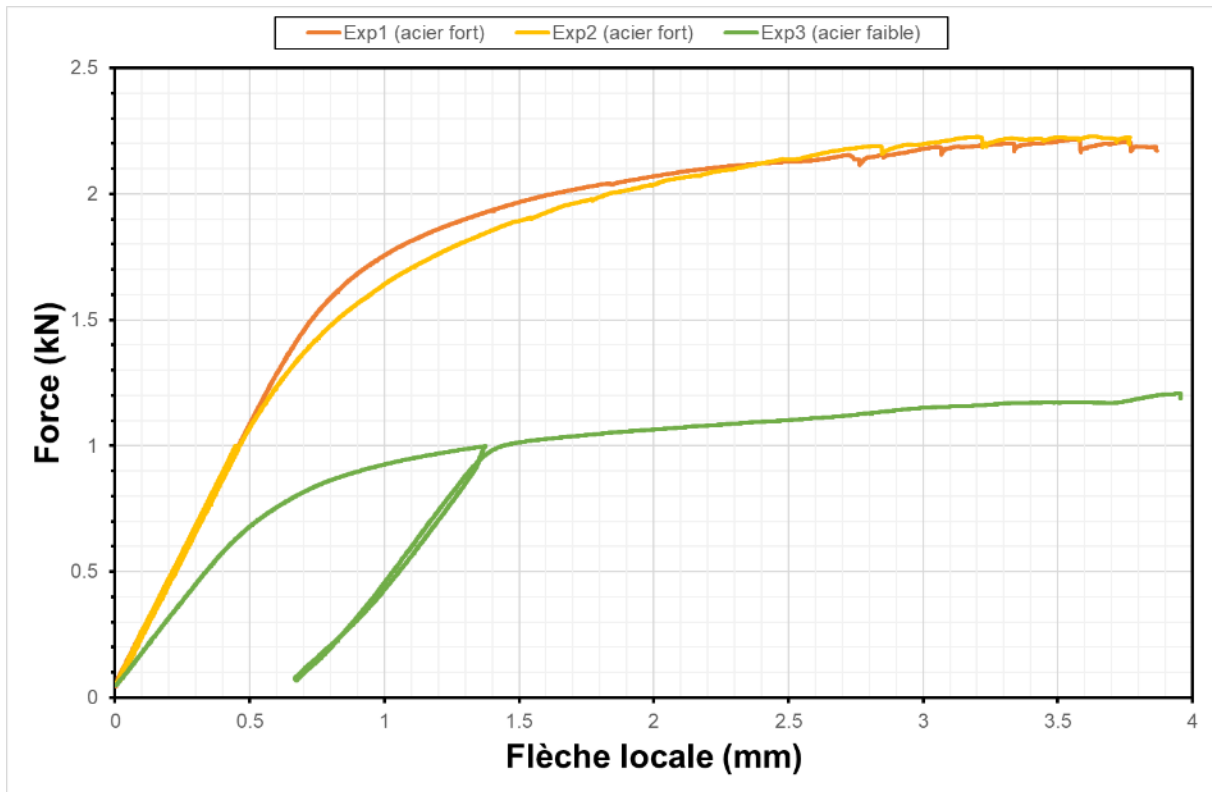


Figure II- 28 : Courbe force flèche locale de l'essai de flexion des tiges d'acier

Tableau II- 7: effort limite élastique et effort plastique

	Acier fort (kN)	Acier faible (kN)
Limite élastique	1,24	0,68
Limite plastique	2,11	1,16

2.2.2.3 Identification des aciers utilisés.

L'acier 1 ou acier fort correspond d'après la figure I- 8 du chapitre 1 à un acier extra-dur tandis que l'acier 2 ou l'acier faible correspond à un acier mi-dur.

2.2.3 Le béton

Le béton utilisé est celui qui a été formulé par (Djoubissie, 2018) selon la méthode de Dreux (Dreux & Festa, 1998). Le béton voulu est un béton constitué de ciment, sable, gravier et eau sans fluidifiant. La classe de résistance recherchée est la classe C20/25 selon la norme de l'Eurocode 2 (Comité Européen de Normalisation, 2005). Nous avons opté pour ce type de béton parce que c'est le béton généralement utilisé pour nos constructions locales en béton armé. Le diamètre du plus gros granulat utilisé est de 12,5 mm et le ciment utilisé est du CEM II/L 42.5N disponible dans les quincailleries locales. La machine utilisée pour tester le béton est une machine d'essai de compression automatique d'une capacité de 2000 kN du fabricant français Controlab. L'essai a été réalisé selon la norme NF EN 12390-4. La moyenne de la résistance à la compression f_{cm} du béton sur 4 éprouvettes cylindrique 16/32 obtenue est de

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

22,67 MPa (CV= 13%). Avec cette valeur on calcul analytiquement le module du béton à l'aide de la formule (...). On a ainsi un module de 29 GPa.

$$E_{cm} \text{ (GPa)} = 22x[(f_{cm})/10]^{0.3} \quad \text{(II-11)}$$

2.3 Simulations numériques

L'objectif principal de cette étude est de produire un modèle à éléments finis des connexions testées. Pour cela, des hypothèses ont été émises sur les caractéristiques à adopter pour les différents matériaux qui entrent en jeu dans la connexion, en se basant sur les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux observées lors des essais expérimentaux. Une fois ces hypothèses émises, il est important de vérifier que le modèle numérique les prend bien en compte. Pour cela, des simulations numériques des essais déjà réalisés sont effectuées à l'aide du logiciel Abaqus CAE 2019.

Pour le bois, des simulations des essais de flexion, de compression et d'enfoncement sont réalisées en identifiant les caractéristiques à entrer dans le modèle. Pour chaque essai, des courbes sont tracées et comparées à celles obtenues lors des expérimentations. Pour l'acier, nous reproduirons la simulation des essais de flexion et de traction. Pour le béton, seule la simulation de l'essai de compression sera effectuée.

2.3.1 Le bois

Le bois a été modélisé dans le domaine élastique comme un matériau orthotrope. La modélisation d'un matériau orthotrope dans le logiciel Abaqus implique la connaissance de la matrice de rigidité dans le domaine élastique D^{el} afin de résoudre l'équation suivante :

$$\sigma = D^{el} \varepsilon^{el} . \quad \text{(II-12)}$$

Avec σ qui représente la contrainte totale et ε^{el} qui représente la déformation totale.

Pour la matrice de rigidité, il faut connaître les caractéristiques mécaniques du bois telles que les modules d'élasticité, les modules de torsion et les coefficients de Poisson. Ne disposant que du module longitudinal du bois, nous avons utilisé les formules de l'EN 338 (2016) afin de déterminer les valeurs des paramètres qui nous manquaient pour écrire la matrice de rigidité.

La matrice de rigidité est de la forme suivante :

$$[D^{el}] = \begin{bmatrix} D_{1111} & D_{1122} & D_{1133} & 0 & 0 & 0 \\ D_{1122} & D_{2222} & D_{2233} & 0 & 0 & 0 \\ D_{1133} & D_{2233} & D_{3333} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{1212} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{1313} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{2323} \end{bmatrix} \quad \text{(II-13)}$$

Avec :

$$D_{1111} = E_1(1 - \nu_{23}\nu_{32})Y \quad \text{(II-14)}$$

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

$$D_{2222} = E_2(1 - \nu_{13}\nu_{31})Y \quad (\text{II-15})$$

$$D_{3333} = E_3(1 - \nu_{12}\nu_{21})Y \quad (\text{II-16})$$

$$D_{1122} = E_1(\nu_{21} - \nu_{31}\nu_{23})Y = E_2(\nu_{12} - \nu_{32}\nu_{13})Y \quad (\text{II-17})$$

$$D_{1133} = E_1(\nu_{31} - \nu_{21}\nu_{32})Y = E_3(\nu_{13} - \nu_{12}\nu_{23})Y \quad (\text{II-18})$$

$$D_{2233} = E_2(\nu_{32} - \nu_{12}\nu_{31})Y = E_3(\nu_{23} - \nu_{21}\nu_{13})Y \quad (\text{II-19})$$

$$D_{1212} = G_{12} \quad (\text{II-20})$$

$$D_{1313} = G_{13} \quad (\text{II-21})$$

$$D_{2323} = G_{23} \quad (\text{II-22})$$

où

$$Y = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{13}\nu_{31} - 2\nu_{21}\nu_{32}\nu_{32}} \quad (\text{II-23})$$

Il faut tenir compte de certaines contraintes à savoir :

$$D_{1111}, D_{2222}, D_{3333}, D_{1212}, D_{1313}, D_{2323} > 0 \quad (\text{II-24})$$

$$|D_{1122}| < (D_{1111}D_{2222})^{1/2} \quad (\text{II-25})$$

$$|D_{1133}| < (D_{1111}D_{3333})^{1/2} \quad (\text{II-26})$$

$$|D_{2233}| < (D_{2222}D_{3333})^{1/2} \quad (\text{II-27})$$

$$\det[D^{el}] > 0 \quad (\text{II-28})$$

Le tableau II- 8 présente les valeurs des 9 composantes de la matrice de rigidités du bois utilisé.

Tableau II- 8: paramètres de la matrice de rigidité du bois entrés dans le logiciel Abaqus.

<i>Paramètres de la matrice de rigidité</i>	<i>Valeurs pour le bois fort</i>	<i>Valeurs pour le bois faible</i>
D_{1111}	18445,81	9780,55
D_{2222}	616,36	326,82
D_{3333}	616,36	326,82
D_{1122}	470,42	249,43
D_{1133}	364,58	193,31
D_{2233}	23,25	12,33
D_{1212}	583,74	309,52
D_{1313}	583,74	309,52
D_{2323}	37,66	19,97

Le comportement plastique du bois est modélisé en utilisant le critère de Hill. Les paramètres considérés sont les suivants :

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

$$r_{11} = \frac{\sigma_0}{\bar{\sigma}} ; \quad (\text{II-29})$$

$$r_{22} = r_{33} = \frac{\sigma_{90}}{\bar{\sigma}} ; \quad (\text{II-30})$$

$$r_{12} = r_{13} = \frac{\sqrt{3}\sigma_v}{\bar{\sigma}} ; \quad (\text{II-31})$$

σ_0 représente la limite élastique (compression ou traction) dans le sens du fil du bois, σ_{90} étant la contrainte (compression ou traction) transversale et σ_v étant la contrainte de cisaillement.

2.3.1.1 Simulation de l'essai de compression longitudinal sur le bois

La simulation est effectuée sur une éprouvette en bois de section 25x25mm² et de longueur 75 mm conformément à la norme EN 408 +A1 :2012. Pour créer la simulation, un maillage de l'élément en bois est utilisé, composé d'éléments cuboïdes à 8 nœuds. La face inférieure de l'éprouvette est bloquée dans toutes les directions et un déplacement est imposé pour simuler la charge. Les conditions aux limites de l'éprouvette sont présentées dans la figure II-29. Le bois est modélisé en tant que matériau orthotrope, avec les fibres orientées dans la direction longitudinale. Le module élastique est celui obtenu lors de l'essai de flexion sur le bois. La limite élastique obtenue à partir de l'essai de compression longitudinale est entrée dans le logiciel comme entrée. Les paramètres utilisés pour le critère de Hill ont été déterminés grâce aux essais menés. Toutefois, σ_v a été obtenu grâce au document « Wood Handbook - Wood as an Engineering Material » (FPL-GTR-190, 2010). Les deux types de bois sont modélisés et les courbes contrainte-déformation obtenues numériquement sont présentées dans la figure II-30. Le modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique, comme prévu. Les résistances maximales obtenues sont présentées dans le tableau II-9. Les efforts moyens sont pratiquement identiques à ceux obtenus lors de l'expérimentation, mais les pentes des courbes de simulation sont plus raides que celles obtenues

D'après le tableau II-9, le modèle éléments finis donne avec une très bonne précision la contrainte maximale obtenue lors des essais (de l'ordre de moins de 1%). Toutefois, le MEF sous-estime la pente de la phase linéaire élastique obtenue lors des essais (7% pour le bois fort et 16% pour le bois faible). Cette dernière différence peut être due aux hypothèses simplificatrices de la modélisation du bois (même comportement dans le plan radial et dans le plan tangentiel).

La figure II-31 présente le mode de ruine à la fin de la simulation. On remarque comme on l'a observé lors de l'expérimentation l'écrasement des fibres au niveau supérieur de l'éprouvette et le flambement de l'éprouvette.

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

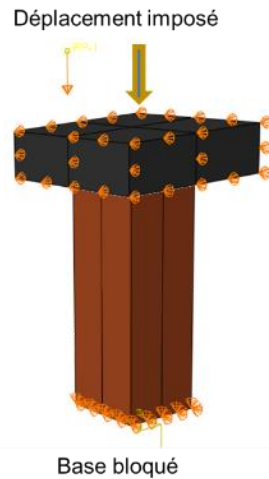


Figure II- 29 : conditions aux limites de l'essai de compression

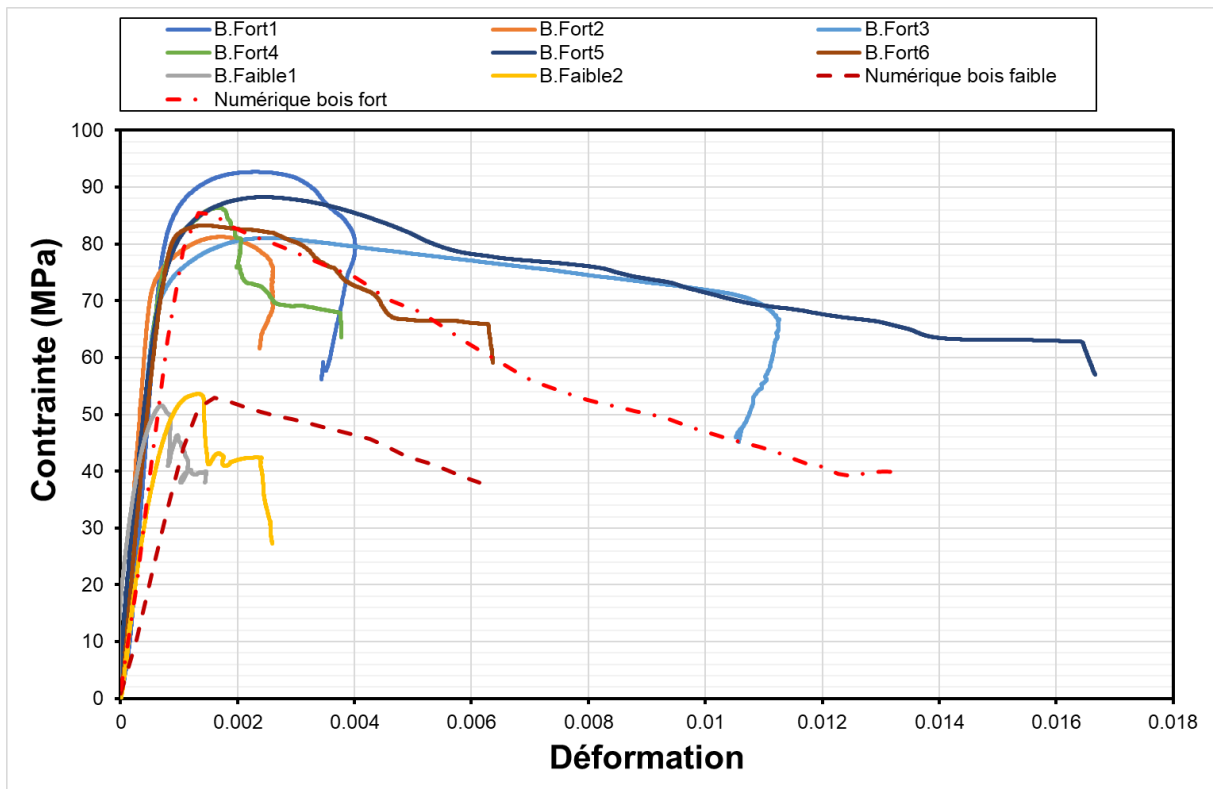


Figure II- 30 : Comparaison résultats expérimentaux –numérique

Tableau II- 9: Comparaison des efforts limite - expérimentation et numérique

	Bois fort		Bois faible	
	Contrainte [MPa]	Pente [GPa]	Contrainte [MPa]	Pente [GPa]
Expérimentation (valeur moyenne)	85,45	122,84	52,59	85,71
Modélisation	85,5	114,17	52,89	72,08

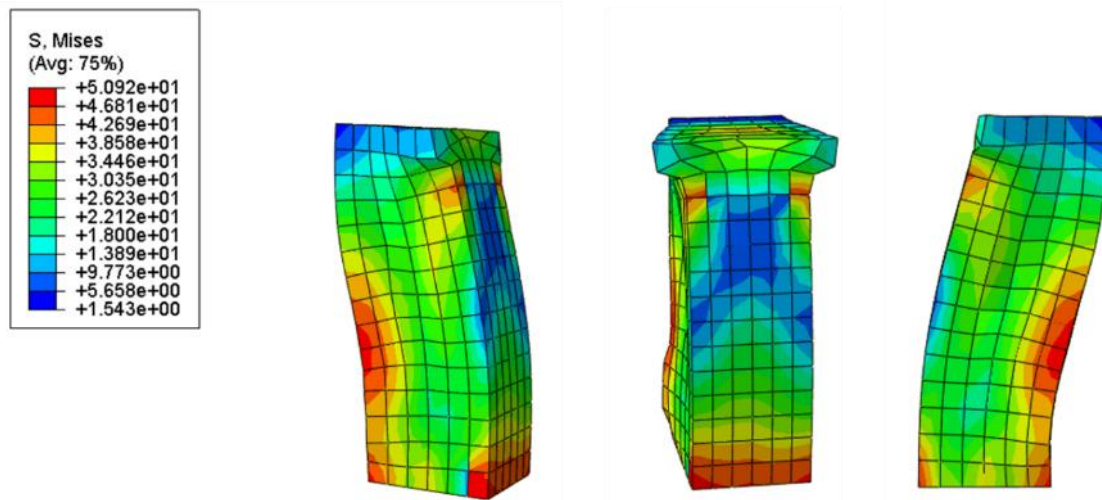


Figure II- 31 : déformée numérique de l'essai de compression longitudinal

2.3.1.2 Simulation d'enfoncement dans le bois

Pour la simulation de l'essai d'enfoncement la tige d'acier de 12 mm de diamètre est modélisée ainsi que l'éprouvette de bois. Le maillage est constitué d'éléments cuboïdes pour les deux matériaux. Un déplacement est imposé sur la tige d'acier maintenue droite tout le temps de la simulation. En élasticité et en plasticité le bois est modélisé comme à la section précédente. La figure II-32 présente les conditions aux limites de la simulation. Les courbes force-déplacement obtenues lors de la simulation sont comparées aux courbes obtenues expérimentalement (figure II-33). Les figures II-34 et II-35 présentent la déformation du modèle éléments finis obtenue lors de la simulation pour le bois faible et pour le bois fort. On remarque que le modèle numérique reproduit avec une bonne précision la valeur de l'effort maximal moyen obtenue lors de l'expérimentation (tableau II-10). Toutefois, les modules de fondation obtenues par simulation sont plus élevés que les module des courbes expérimentales. Cela peut être dû au défaut de contact au début de l'expérimentation.

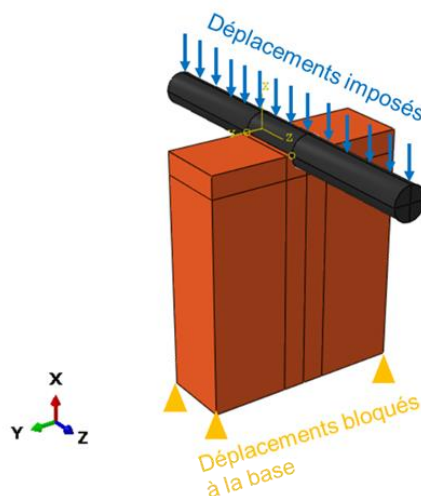


Figure II- 32 : conditions aux limites et application de la charge pour l'enfoncement

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

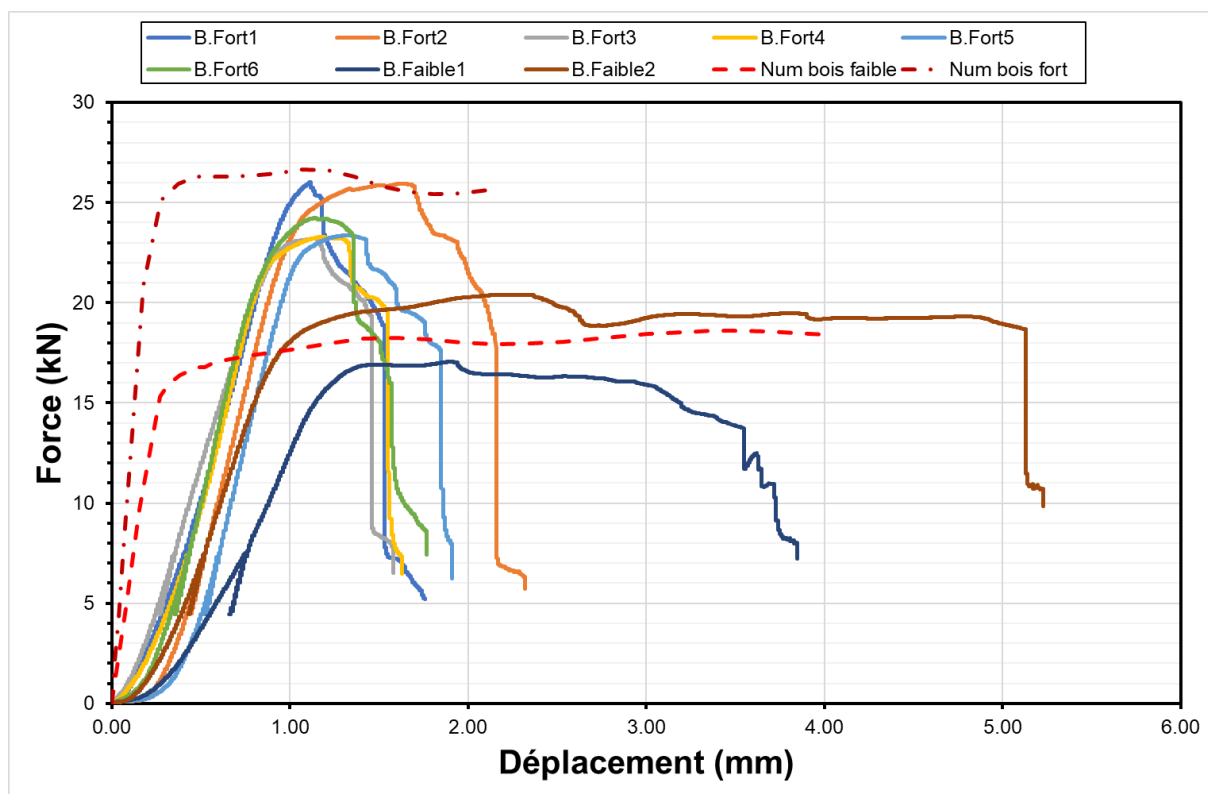


Figure II- 33: comparaison résultats expérimentaux –numériques

Tableau II- 10: Comparaison des portance et module de fondation - expérimentation et numériques

	Bois fort		Bois faible	
	Portance [MPa]	K_s [N/mm ³]	Portance [MPa]	K_s [N/mm ³]
Expérimentation	79.29	89.33	61.64	57.49
Modélisation	88.78	118.27	62.07	63.24

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

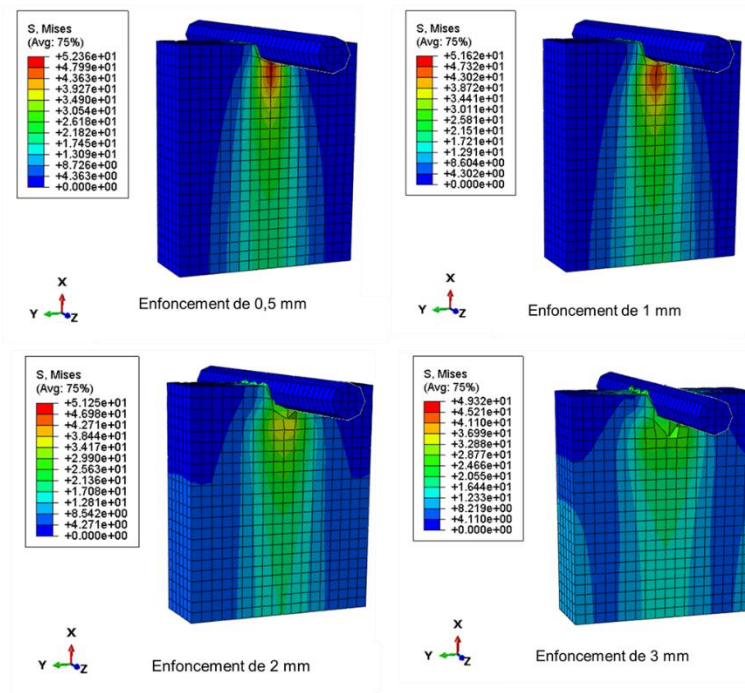


Figure II- 34 : Déformée numérique de l'essai d'enfoncement pour le bois faible

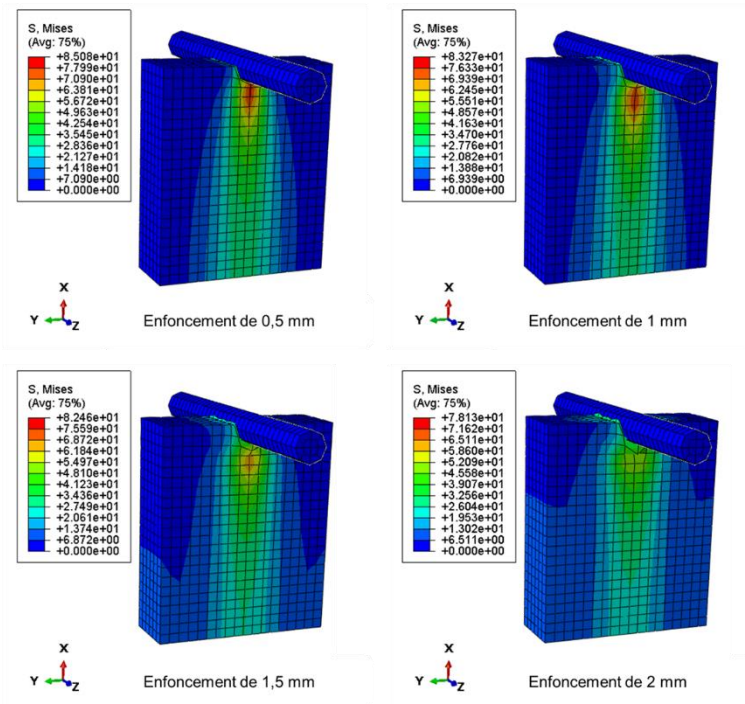


Figure II- 35: déformée numérique de l'essai d'enfoncement pour le bois fort

2.3.1.3 Simulation de l'essai de flexion

L'essai de flexion du bois a été simulé également. Le bois a été modélisé comme un élément solide de dimensions égales aux dimensions des éprouvettes expérimentales (20 mm x 20 mm x 540 mm). La figure II-36 présente le modèle éléments finis de l'essai de flexion. Des plaques métalliques immobiles sont disposées comme support et la charge est appliquée à l'aide d'un déplacement imposé sur des cylindres métalliques. La contrainte limite d'élasticité entrée en

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

input est la résistance à la flexion obtenue expérimentalement. La figure II-37 présente la superposition des résultats des essais expérimentaux et des simulations effectuées. Les courbes du modèle éléments finis présentent une phase linéaire élastique initiale, où la déformation est proportionnelle à la charge appliquée. Ensuite, les courbes commencent à se déformer et à afficher une phase de non-linéarité, qui peut être décrite comme une zone plastique. Dans cette zone, la déformation continue d'augmenter avec la charge, mais elle n'est plus proportionnelle à celle-ci. Les figures II-38 et II-39 présentent la distribution des contraintes pour différents niveaux de déplacement. L'axe neutre est bien visible pour toutes les figures. Pour le bois faible, déjà à 9 mm de flèche la contrainte maximale de flexion est atteinte sur les fibres inférieures et supérieures. A cette étape, on peut dire que la ruine du bois est atteinte. Pour le bois fort, la contrainte maximale est atteinte pour 17 mm de flèche. L'observation des courbes expérimentales montre que c'est pour ces valeurs que la ruine est atteinte dans le bois. On peut en conclure que le modèle éléments finis donne une bonne prédiction du comportement du bois. Toutefois, il serait intéressant en perspective de trouver un moyen de modéliser l'endommagement du bois pour avoir de meilleurs résultats.

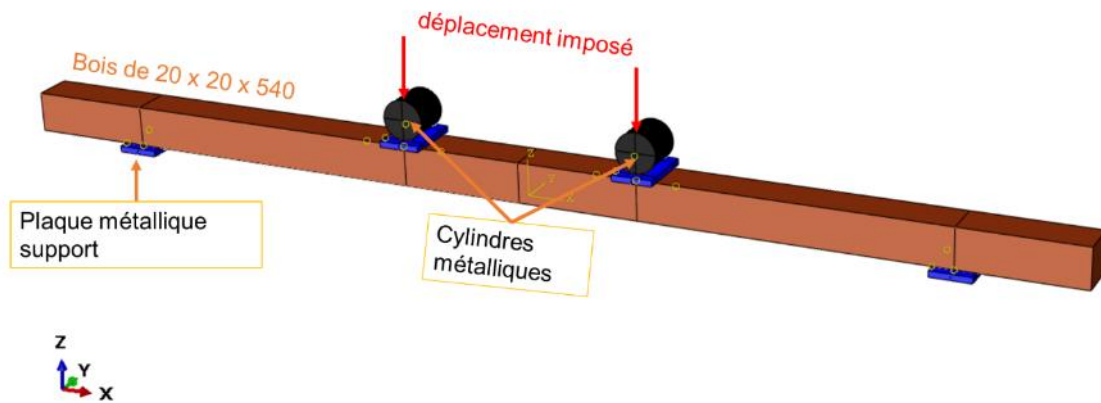


Figure II- 36 : conditions aux limites et application de la charge pour l'essai de flexion

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

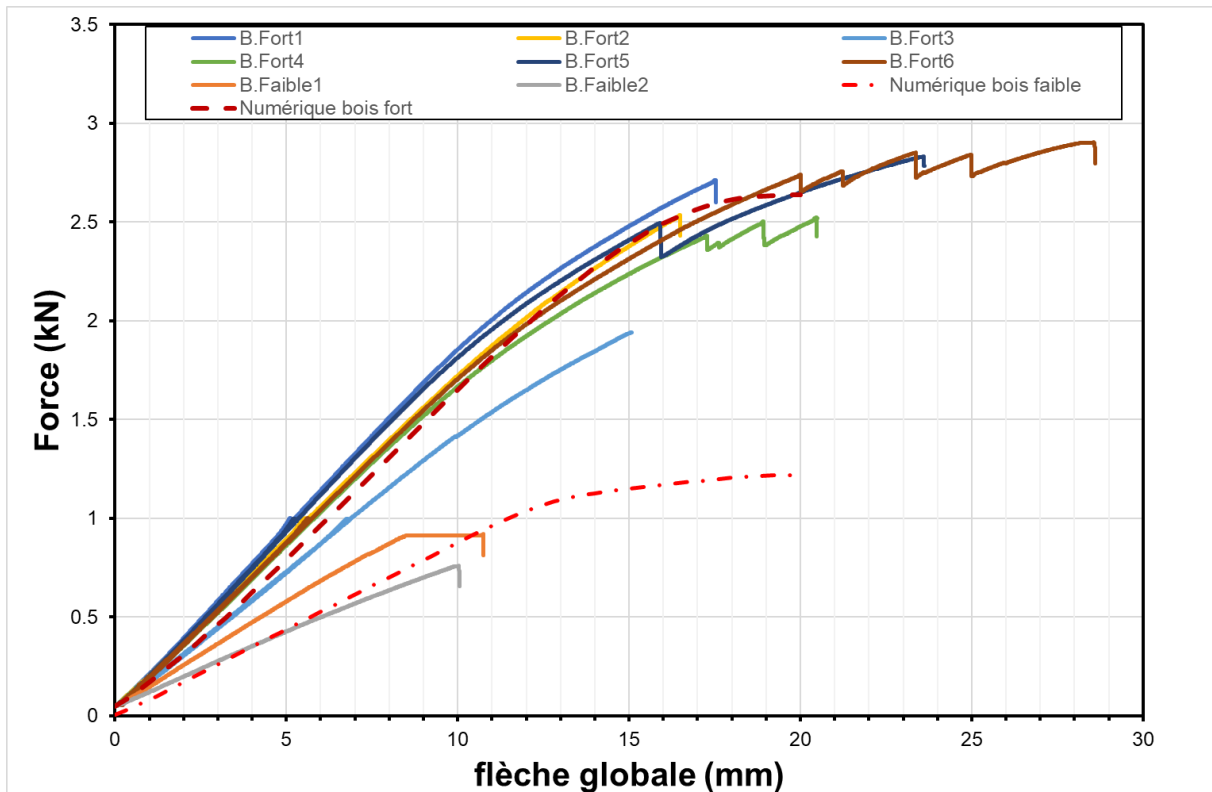
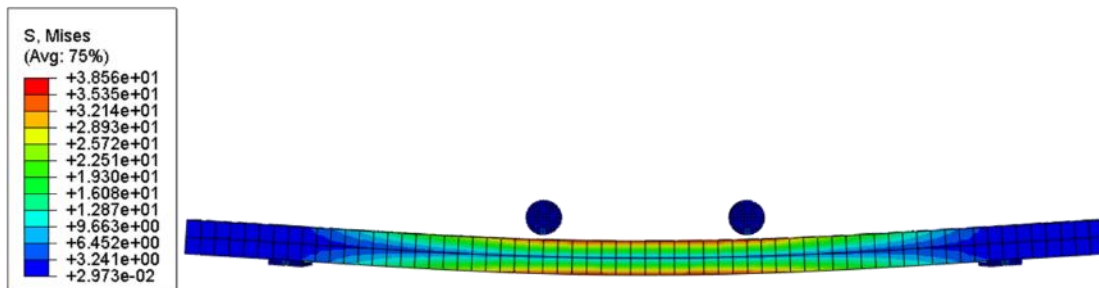
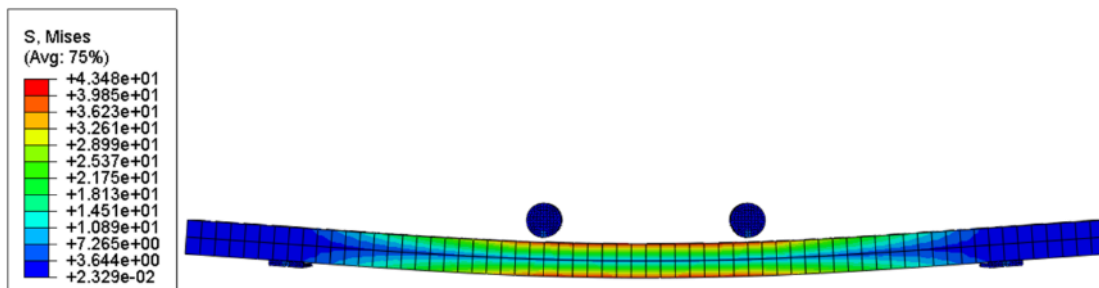


Figure II- 37 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique



Distribution des contraintes à 8 mm de déplacement (bois faible)



Distribution des contraintes à 9 mm de déplacement (bois faible)

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

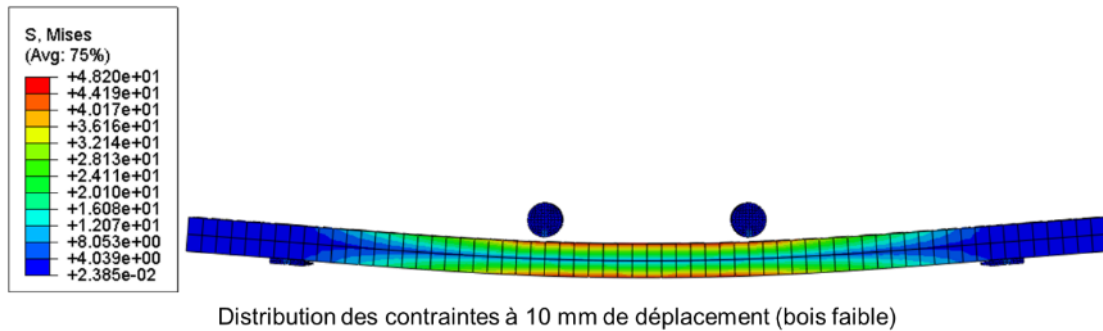


Figure II- 38 :déforme numérique de l'essai de flexion pour le bois faible

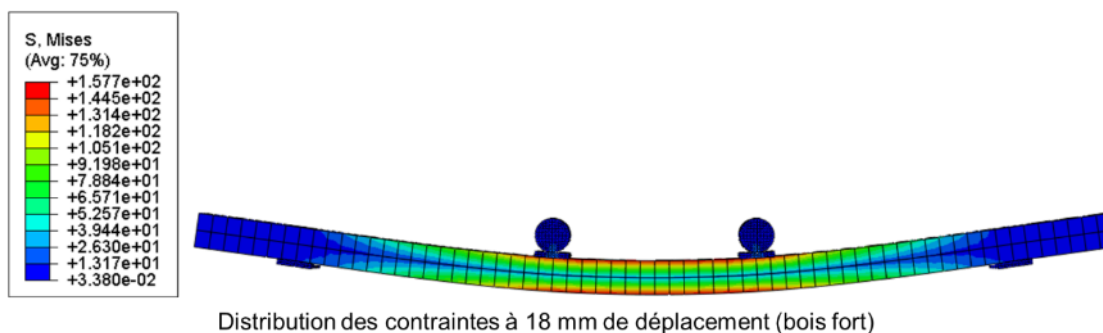
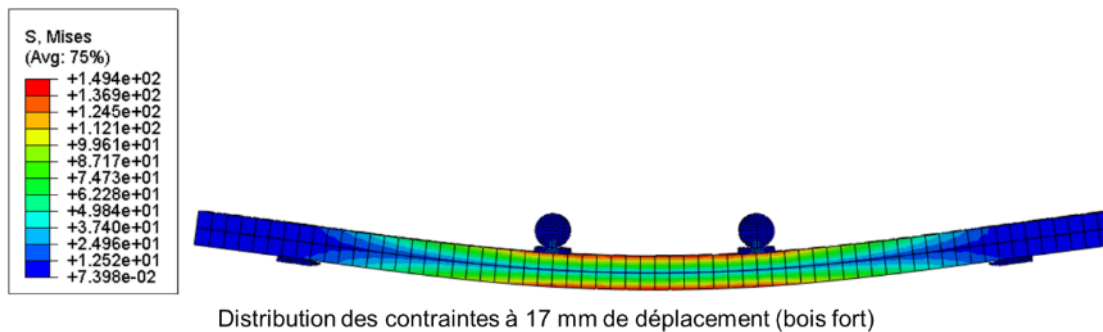
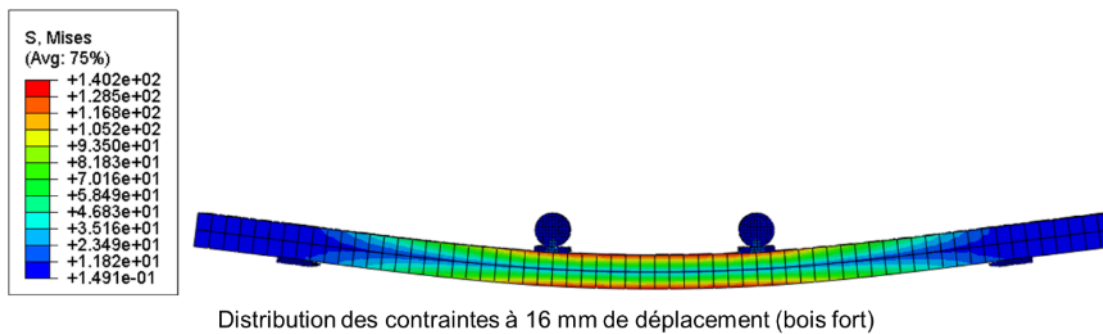


Figure II- 39 : Déforme numérique de l'essai de flexion pour le bois fort

2.3.2 L'acier

La relation contrainte-déformation de l'acier utilisée dans le modèle a été déterminée en faisant la moyenne des courbes obtenues à partir des essais de traction. Cette courbe contrainte-déformation est présentée dans la Figure II-40. Cependant, cette courbe représente une relation

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

contrainte-déformation d'ingénierie. Elle doit être convertie en une relation contrainte-déformation vraie, ce qui signifie qu'elle ne tient pas compte des changements de la section transversale du matériau lorsqu'il se déforme sous charge. Afin de simuler avec précision le comportement du matériau, la relation contrainte-déformation doit être convertie en une relation contrainte-déformation "vraie", qui tient compte des changements de section transversale. Des formules présentées dans la documentation du logiciel Abaqus peuvent être utilisées pour convertir la courbe en valeurs de contrainte-déformation vraies qui peuvent être utilisées dans la simulation Abaqus. Bien que nous ayons pu modéliser avec succès le comportement du matériau en utilisant les données disponibles, il serait bénéfique d'améliorer davantage notre simulation en incorporant des données de contrainte-déformation plus précises et en utilisant une vraie contrainte et une déformation plastique logarithmique dans nos modèles. Cela nous aidera à mieux comprendre le comportement du matériau dans différentes conditions de charge et à améliorer la précision de nos simulations à l'avenir.

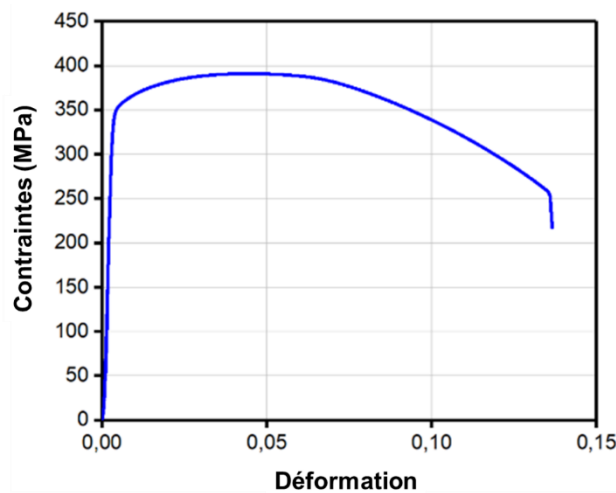


Figure II- 40 : courbe contrainte-déformation de l'acier

2.3.2.1 Simulation de l'essai de traction sur l'acier

La simulation a été effectuée pour les deux types de tiges d'acier rencontrées. Les limites d'élasticité de ces tiges ont été utilisées comme données d'entrée pour la modélisation. Une extrémité de la tige a été fixée (encastrée), tandis que l'autre extrémité de la tige a subi un déplacement imposé afin de reproduire au mieux les conditions de l'essai expérimental. La Figure II-41 présente les courbes contrainte-déformation obtenues à partir du modèle numérique, comparées aux courbes contrainte-déformation obtenues expérimentalement. On peut remarquer que la force atteinte par le modèle pour les deux types d'acier est sensiblement égale aux forces maximales obtenues expérimentalement. Le tableau II-10 présente une comparaison entre résultats expérimentaux et résultats numériques montrant ainsi une bonne prédiction par le modèle de la force maximale. Toutefois, le modèle éléments finis n'a pas réussi à traduire la plasticité obtenue expérimentalement. Il s'agit là d'une des limites du modèle probablement dues aux raisons évoquées dans la section 3.2 de ce chapitre. Les figures II-42 présentent les déformées numériques du MEF. A l'aide du tableau II-11, on remarque que la contrainte maximale pour le bois fort (respectivement bois faible) est sous-estimée par le modèle de 0.4% (respectivement 9%).

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

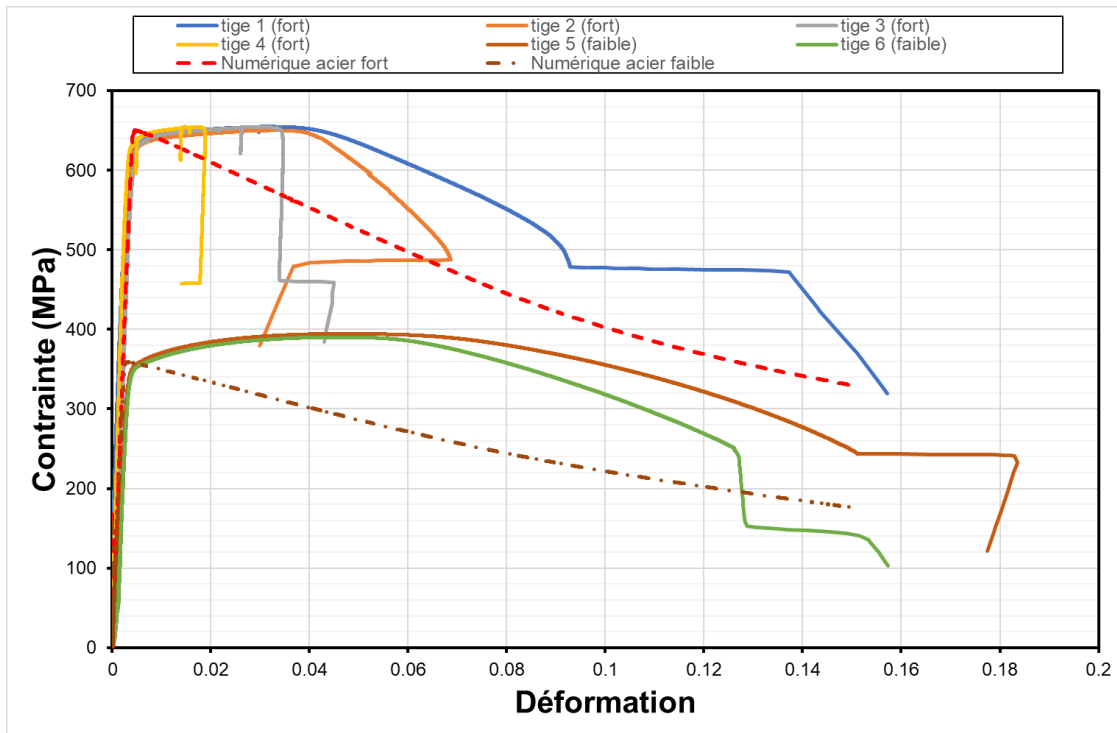
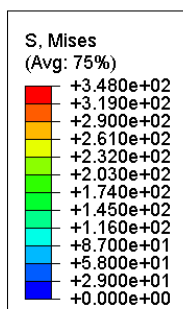
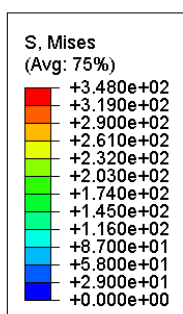


Figure II- 41 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique

Tableau II- 11: Comparaison des contraintes max pour les deux types d'acier -expérimental et numérique

	Acier fort	Acier faible
Expérimentation (valeur moyenne) [MPa]	653,54	392,3
Modélisation [MPa]	650,67	359,8



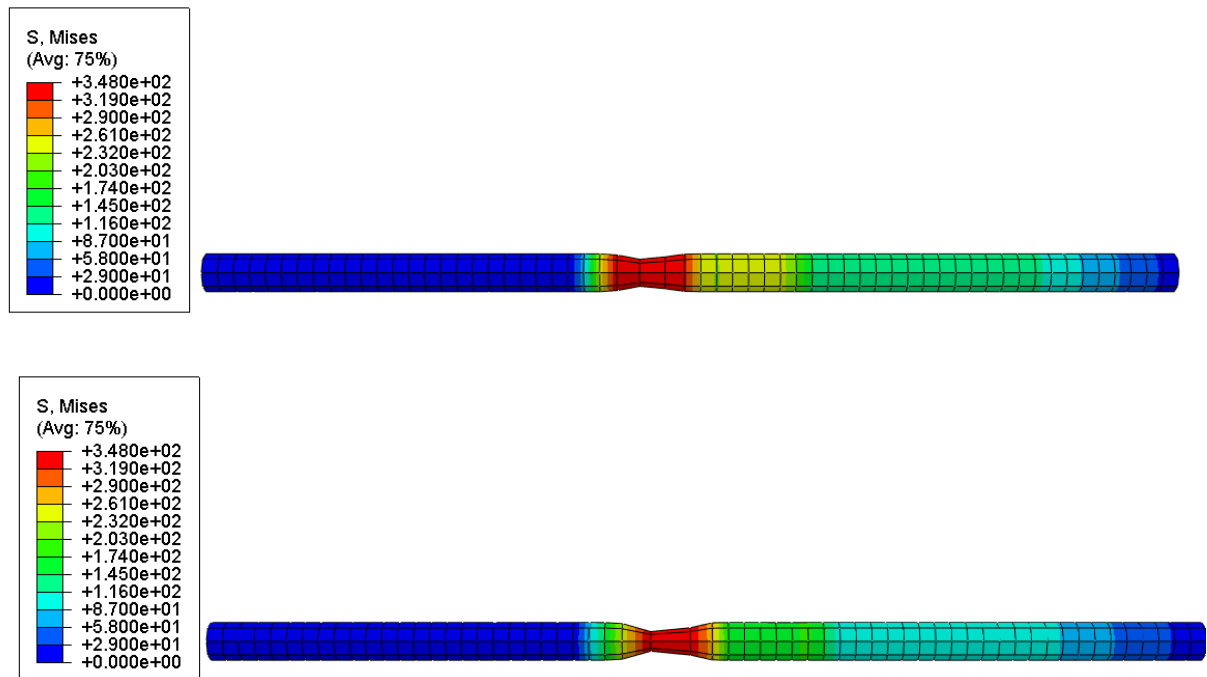


Figure II- 42 :déforme numérique de l'essai de traction sur la tige d'acier (acier faible)

2.3.2.3 Simulation de l'essai de flexion sur l'acier

La simulation de l'essai de flexion de l'acier est semblable à celle de l'essai de flexion du bois (figure II-43). Les simulations ont porté sur les deux types d'acier vues dans la section précédente. La figure II-44 présente une comparaison entre courbe des essais expérimentaux et simulations numériques. On peut remarquer que les courbes numériques présentent les mêmes allures que les courbes expérimentales. Les courbes numériques présentent des efforts plus élevés probablement dû au défaut de maintien en place de la tige d'acier. La figure II-45 présente les déformations numériques enregistrées. Le tableau II-12 présente pour les deux types d'acier les efforts limite élastique et effort plastique en comparaison au modèle expérimentale. En général, le modèle éléments finis surestime les limites élastique et plastique.

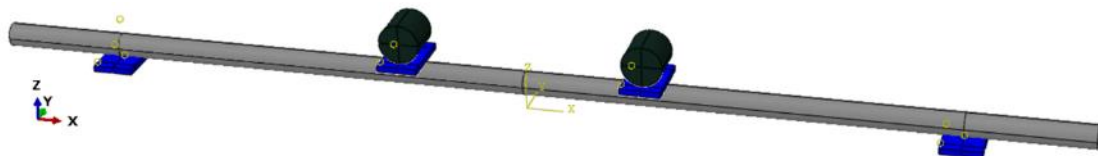


Figure II- 43 : simulation de l'essai de flexion de l'acier

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

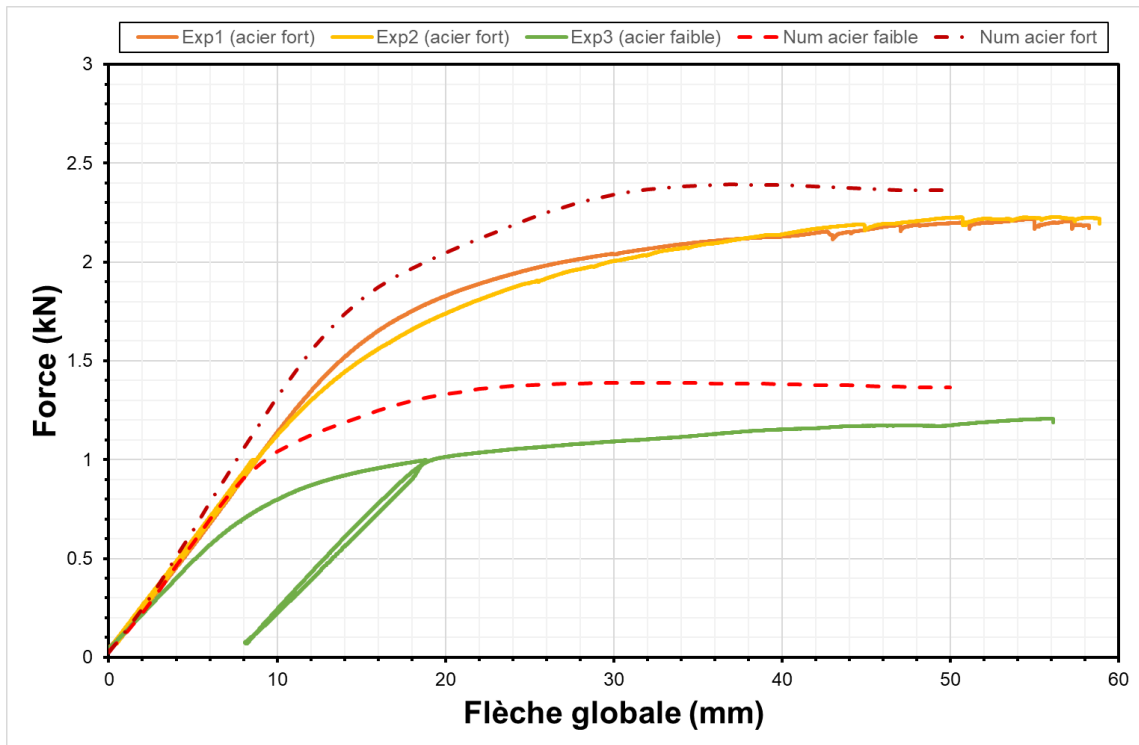
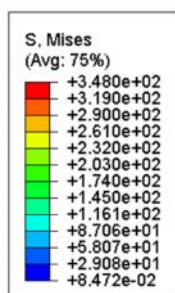


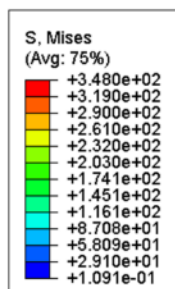
Figure II- 44 : Comparaison résultats expérimentaux -numérique

Tableau II- 12: Comparaison des efforts limite - expérimentation et numérique

	Acier fort		Acier faible	
	Expérimental (kN)	Numérique (kN)	Expérimental (kN)	Numérique (kN)
Limite élastique	1,24	1,41	0,68	0,82
Limite plastique	2,11	2,4	1,16	1,4



Distribution des contraintes à 10 mm de déplacement (acier faible)



Distribution des contraintes à 15 mm de déplacement (acier faible)

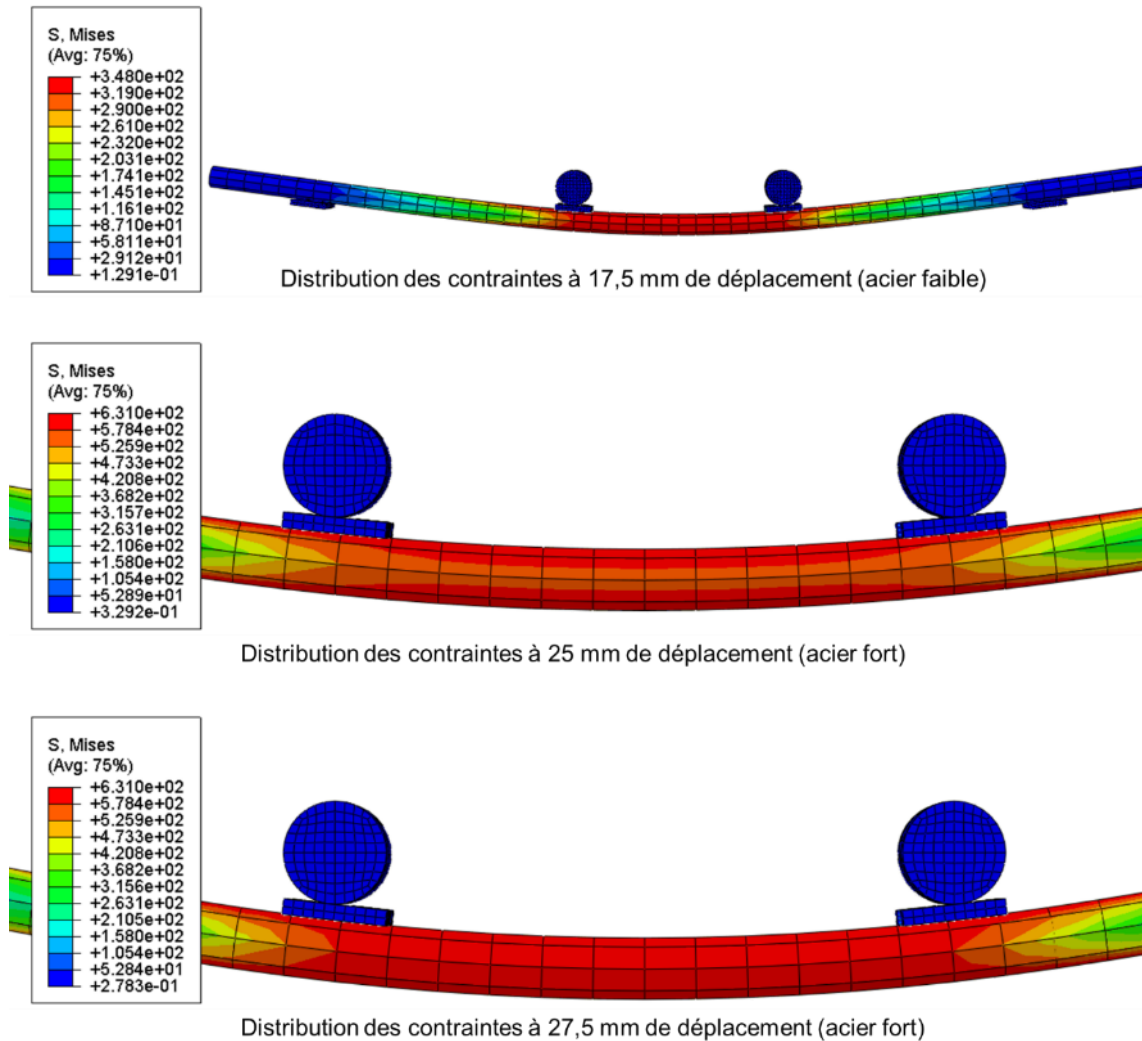


Figure II- 45 : déformation numérique suite à l'essai de flexion

2.3.3 Le béton

Les simulations sur le béton portent sur l'essai de compression. Le béton est modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique. Le comportement plastique du béton est modélisé en utilisant le modèle de béton « Concrete Damaged Plasticity » disponible dans le l'outil Abaqus. (Hafezolghorani et al., 2017; Sümer & Aktaş, 2015) ont proposé un choix pour la définition des paramètres pour le comportement en compression et en traction du béton. Ces valeurs ont servi de base pour paramétrer le modèle de béton dans le logiciel Abaqus. Le tableau II-13 présente les paramètres utilisés par (Hafezolghorani et al., 2017) pour le paramétrage du modèle de béton avec une résistance caractéristique de 20MPa nommé B20 par l'auteur. (Sümer & Aktaş, 2015) a donné quant à lui des indications sur le choix du maillage, l'angle de dilatation et l'énergie de fracture du béton. Ces hypothèses sont utilisées ici pour modéliser le béton à l'aide du logiciel Abaqus (figure II-46). L'éprouvette de béton modélisée a une dimension de 160 mm de diamètre et 320 mm de hauteur. La surface de contact est de $\pi d^2/4 = 20106,193 \text{ mm}^2$. Nous retenons donc la valeur maximale de l'effort appliqué qui est de 402898 kN d'après la figure II-47. En la divisant par la surface, on a $402898/20106,193 = 20,04 \text{ MPa}$ qui correspond plutôt bien à la résistance du béton en compression considérée qui est de 20 MPa.

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

Tableau II- 13: Paramétrage du modèle de béton B20 (Hafezolghorani et al., 2017)

Material's parameters	B20	Plasticity parameters	
		Dilation angle	31
Concrete elasticity		Eccentricity	0.1
E (GPa)	21.2 0.2	fb0/fc0	1.16
		K	0.67
		Viscosity parameter	0
Concrete compressive behavior		Concrete compression damage	
Yield stress (MPa)	Inelastic strain	Damage parameter C	Inelastic strain
10.2	0	0	0
12.8	7.73585E-05	0	7.73585E-05
15	0.000173585	0	0.000173585
16.8	0.000288679	0	0.000288679
18.2	0.000422642	0	0.000422642
19.2	0.000575472	0	0.000575472
19.8	0.00074717	0	0.00074717
20	0.000937736	0	0.000937736
19.8	0.00114717	0.01	0.00114717
19.2	0.001375472	0.04	0.001375472
18.2	0.001622642	0.09	0.001622642
16.8	0.001888679	0.16	0.001888679
15	0.002173585	0.25	0.002173585
12.8	0.002477358	0.36	0.002477358
10.2	0.0028	0.49	0.0028
7.2	0.003141509	0.64	0.003141509
3.8	0.003501887	0.81	0.003501887
Concrete tensile behavior		Concrete tension damage	
Yield stress (MPa)	Cracking strain	Damage parameter T	Cracking strain
2	0	0	0
0.02	0.000943396	0.99	0.000943396

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)

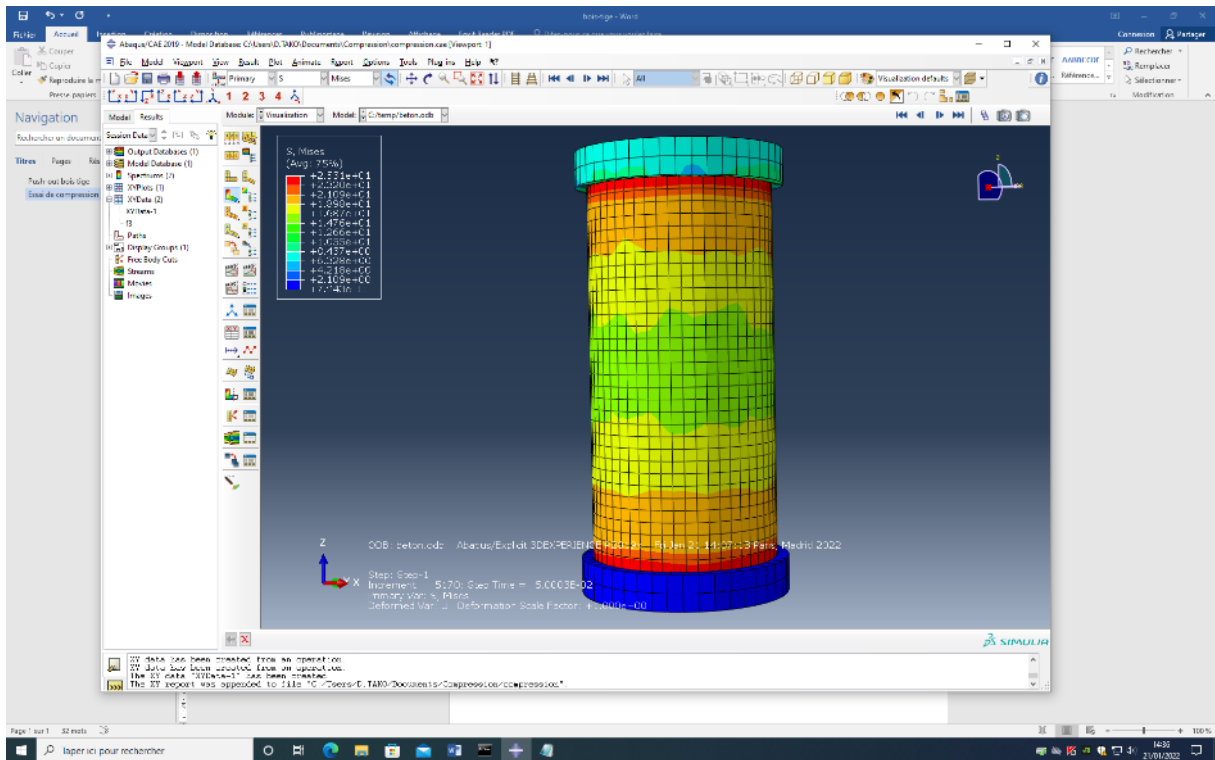


Figure II- 46 : Simulation de l'éprouvette du béton

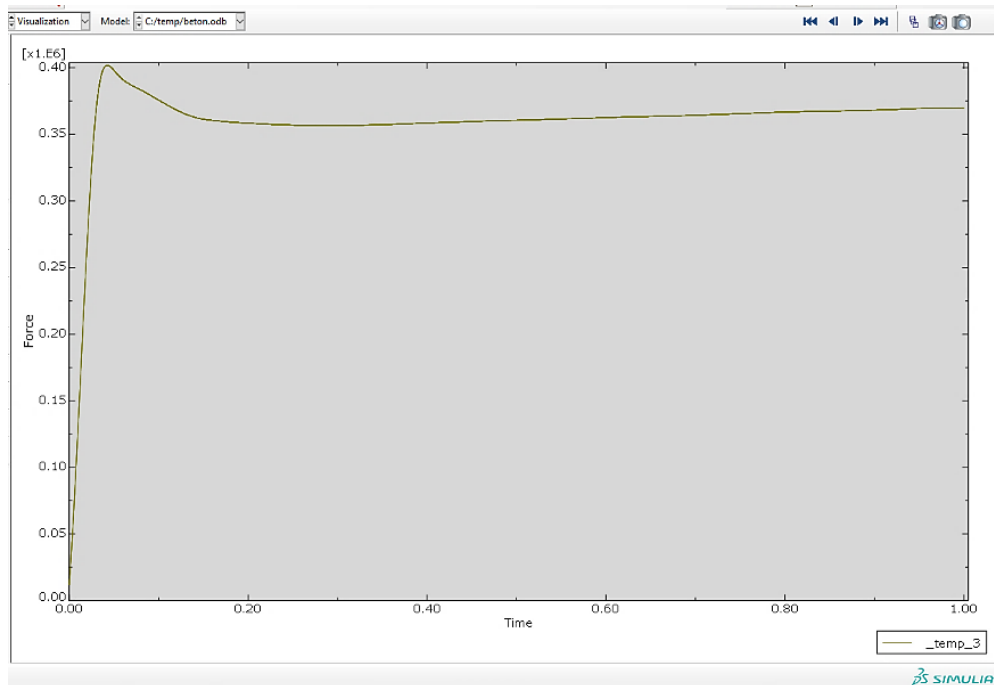


Figure II- 47 : Résultat de la simulation sous Abaqus.

2.4 Conclusion partielle

Ce chapitre présente la caractérisation des matériaux utilisés, à travers des essais de traction, de compression et de flexion pour déterminer leurs caractéristiques mécaniques. Deux types de bois et deux types d'acier ont été identifiés lors de l'échantillonnage, le bois fort se rapprochant de l'Azobé et le bois faible se rapprochant du teck. Des simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel Abaqus pour vérifier la maîtrise de ses paramètres et sa capacité à prédire des simulations simples. En général, Abaqus simule bien le comportement des différents matériaux dans les domaines élastique et plastique, même si ce n'est pas parfait, cependant, l'endommagement des matériaux n'est pas pris en compte dans les simulations. Les hypothèses de modélisation utilisées dans ce chapitre seront les mêmes pour les chapitres suivants. Les simulations préliminaires ont montré que les deux types de bois ont été utilisés lors des essais push-out et des essais de flexion, le bois fort étant le plus utilisé. Ainsi, les simulations dans les chapitres 3 et 4 se feront exclusivement en tenant compte des caractéristiques du bois fort. On reviendra dans le chapitre 5 pour présenter les circonstances dans lesquelles le bois à faible caractéristique a été utilisé. Pour l'acier, les simulations préliminaires ont montré que c'est l'acier ayant les caractéristiques les plus faibles qui a été utilisé (voir annexe A-4), et c'est donc cet acier qui sera utilisé pour les simulations dans les chapitres 3 et 4. Le chapitre suivant présentera les essais push-out effectués et les résultats obtenus, ainsi que la simulation du modèle numérique de l'essai push-out. Les résultats obtenus seront comparés aux résultats expérimentaux.

3 CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

3.1 Introduction

La première étape pour développer et déterminer les caractéristiques des poutres mixtes bois-béton est d'isoler un connecteur de la structure globale et de rechercher sa résistance propre au travers des essais de cisaillement ou essais push-out. L'essai push-out permet d'obtenir des informations sur les propriétés mécaniques de la connexion en termes de capacité de résistance, de module de glissement, de mode de ruine et de ductilité. Ce chapitre a pour objectif, dans un premier temps la présentation et l'analyse des essais push-out menés sur les connexions faisant intervenir des tiges d'acier et dans un second temps, la présentation des résultats des simulations numériques. Il sera en premier lieu question d'étudier l'importance de la géométrie de la tige afin de déterminer l'apport de la variation du diamètre des tiges d'acier, l'apport du filetage des tiges d'acier et l'apport de la présence du crochet. Ensuite il sera étudié une connexion combinant profilé en U et tige d'acier non filetée. Les résultats des modèles numériques des connexions seront par la suite présentés et analysés.

3.2 Matériel et méthodes

Dans cette partie, la géométrie des éprouvettes sera d'abord présentée. S'en suivra la description du procédé expérimental mis en place pour faire les essais push-out.

3.2.1 Géométrie des éprouvettes

Les essais push-out présentés dans cette étude sont effectués sur des éprouvettes push-out asymétriques. En effet l'intérêt de la réalisation de cette éprouvette réside dans le fait que la dalle de béton est coulée sur un seul côté. Ce qui permet d'avoir un gain de temps de mise en œuvre et de cout sans perdre l'essentiel de l'information recherchée à savoir les caractéristiques de la connexion (E. P. Carvalho & Carrasco, 2010). Les dimensions retenues sont les mêmes que celles des éprouvettes de (Djoubissie, 2018) et restent dans l'ordre de grandeur des éprouvettes observées dans la littérature. Une dalle de béton de 300 x 350 mm² est coulée sur des poutres en bois de 50 x 150 mm². Aucun fond de coffrage n'est disposé à l'interface des matériaux. Des barres d'armatures HA8 formant un maillage de 15 x 12,5 cm² est disposé dans la dalle dans le principal but de reprendre les efforts de tractions qui seront générés dans la dalle de béton suite au retrait de l'eau pendant la phase de durcissement du béton. La figure III- 1 présente les dimensions des éprouvettes push-out. La figure III- 2 présente le coffrage des éprouvettes push-out. Les dimensions sont prises en fonction de l'espacement, de la répartition des connecteurs dans la poutre et du procédé expérimental utilisé. Elles ont été définies suivant les expérimentations préliminaires lors des travaux précédents menés par (Djoubissie et al, 2015) au LEMHaD sur les connexions par tige d'acier et cadrent avec les dimensions observées dans la littérature (Lukaszewska, 2009; Crocetti et al., 2015).

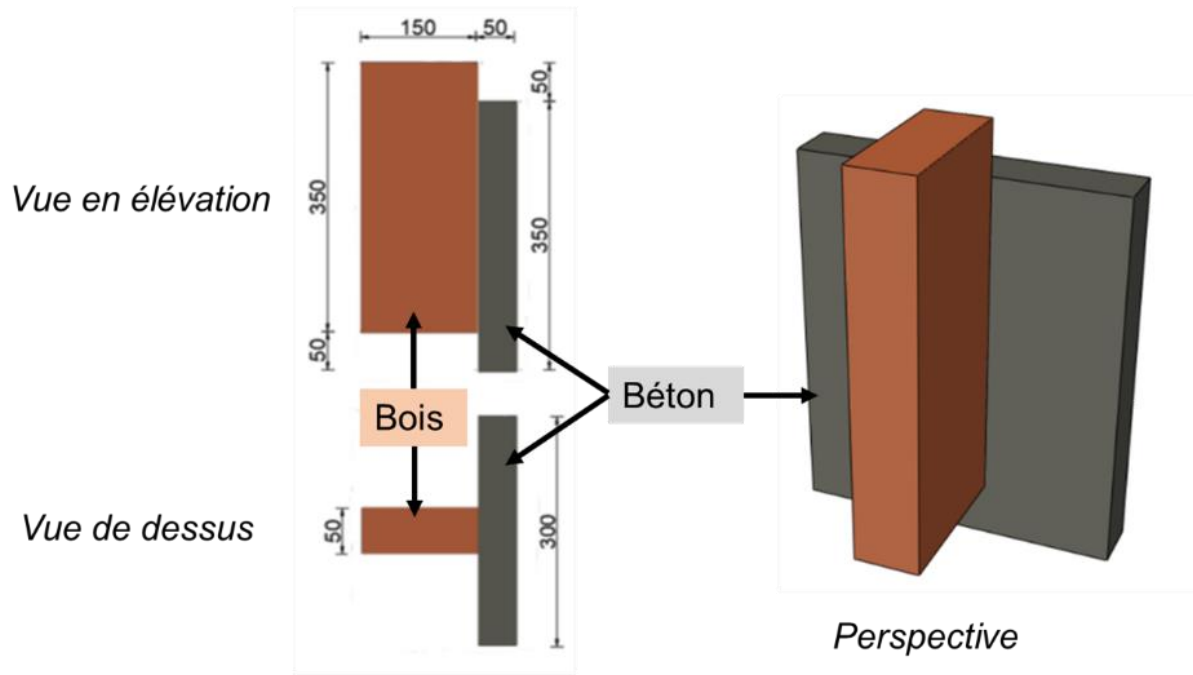


Figure III- 1: Description de la géométrie des éprouvettes

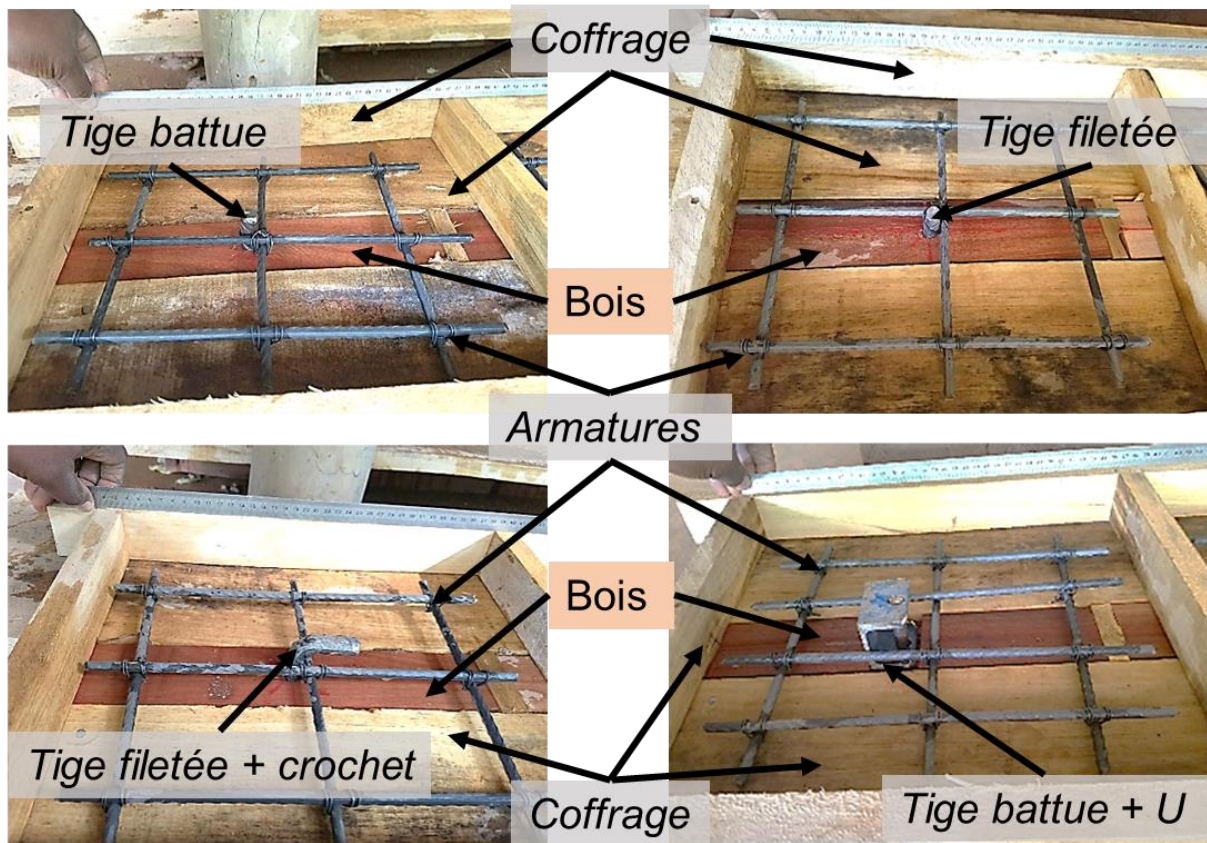


Figure III- 2: présentation du coffrage des éprouvettes

3.2.2 Description des systèmes de connexion

Quatre configurations différentes de la connexion ont été testées. Trois configurations consistaient en une seule barre d'armature, filetée ou non, avec des diamètres de 12 mm ou 14 mm. La quatrième configuration utilisait une barre d'armature non filetée de 12 mm combinée à un profilé en U. Un total de vingt-deux tests de cisaillement ont été effectués, avec six séries de tests comprenant trois répétitions chacune et une série de tests comprenant quatre répétitions.

Le Tableau III-1 décrit les connexions testées. Les connecteurs étaient soit des barres d'armature droites et non filetées (HA12S et HA14S), soit des barres d'armature droites avec filetage (HA12F et HA14F), soit des barres d'armature avec un crochet et un filetage (HA12FC et HA14FC). Le but du filetage des barres d'acier est de faciliter leur insertion dans le bois à l'aide d'une perceuse ou d'un tournevis, par exemple. Le but du crochet est d'empêcher la barre d'armature de glisser hors de la structure en béton et de maintenir sa position pendant la construction. La longueur des crochets a été définie suivant les résultats des expérimentations préliminaires lors des travaux précédents menées au LEMHaD sur les connexions par tige d'acier filetées et dotées de crochet.

Une barre d'armature non filetée de 12 mm de diamètre, combinée à un profilé en U, a été utilisée comme connecteur pour renforcer le transfert de force entre le béton et le bois tout en maintenant l'ancrage cohérent de la barre d'armature dans le bois. Le Tableau III-1 présente les dimensions du profilé en U et la figure III-4 montre une image du connecteur HA12U. Le connecteur HA12U est intégré dans une entaille rectangulaire dans le bois dont la profondeur est égale à l'épaisseur de la semelle du profilé en U (5 mm) et dont la largeur est égale à la largeur transversale du profilé en U. Cette connexion est appelée HA12U. Selon Bezerra et al. (Bezerra et al., 2018), l'utilisation d'un profilé en U améliore le confinement du béton par rapport à un connecteur de type goujon en offrant une plus grande surface de contact avec le béton. L'objectif de tester un connecteur composé d'une combinaison de barre d'armature non filetée et de profilé en U est d'évaluer son efficacité à améliorer les performances mécaniques du composite bois-béton.

Les barres d'armature sont insérées dans le bois après un pré-perçage pour faciliter leur insertion. Les recommandations de Benoit et al. (Benoit et al., 2008) qui citent l'Eurocode 5 (Comité Européen de Normalisation, 2004) ont été suivies en ce qui concerne le diamètre de pré-perçage. Pour les barres droites, le diamètre du pré-perçage doit être égal au diamètre de l'élément de connexion. Pour les connecteurs filetés, un diamètre de pré-perçage égal à 0,7 fois le diamètre de l'élément de connexion doit être effectué. Pendant les essais, les diamètres de pré-perçage ont été différents pour les différents connecteurs et diamètres. Par exemple, pour les connecteurs filetés de 12 mm de diamètre, les spécimens de bois ont été pré-perçés avec un diamètre de 8 mm, tandis que pour le connecteur non fileté martelé dans le bois, le diamètre de pré-perçage est de 10 mm. De même, pour les connecteurs filetés de 14 mm de diamètre, le diamètre de pré-perçage est de 9 mm, tandis que ce diamètre est de 12 mm pour le connecteur non fileté martelé dans le bois.

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

La barre d'armature est insérée dans le bois sur une longueur d'au moins 75 mm pour un diamètre de 12 mm et 85 mm pour un diamètre de 14 mm, conformément aux longueurs d'ancrage recommandées par l'Eurocode 5. La longueur d'ancrage dans le bois pouvant avoir une influence sur les performances de la connexion, l'Eurocode 5 recommande une longueur d'ancrage minimale dans le bois de 6 fois le diamètre. La barre d'armature non filetée, y compris le connecteur HA12U, est installée dans le bois en la frappant avec un marteau, tandis que la barre filetée est vissée dans le bois à la main ou avec un tournevis.

Des photos des différentes configurations de connecteurs sont présentées sur la figure III-4. Le tableau III-2 fournit des informations sur le type de filetage pour les barres d'armature de 12 mm et 14 mm de diamètre (voir la figure III-3 pour plus de détails). Toutes les barres d'armature utilisées comme connecteurs ont été coupées à partir d'une seule barre d'acier de 12 m de longueur pour éviter la variabilité des diamètres.

Tableau III- 1 : Description des connexions testées - dimensions (mm)

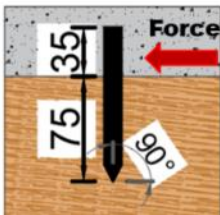

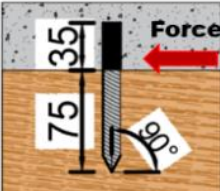
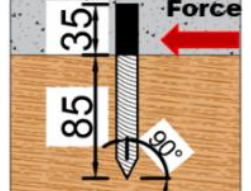
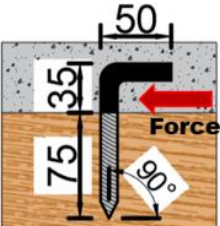
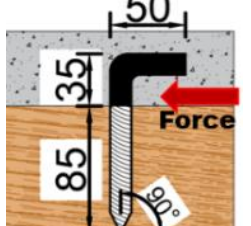
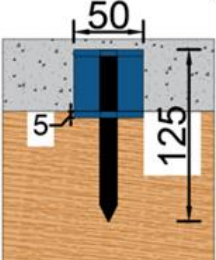
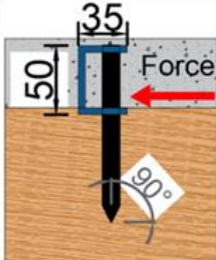
Type Descriptions	Schéma	Type Descriptions	Schéma
HA12S Tige d'acier droite de 12 mm de diamètre battue dans le bois sur une longueur de 75 mm		HA14S Tige d'acier droite de 14 mm de diamètre battue dans le bois sur une longueur de 85 mm	
HA12F Tige d'acier droite filetée de 12 mm de diamètre vissée dans le bois sur une longueur de 75 mm		HA14F Tige d'acier droite filetée de 14 mm de diamètre vissée dans le bois sur une longueur de 85 mm	
HA12FC Tige d'acier droite filetée avec un crochet de 12 mm de diamètre vissée dans le bois sur une longueur de 75 mm		HA14FC Tige d'acier droite filetée avec un crochet de 14 mm de diamètre vissée dans le bois sur une longueur de 85 mm	
HA12U Tige d'acier non filetée de 12 mm de diamètre couplée à un profilé en U enfoncé dans le bois de longueur totale de 125 mm.			

Tableau III- 2 : Descriptions de connexions à une seule barre d'armature - dimensions (mm).

Parameter	Φ 12 avec filetage	Φ 12 sans filetage	Φ 14 avec filetage	Φ 14 sans filetage
Diamètre mesuré d_0 (mm)	11,45	11,45	13,32	13,32
Longueur filetée L_t (mm)	75	-	85	-
Diamètre extérieur du filetage d_1 (mm)	11,3	11,45	13,1	13,32
Diamètre intérieur du filetage d_2 (mm)	10,9	-	12,7	-
Pas de vis p (mm)	2	-	2	-

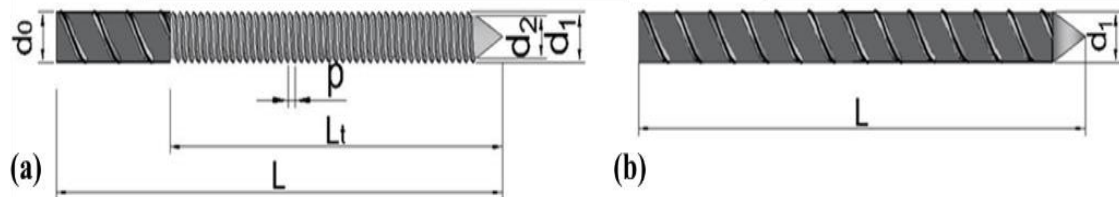


Figure III- 3 : Détails des connecteurs de cisaillement ; (a) barre filetée ; (b) barre non filetée



Figure III- 4 :Photo de quatre configurations de connecteurs; HA12S; HA12F; HA12FC; HA12U.

3.2.3 Procédé expérimental

La norme NF EN 26891(“EN 26891 – Timber Structures - Joints Made with Mechanical Fasteners General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics,” 1991) est utilisée pour la réalisation de l’essai. Adaptée pour les assemblages bois - bois, elle a été utilisée par plusieurs auteurs pour les assemblages bois -béton et sert à établir les dispositions à prendre lors des essais ainsi que les règles et les principes à suivre pour déterminer les caractéristiques de résistance et de déformation d’assemblages mécaniques. Le protocole de chargement selon la norme NF EN 26891 est le suivant :

Dans une première phase de charge, une charge doit être appliquée jusqu’à environ 40% de la charge maximale estimée F_{est} (F_{est} est déterminée sur la base de l’expérience, des calculs ou des résultats obtenus des essais préliminaires.) et être maintenue pendant 30 s. elle doit être ensuite ramenée à 10% de F_{est} dans une phase de décharge et y être maintenue pendant 30 s. Finalement, dans une seconde phase de charge, il faudra charger l’éprouvette jusqu’à la ruine. La vitesse d’application du chargement reste constante et réglée de façon que la charge maximale ou le glissement de 15 mm soit atteint avec une durée totale d’essai d’environ 10 à

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

15 minutes. Cette phase de précharge dans le protocole de chargement permet d'éliminer l'hystérésis généralement due à un défaut de contact.

Les essais push-out ont été réalisés au moins 28 jours après le coulage du béton à l'Institut 2iE conformément à la norme EN-26891. Les parties usinées (DM1 et DM2) maintiennent l'éprouvette pendant le test (Figure III-5). Le support fixe, DM1, maintient la partie en bois, tandis que le support glissant, DM2, maintient la partie en béton de l'éprouvette. Des plaques d'acier sont utilisées pour distribuer la charge sur l'élément en bois et la dalle de béton. La charge a été directement appliquée à l'éprouvette. Deux capteurs LVDT ont été positionnés de chaque côté de l'éprouvette pour mesurer le glissement. La configuration expérimentale et l'arrangement des capteurs sont illustrés sur la figure III-5 et la figure III-6.

Dans cette étude, la surface supérieure de l'élément en bois est fixée par la machine, tandis que la partie mobile de la machine se trouve en bas (partie en béton). Une charge monotone a été appliquée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La procédure de chargement avec la phase de déchargement spécifiée dans la norme EN-26891 n'a pas été mise en œuvre pour toutes les éprouvettes en raison des limitations de la capacité de la machine d'essai et du système de mesure. La charge a été maintenue constante à 0,05 kN/s tout au long du test jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Cette charge a été choisie pour assurer la conformité aux recommandations de la norme, qui spécifient une durée totale d'essai entre 10 et 15 minutes, empêchant ainsi le test d'être terminé dans un délai plus court.

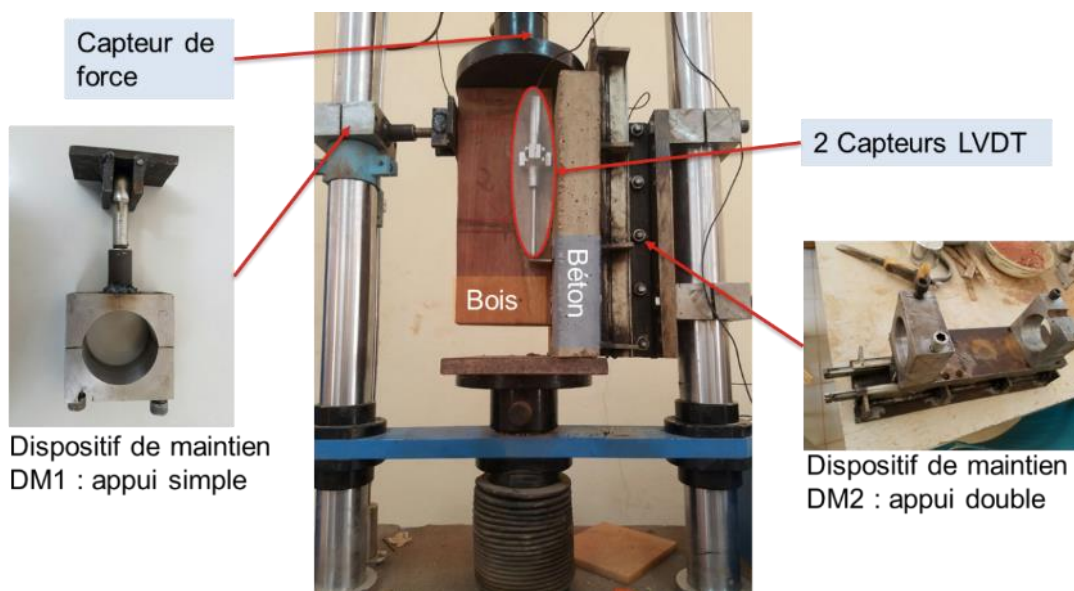


Figure III- 5: Dispositif expérimental

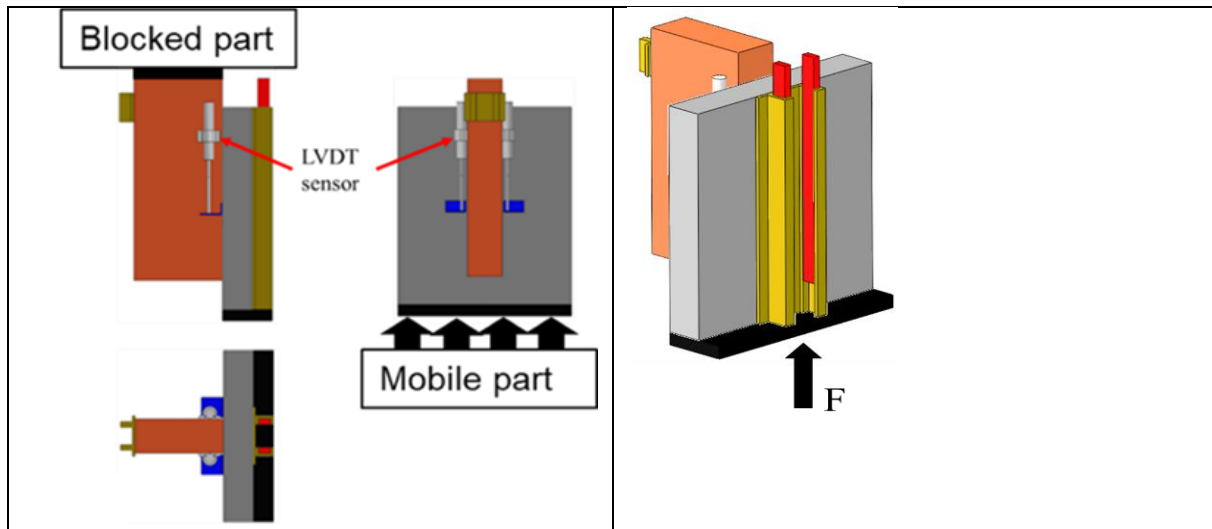


Figure III- 6: Schéma de principe montrant la disposition des capteurs

3.2.4 Modélisation éléments finis

Le modèle d'éléments finis en 3D a été développé pour simuler le comportement des connexions HA12S, HA12F, HA12FC et HA12U. L'objectif principal du modèle était de prédire avec précision la force de cisaillement et la rigidité du connecteur. Initialement, le modèle d'éléments finis a été créé et calibré pour la connexion HA12S, et sa précision a été vérifiée à l'aide de données expérimentales. Après cela, les mêmes propriétés de matériau et les paramètres d'interface établis pour la connexion HA12S ont été utilisés pour modéliser le comportement des connexions HA12F, HA12FC et HA12U.

3.2.4.1 Maillage, conditions d'appuis et application de la charge

En raison de la symétrie et du temps de calcul, seule la moitié de l'éprouvette a été modélisée. Cette approche a été adoptée par plusieurs auteurs (Bedon & Fragiacom, 2017; Dias et al., 2007; Sandhaas et al., 2012; Yeoh et al., 2008). Les différentes parties de l'éprouvette (bois, acier, béton) sont modélisées par des éléments solides. Afin de tenir compte du filetage de la tige, son diamètre a été réduit pour la partie filetée qui est insérée dans le bois. Le maillage des différentes parties du modèle est constitué d'éléments cuboïdes à 8 nœuds de nomenclature C3D8R présents dans l'outil Abaqus. Le connecteur est constitué d'éléments C3D8R dont les arrêtes ont des dimensions comprises entre 2 mm et 6 mm.

Dans le but de prédire efficacement les caractéristiques des connexions étudiées, une attention particulière a été portée sur les interactions mécaniques aux interfaces de contact des différents organes de la connexion. Lorsque deux surfaces entrent en contact, des interactions perpendiculaires ou parallèles peuvent avoir lieu. La réponse aux interactions perpendiculaires aux surface en contact (par exemple les contraintes de compression ou de traction entre les surfaces qui entrent en contact) est prise en compte dans le logiciel Abaqus à l'aide du comportement de contact normal nommé « *hard contact* ». L'option d'un possible détachement des surfaces est prise en compte, ce qui arrive souvent lorsque deux surfaces qui sont en contact sont soumises à de la traction. Dans le cas des interactions parallèles, il y a frottement entre les surfaces. Le frottement est pris en compte dans le logiciel Abaqus par la loi de frottement de

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

Coulomb. Un coefficient de frottement est introduit dans l'option de contact « *contact tangential* » disponible dans le logiciel Abaqus. Ainsi il a été modélisé le contact des surfaces suivantes :

- Bois / connecteur ;
- Béton / connecteur ;
- Bois / béton.

Suites aux simulations éléments finis préliminaires, un coefficient de frottement de 0,5 a été appliqué entre le bois et le béton, il est de 0,8 entre le béton et le connecteur et de 0,4 entre le bois et le connecteur. Ces valeurs sont dans le même ordre de grandeur que ce qui est utilisé dans la littérature scientifique (Bedon & Fragiacommo, 2017; Dias et al., 2007) (voir tableau III 3).

Tableau III- 3: comparaison avec les valeurs des coefficients statique de friction

Coefficient statique de friction	Dias et al., 2007	Bedon & Fragiacommo, 2017	& Etude actuelle
Bois/béton	0,62	0,57	0,5
Béton/connecteur	1	0,9	0,8
Bois/connecteur	0,62	0,5	0,4

Un système de coordonnées globale en trois directions est appliqué à l'éprouvette (figure III- 7). Le sens des fibres du bois est associé à la direction X. il s'agit aussi du sens du déplacement imposé à l'éprouvette. La figure III- 7 présente le maillage entier pour les éprouvettes HA12S et HA12U. La figure III- 8 présente une image rapprochée de la zone de la connexion pour les configurations des connexions filetées. Pour le connecteur HA12FC, le modèle avait tendance à diverger lors des premières simulations à cause du maillage du béton autour de la zone du connecteur (figure III- 9). Alors pour simplifier le maillage au niveau du crochet, il a été soustrait une zone cuboïde à cet endroit comme on peut le remarquer sur la figure III- 10. La figure III- 11 montre le maillage considéré pour la simulation de la connexion HA12FC.

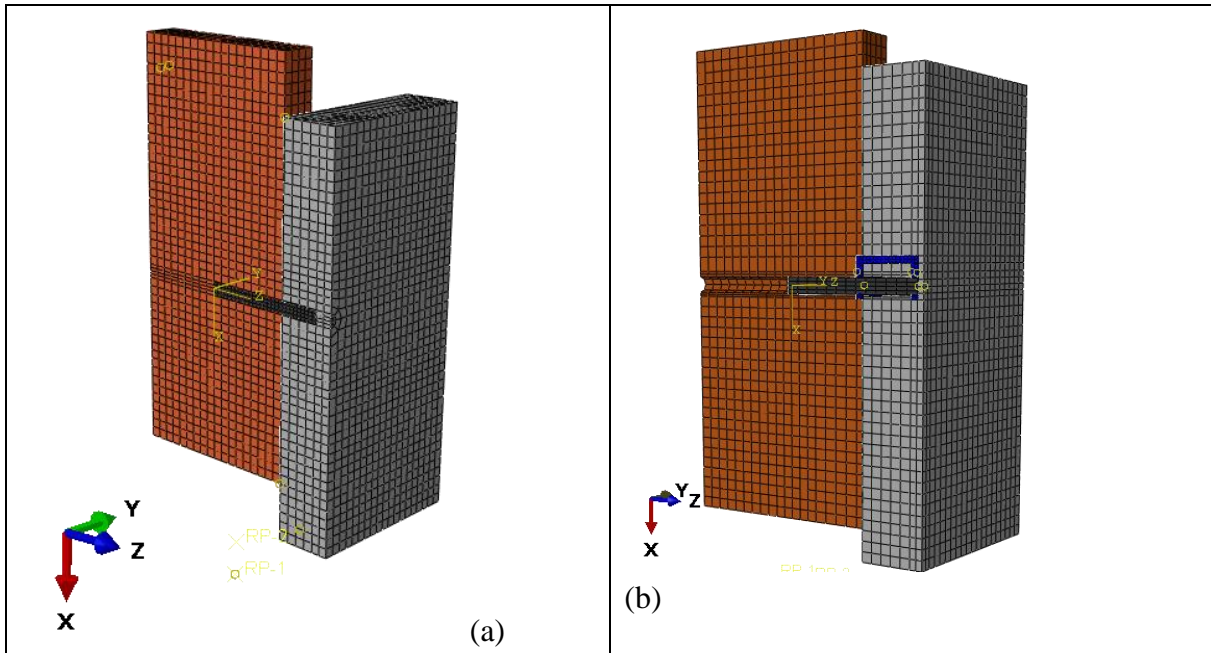


Figure III- 7: maillage des éprouvettes testées ; (a) éprouvette HA12S ; (b) éprouvette HA12U.

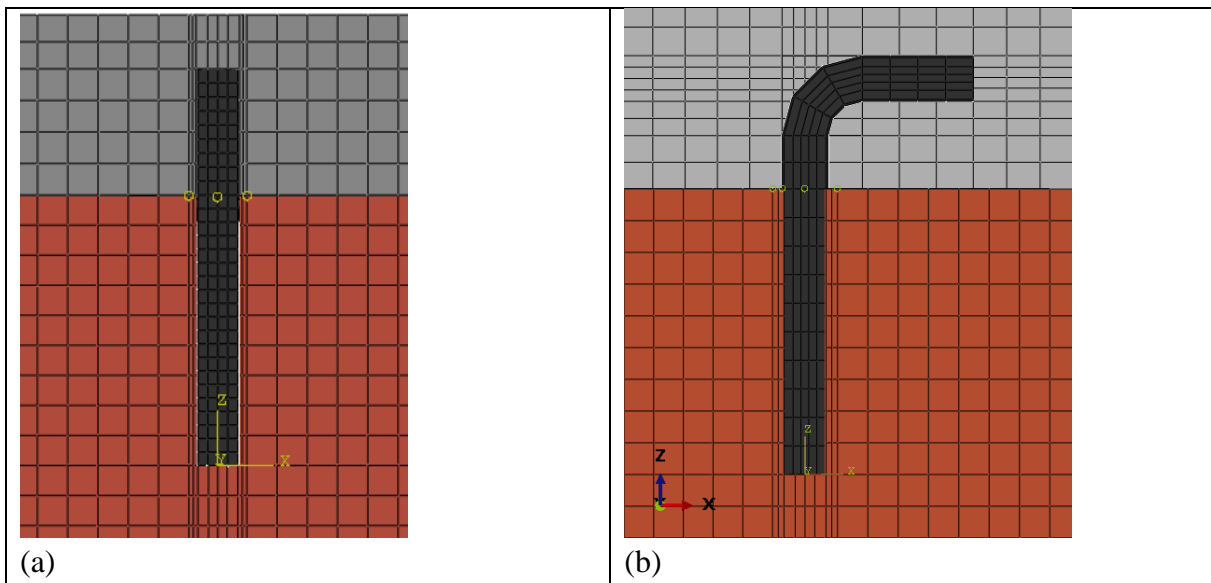


Figure III- 8: Maillage des zones de connexion ; (a) HA12F ; (b) HA12FC.

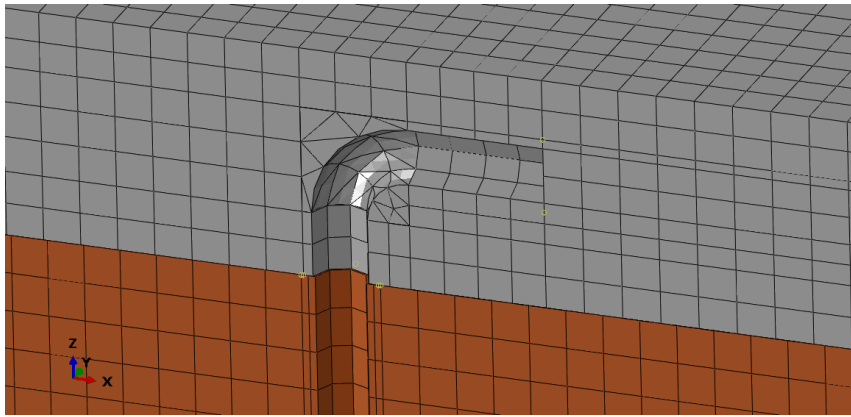


Figure III- 9:Maillage incohérent au droit du connecteur HA12FC

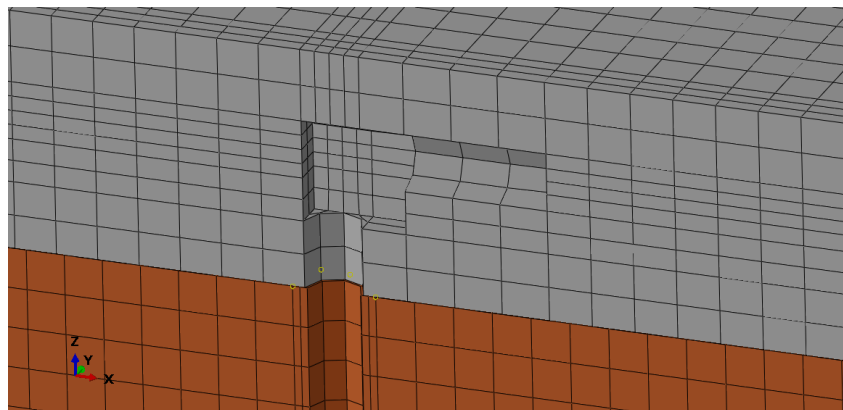


Figure III- 10: Approche de solution pour résoudre l'incohérence du maillage

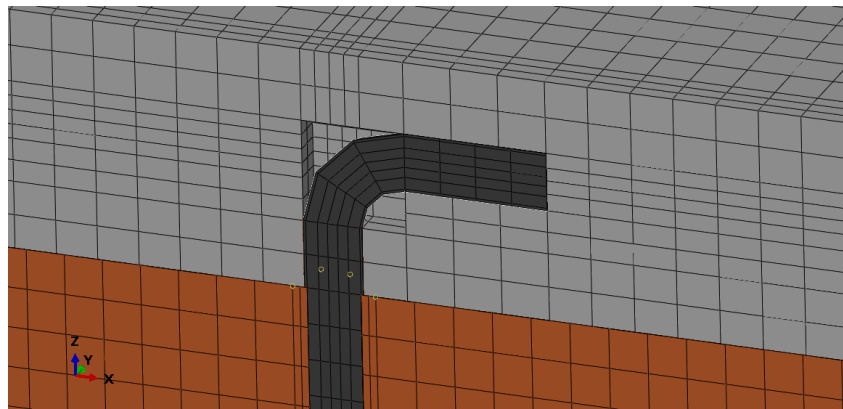


Figure III- 11: Maillage considéré pour le connecteur HA12FC

La modélisation représente les conditions réelles de l'essai. Ainsi, l'éléments en bois est bloqué sur la face supérieure et sur le côté et l'élément en béton subit le déplacement imposé dans la direction X. Etant donné que seule la moitié de l'éprouvette a été modélisée, les déplacements sont bloqués dans le plan de symétrie. La figure III- 12 présente les conditions aux limites du modèle éléments finis.

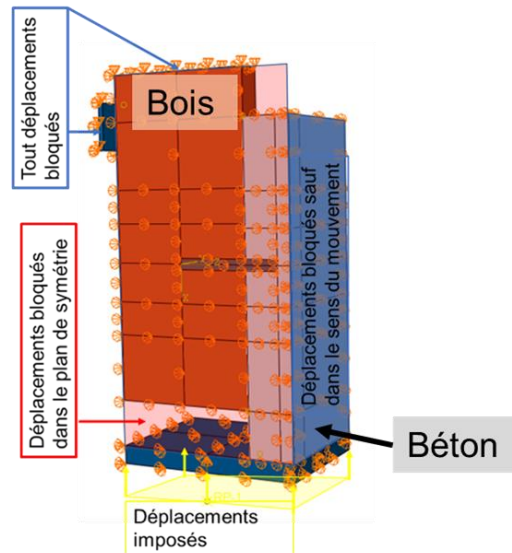


Figure III- 12: Conditions aux limites du modèle

3.2.4.2 Modélisation des matériaux

La modélisation est déjà vue au chapitre 2. Toutefois, un choix est fait quant aux caractéristiques mécaniques du bois et de l'acier à utiliser pour la modélisation. Le choix du bois se base sur la masse volumique des éprouvettes utilisées lors de l'essai push-out. En effet, la masse volumique du bois utilisé au moment de l'essai push-out se rapproche de la masse volumique du bois fort. Pour ce qui est de l'acier, l'acier ayant la plus faible résistance mécanique a été retenue et ce pour deux raisons. La première raison est que l'acier ayant les plus faibles résistances mécaniques correspond également à l'acier qui a été identifié par (Djoubissie, 2018) dans le contexte local lors des essais antérieurs. La seconde raison est que lors du dimensionnement des bâtiments, les ingénieurs locaux utilisent dans les hypothèses de calcul des valeurs proches de la valeur de résistance caractéristiques de l'acier que nous avons considéré dans cette étude comme l'acier faible. Les simulations faisant intervenir le bois faible et l'acier fort seront présentés dans les études paramétriques du chapitre 5.

3.3 Résultats des essais Push-out

Dans cette section, il sera présenté les résultats des essais expérimentaux et des simulations numériques.

3.3.1 Courbes force glissement et mode de ruine

Les figure III-13 à III-18 montrent les courbes charge-glissement des 3 échantillons pour chaque connexion de barres d'armature pour différentes configurations et diamètres. Le glissement est obtenu en faisant la moyenne des mesures des deux capteurs LVDT.

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

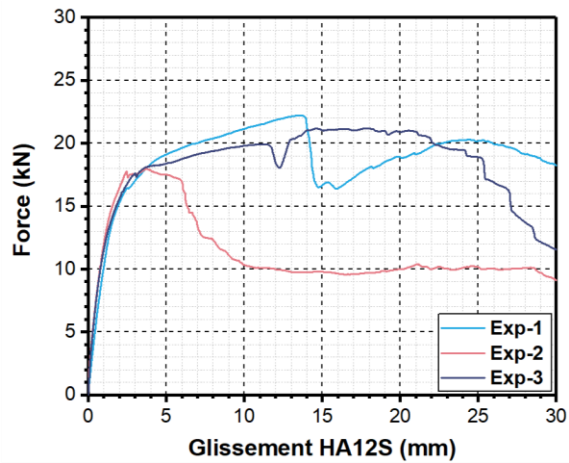


Figure III- 13: Courbes force-glissemment de la connexion HA12S

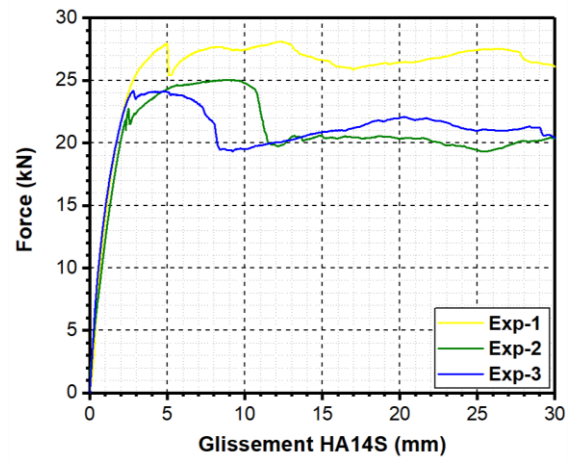


Figure III- 14: Courbes force-glissemment de la connexion HA14S

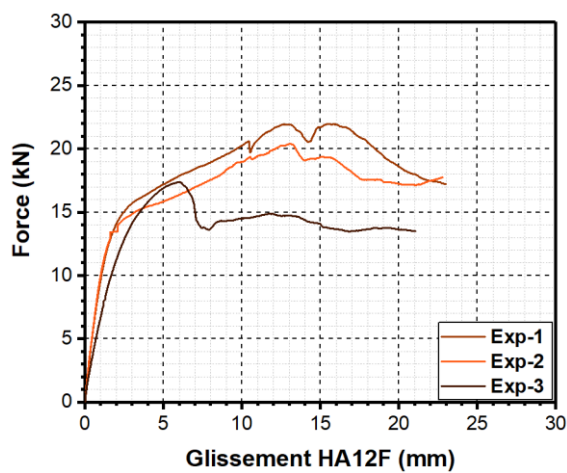


Figure III- 15: Courbes force glissement de la connexion HA12F

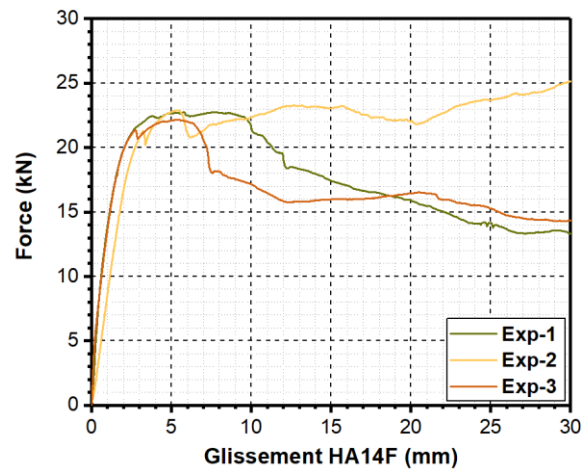


Figure III- 16: Courbes force glissement de la connexion HA14F

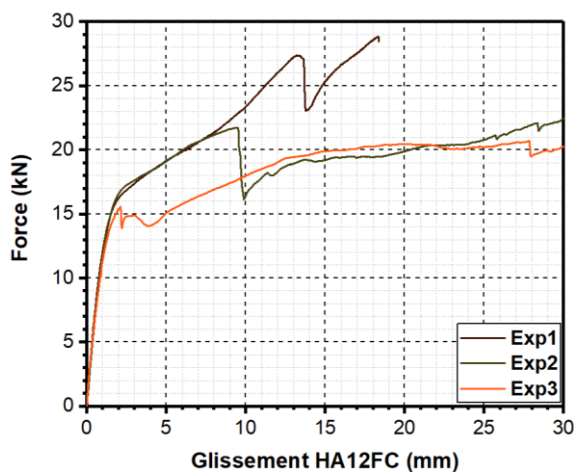


Figure III- 17: Courbes force glissement de la connexion HA12FC

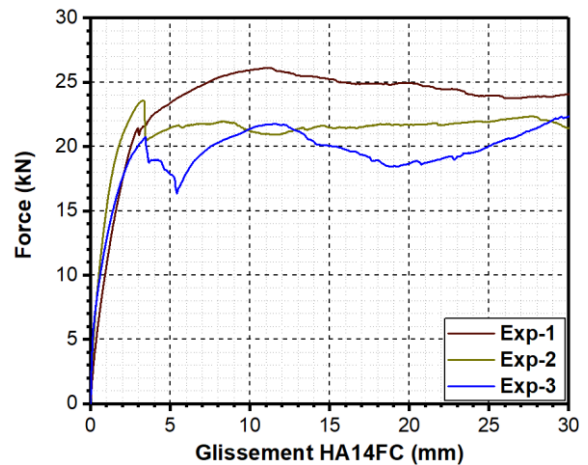


Figure III- 18: Courbes force glissement de la connexion HA14FC

Lors des essais push-out des connexions utilisant uniquement des barres d'armature, une première phase quasi linéaire est observée pour toutes les courbes force-déplacement. Cette première phase est suivie d'un changement de pente correspondant à la limite élastique du bois

et de l'acier (Bedon & Fragiaco, 2017b; David Yeoh et al., 2008). Dans certains cas, il y a une chute brutale de la résistance après un plateau plastique limité, accompagnée d'un bruit aigu probablement causé par la fissuration du béton. Cela est attribuable à la qualité du béton pour chaque échantillon. La figure III-19(a) montre les courbes force-déplacement pour la connexion HA12U. Quatre spécimens ont été testés. La figure III-19(b) compare les courbes force-déplacement pour les connexions HA12S et HA12U.

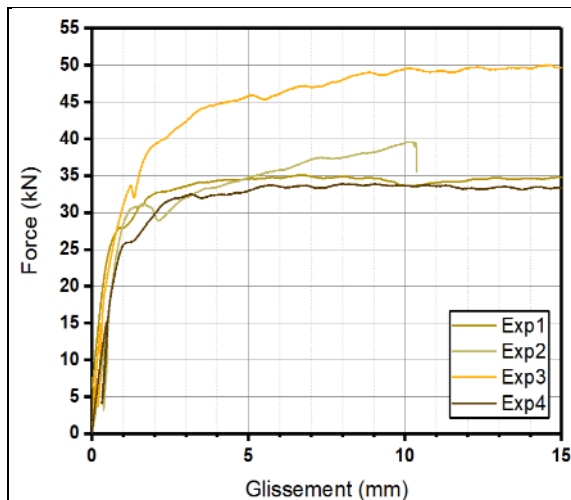


Figure III- 19: Courbes force-glisserment de la connexion HA12U

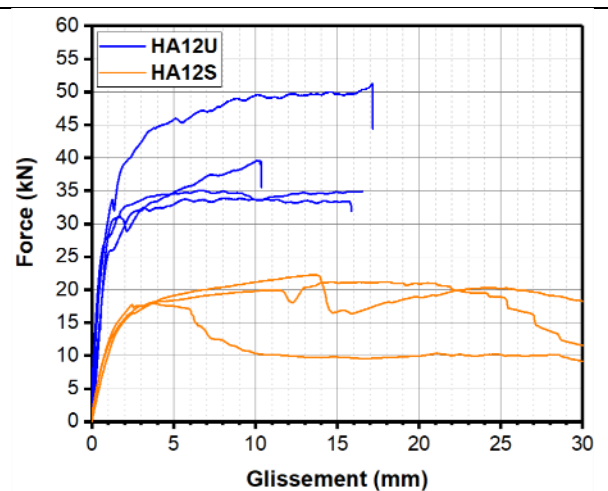


Figure III- 20: Comparaison des courbes force-glisserment des connexion HA12U et HA12S

Lukaszewska et al. (Elzbieta Lukaszewska et al., 2008) ont étudié plusieurs connexions en utilisant un spécimen asymétrique et ont fourni les moyennes et les écarts-types à partir desquels les coefficients de variation ont été calculés. Le coefficient de variation variait de 1,7% à 22,05% pour la force maximale de cisaillement, de 5,43% à 64,37% pour la rigidité à K_s , et de 2,38% à 39,7% pour la rigidité à K_u . Clouston et al. (Clouston et al., 2005) ont également étudié un spécimen asymétrique et ont obtenu une variation de 6,6% pour la force maximale de cisaillement et de 29,22% pour la rigidité. Dans le cas présent, le coefficient de variation était de 8,5% à 19,8% pour la force de cisaillement, de 13% à 51% pour la rigidité à K_s et de 6,6% à 38% pour la rigidité à K_u (Tableau III-4). On peut observer une certaine dispersion des résultats, mais elle reste cohérente avec les valeurs obtenues dans la littérature scientifique.

Après le test, les spécimens sont démontés pour observer les parties déformées en bois, béton et acier d'armature. Une déformation identique des barres d'armature a été observée pour les trois spécimens de chaque type de connecteur. Ainsi, une rotule plastique a été observée dans tous les connecteurs d'armature (cercle rouge dans la figure III-21), ce qui a également été noté par Carvalho & Carrasco (E. P. Carvalho & Carrasco, 2010). L'écrasement du béton autour du connecteur est également visible. À la fin du test, il a été remarqué que la dalle de béton a tendance à se désolidariser de la poutre en bois pour les spécimens sans crochets (Figure III-22a et b). De plus, il était évident que le béton entourant le connecteur avait été écrasé. Les

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

modes de ruine typiques sont vus à la figure 10 (a, b et c), tandis que les modes observés après les tests sont présentés à la figure 10 (d).

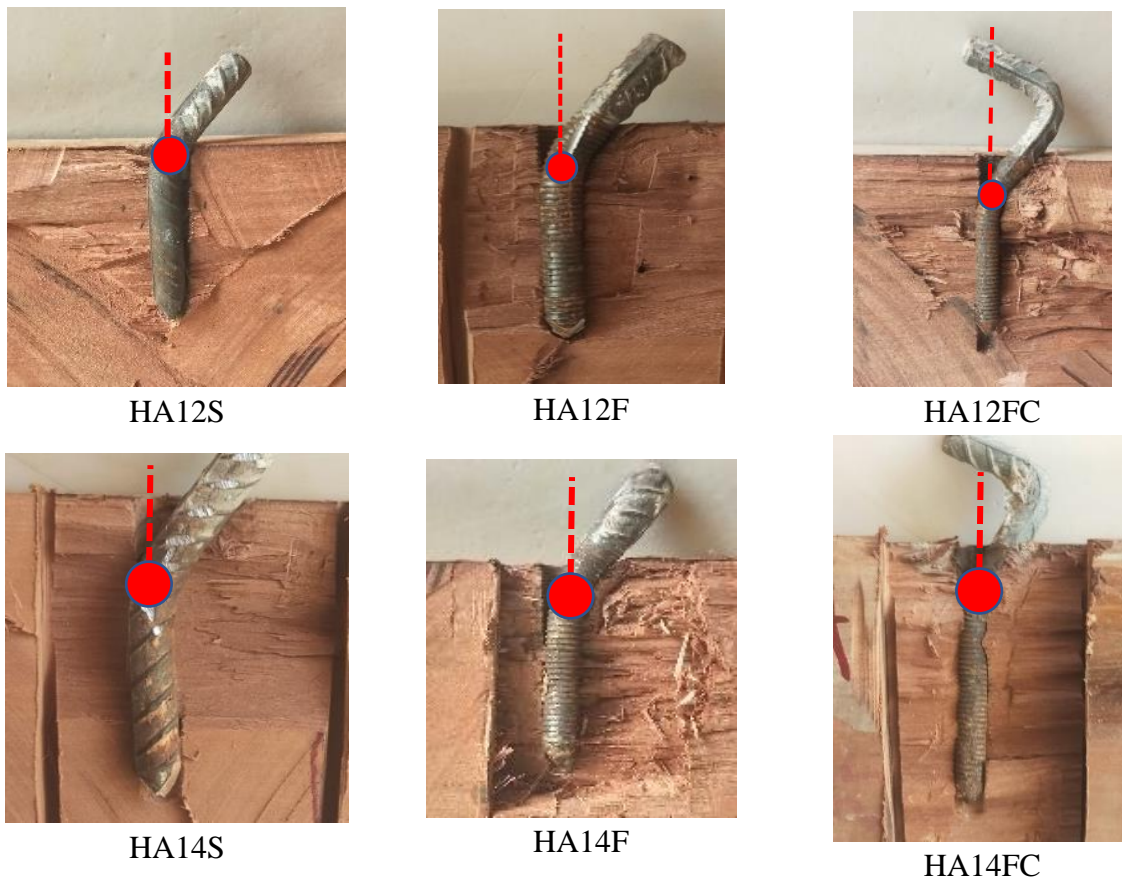


Figure III- 21: Ruine des connexions.

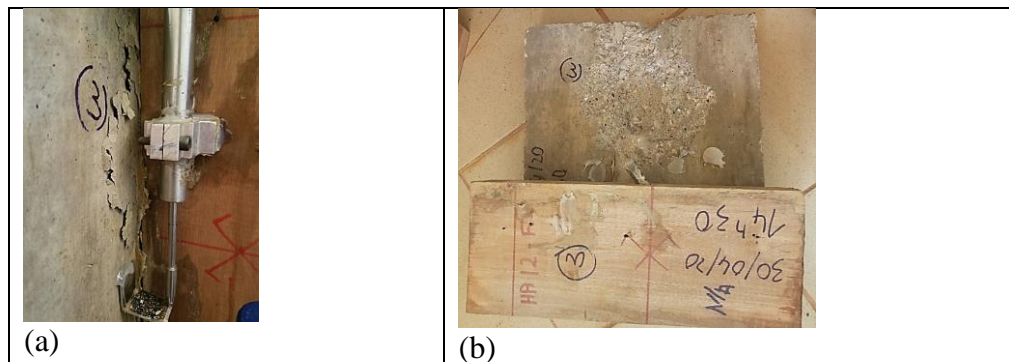


Figure III- 22: Ecrasement du béton pour les connexions sans crochet (a) pendant l'expérimentation (b) à la fin de l'expérimentation

Le premier mode de ruine se produit lorsque la résistance à l'enfoncement du bois est atteinte sans déformation du connecteur, comme indiqué à la figure III-23(a). Le deuxième mode de ruine implique la formation d'une rotule plastique dans la tige d'acier à l'interface bois-béton, en conjonction avec la résistance à l'enfoncement du bois, comme représenté dans la figure III-23 (b). Le troisième mode de ruine (fréquemment observé dans la littérature existante (Comité Européen de Normalisation, 2004; Dias, 2005; Johansen, 1949) combine la résistance à l'enfoncement du bois avec deux rotules plastiques, une à l'interface bois-béton et l'autre à

l'intérieur du bois, comme montré dans la figure III-23(c). Dans ce mode de ruine, le béton est suffisamment rigide pour retenir complètement la rotation de la tige d'acier. Le quatrième mode de ruine, illustré à la figure III-23(d), a été observé dans toutes les expériences impliquant uniquement les tiges d'acier. Ce mode implique que la tige d'acier tourne partiellement dans le béton, comme montré dans la figure III-23(d), résultant d'un endommagement local du béton autour de la tige. Par conséquent, un moment de flexion est exercé dans le sens opposé à celui qui a généré la rotule plastique à l'interface bois-béton. À la suite des tests, une seule rotule plastique est visible dans la tige d'acier, située dans le bois, et la rotule plastique à l'interface bois-béton avait tendance à disparaître alors que la tige d'acier se redressait. Notre analyse suggère que ce phénomène peut être atteint après un glissement d'environ 30 mm. Une seule rotule plastique a également été observée par Carvalho et Carrasco dans (E. P. Carvalho & Carrasco, 2010), où les spécimens ont été poussés au-delà de 30 mm de glissement.

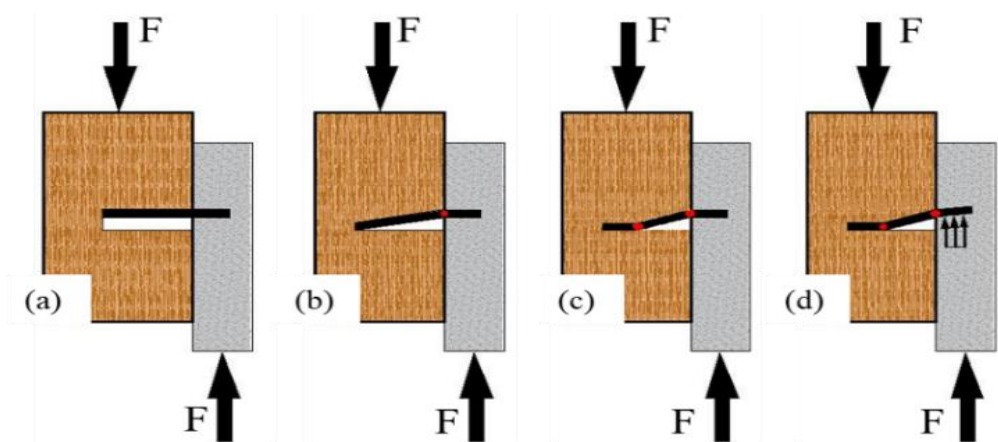


Figure III- 23 : Modes de ruine de la connexion avec la barre d'armature : (a) enfoncement de la barre d'armature dans le bois ; (b) rotule plastique à l'interface ; (c) rotule plastique dans le bois ; (d) redressement de la barre d'armature dans le béton

La Figure III-19(a) montre les courbes de force-glissement pour toutes les connexions HA12U testées. Ces courbes présentent deux phases. La phase initiale est linéaire, indiquant que la connexion présente un comportement élastique. Une phase plastique marque la phase suivante, où un plateau plastique distinct est observé. La Figure III-24 montre les modes de ruine observés dans les spécimens HA12U. Aucune fissure transversale ou longitudinale n'a été notée sur les spécimens après les tests, et aucun écrasement de béton n'a été observé. Sur la base de ces observations, l'hypothèse suivante est proposée comme explication. Le premier mode de ruine, mode de ruine (a), (figure III-25(a)), se produit lorsque la résistance à l'enfoncement du bois est mobilisée le long de la tige d'acier et de la surface du profilé en U en contact avec le bois. Il est présumé que la tige d'acier ne subit aucune déformation. Dans le deuxième mode de ruine, mode de ruine (b), (figure III-25 (b)), une rotule plastique apparaît dans la tige d'acier à l'interface entre le bois et le profilé en U en plus de l'ancrage du bois. En raison du faible diamètre de la tige d'acier et de la longue profondeur d'ancrage dans le bois, une deuxième rotule plastique apparaît dans la tige d'acier à l'intérieur du bois, conduisant au mode de ruine (c) (figure III-25 (c)). Les contraintes réparties entre la dalle de béton et une grande surface du profilé en U limitent les dommages au béton. De l'autre côté, le profilé en U butte contre la surface de l'entaille dans le bois en plus de l'ancrage de la tige d'acier. Le mode de ruine observé

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

pour tous les spécimens de connexion HA12U correspond au mode de ruine (c) : ancrage du bois et deux rotules plastiques dans la tige d'acier (figure III-24(a) et figure III-24(b)). La Figure III-25(c) illustre les modes de ruine de la connexion combinant la tige d'acier et le profilé en U qui peuvent être utilisés pour développer un modèle analytique.

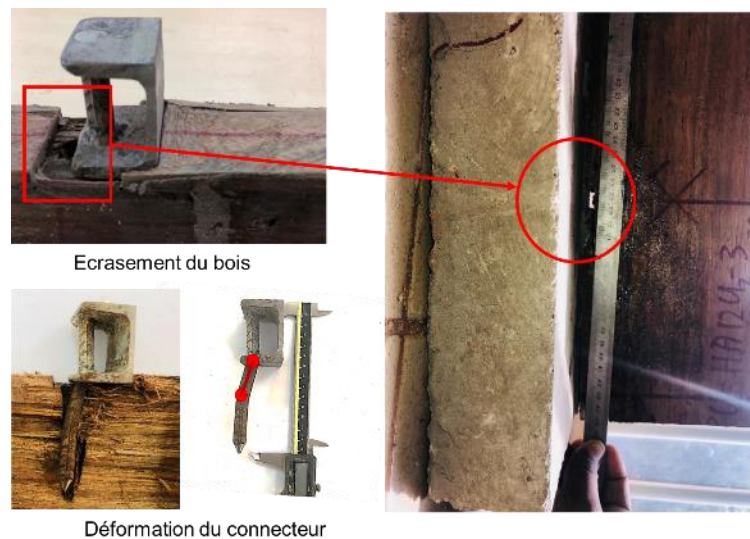


Figure III- 24: mode de ruine observé (connecteur avec U)

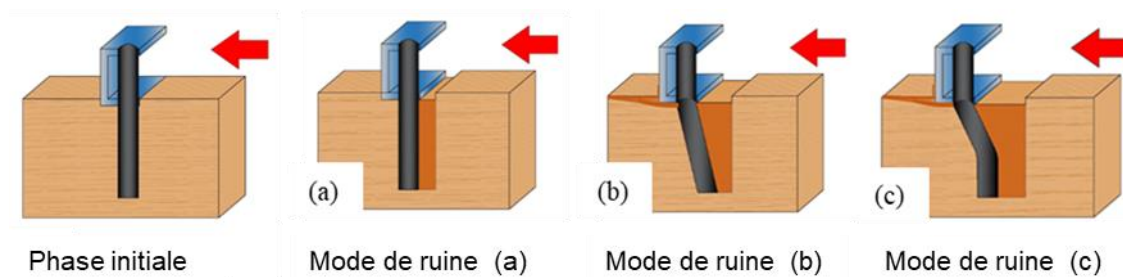


Figure III- 25: Modes de ruine pour la connexion HA12U : (a) ancrage dans le bois ; (b) rotule plastique à l'interface ; (c) rotule plastique dans le bois

3.3.2 Paramètres des connexions

Au cours de tous les tests de cisaillement, plusieurs paramètres clés ont été observés ou calculés pour les connexions, notamment la force maximale de cisaillement (F_{max}), les modules de glissement (module de glissement en service K_s et module de glissement ultime K_u), la longueur d'enfoncement et la ductilité (∇). La force maximale de cisaillement a été déterminée selon les directives de la norme EN 26891. Cette norme recommande que la force maximale de cisaillement soit considérée comme la force maximale atteinte avant ou à un glissement de 15 mm, en tenant compte des modules de glissement K_s et K_u . Les modules de glissement font référence à la rigidité d'une connexion lorsqu'elle est soumise à un glissement (Ceccotti, 1995a). Le calcul des modules de glissement (K_s et K_u) a été effectué à l'aide des équations (III-1) et (III-2), et les erreurs associées à la configuration initiale des échantillons ont été prises en compte. La valeur de ductilité a été déterminée en utilisant l'équation (III-3), comme décrit dans (Zhu et al., 2019). $v_{0,1}$, $v_{0,4}$ et $v_{0,6}$ représentent le glissement à 10%, 40% et 60% de la force maximale, F_{max} . Selon Zhu et al. (Zhu et al., 2019), citant Deam et al. (B. L. Deam et al.,

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

2008), la ductilité peut être quantifiée en prenant le rapport entre la différence entre la résistance maximale et la résistance à un glissement de 10 mm et la résistance maximale. Ce rapport mesure la diminution de la force entre la valeur maximale et celle correspondant à un glissement de 10 mm. Si le rapport est supérieur à 20 %, le mode de ruine est catégorisé comme cassant ou quasi-cassant. Lorsque la valeur du paramètre ∇ est inférieure à 20 %, le mode de ruine de la connexion peut être classé comme ductile.

$$K_S = \frac{0.4 F_{max} - 0.1 F_{max}}{\nu_{0.4} - \nu_{0.1}} \quad (III-1)$$

$$K_U = \frac{0.6 F_{max} - 0.1 F_{max}}{\nu_{0.6} - \nu_{0.1}} \quad (III-2)$$

$$\nabla = \frac{F_{max} - F_{10mm\ slip}}{F_{max}} \times 100 \quad (III-3)$$

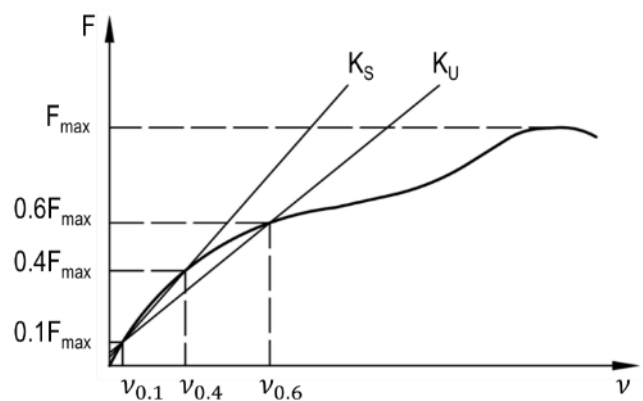


Figure III- 26: Définition des modules de glissement.

Le tableau III-4 résume les caractéristiques de la résistance au cisaillement F_{max} , des modules de glissement (K_S et K_U), de la longueur d'enfoncement et de la ductilité (∇) obtenues à partir des expériences. Elle montre que tous les modes de rupture peuvent être classés comme ductiles, comme indiqué dans la dernière colonne du tableau III-4. De plus, la ductilité de la connexion peut être évaluée à l'aide de l'Eurocode 4 (CEN Comité Européen de Normalisation, 2000), qui considère les connexions comme ductiles si leur capacité de glissement caractéristique est supérieure à 6 mm. Par conséquent, toutes les connexions étudiées sont considérées comme ductiles.

Tableau III- 4: paramètres mécaniques des connecteurs testés

Connection	Experiment	F_{max} (kN)	K_s (kN/mm)	K_u (kN/mm)	Longueur d'enfoncement (mm)	∇ (%)
HA12S (3 tests)	Exp-1	22,22	11,06	9,83	20,67	7,67
	Exp-2	17,96	15,84	13,18	18,9	16,49
	Exp-3	21,18	13,54	10,88	19,46	6,92
	Mean (CoV)	20,45 (11%)	13,48 (17,7%)	11,29 (15,1%)	19,67 (4,6%)	10,36 (<20%)
HA12F (3 tests)	Exp-1	21,94	10,46	8,45	20,16	4,86
	Exp-2	20,39	11,06	9,53	19,21	6,55
	Exp-3	17,37	6,89	6,12	19,36	6,92
	Mean (CoV)	19,9 (11,7%)	9,47 (23,8%)	8,03 (21,7%)	19,57 (2,6%)	6,11 (<20%)
HA12FC (3 tests)	Exp-1	27,38	13,38	8,60	22,59	7,64
	Exp-2	21,10	11,18	9,22	21,36	14,84
	Exp-3	19,20	10,69	9,81	24,12	14,52
	Mean (CoV)	22,56 (19%)	11,8 (12%)	9,21 (6,6%)	22,7 (6,1%)	12,33 (<20%)
HA14S (3 tests)	Exp-1	28,10	16,51	14,13	30,51	2,24
	Exp-2	25,05	12,65	11,29	32,4	1,05
	Exp-3	23,88	11,30	10,54	29,6	6,14
	Mean (CoV)	25,68 (8,5%)	13,49 (20%)	12 (15,8%)	30,8 (4,6%)	3,14 (<20%)
HA14F (3 tests)	Exp-1	22,15	19,11	14,83	29,36	22,73
	Exp-2	23,27	8,72	8,76	28,54	3,99
	Exp-3	21,94	8,27	8,03	30,15	4,58
	Mean (CoV)	22,45 (3,2%)	12,03 (51%)	10,54 (35%)	29,35 (2,7%)	10,43 (<20%)
HA14FC (3 tests)	Exp-1	26,12	11,10	9,44	32,71	0,59
	Exp-2	23,58	20,48	16,28	33,1	10,21
	Exp-3	21,76	20,68	12,43	31,25	1,83
	Mean (CoV)	23,82 (9%)	17,42 (31%)	12,71 (27%)	32,35 (3,01%)	4,2 (<20%)
HA12U (4 tests)	Exp-1	35,08	43,17	39,9	30,5	1,12
	Exp-2	39,58	38,54	29,32	27	10,2
	Exp-3	51,26	35,41	37,58	31,82	0,6
	Exp-4	33,91	31,81	28,9	31,25	1,04
	Mean (CoV)	40 (19,8%)	37,23 (13%)	33,92 (16,63%)	30,14 (7,17%)	3,24 (<20%)

3.3.3 Discussion et comparaison des connexions

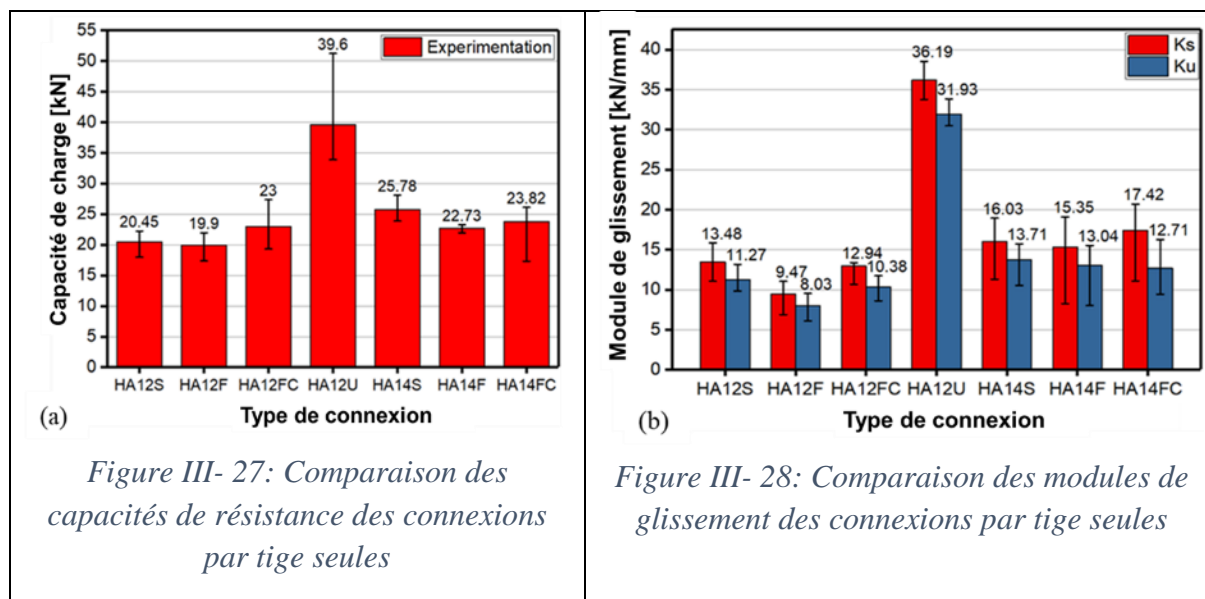
Les figures III-27 et III-28 montrent que, en moyenne, les connexions avec des barres d'armature de 14 mm de diamètre présentent une rigidité supérieure et une résistance au cisaillement, F_{max} , plus élevée que celles avec des barres de 12 mm de diamètre dans toutes les configurations, comme cela est souligné dans cette étude. La longueur d'enfoncement des connexions de diamètre 12 mm est dans la même plage. Il a été révélé que les barres d'armature de 14 mm de diamètre présentent une longueur d'enfoncement considérablement plus élevée que les barres d'armature de 12 mm de diamètre. La résistance au cisaillement des connexions

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

impliquant HA14S (et HA14F et HA14FC) est supérieure de 26% (et 14% et 3,5%, respectivement) par rapport aux connexions impliquant HA12S (ou HA12F et HA12FC). De plus, le module de glissement en service K_s des connexions HA14S (et de manière similaire HA14F et HA14FC) est amélioré de 19% (et 62% et 35%, respectivement) par rapport aux connexions HA12S (HA12F et HA12FC). Le module de glissement ultime K_u des connexions HA14S est supérieur de 22% à celui des connexions HA12S (pour HA14F, cela représente une augmentation de 62% par rapport à HA12F, et une augmentation de 32% pour HA14FC par rapport à HA12FC). Ces résultats sont cohérents avec les études précédentes. Djoubissie et al. (Djoubissie et al., 2018a) ont testé des barres de 10 mm et 12 mm de diamètre en tant que connecteurs et sont arrivés à la même conclusion que Carvalho & Carrasco (E. P. Carvalho & Carrasco, 2010) qui ont conclu la même chose après avoir testé des connexions de barres d'acier de 8 mm, 10 mm et 12,5 mm de diamètre.

Les figures III-27 et III-28 illustrent l'effet du filetage et du crochet sur le comportement de la connexion. Deux comportements distincts sont observés dans les courbes en fonction du diamètre du connecteur. Les différences entre les courbes sont insignifiantes pour les barres d'armature de 12 mm de diamètre. En revanche, la courbe la plus élevée pour la barre d'armature de 14 mm de diamètre est obtenue pour les connecteurs battus dans le bois, tandis que la courbe la plus basse est obtenue pour le connecteur fileté. En comparant la connexion HA12S et la connexion HA12F filetée, la force de cisaillement moyenne F_{max} (et les modules de glissement K_s et K_u) diminuent de 2,7% (et de 30% et 29%, respectivement). La présence du crochet (connecteur HA12FC) renforce la résistance au cisaillement (et les modules de glissement K_s et K_u) de 16% (et 37% et 30%, respectivement). Le choix du type de filetage n'a que peu d'influence sur l'ancrage de la tige de connexion dans le bois. Pour qu'il en soit autrement, il aurait été nécessaire d'opter pour un filetage spécifiquement conçu pour les structures en bois.

En comparant la connexion HA14S avec la connexion filetée du connecteur HA14F, on observe que la force de cisaillement moyenne F_{max} (ainsi que les modules de glissement K_s et K_u) diminue de 12% (et de 4,2% et 5%, respectivement). En revanche, l'incorporation du crochet à l'aide du connecteur HA14FC améliore la résistance (et la rigidité K_s et K_u) de 4,8% (et de 13,5% et 5,1%, respectivement) par rapport au connecteur HA14F. Sur la base de ces résultats, on peut déduire que lorsqu'on compare des connexions en barres d'armature filetées et non filetées de même diamètre, les propriétés mécaniques des connexions filetées sont légèrement inférieures. Cette observation pourrait être attribuée au fait que le filetage sur la barre d'armature réduit son diamètre et sa section transversale. Comme le moment de déformation du connecteur dépend de son diamètre, le moment de déformation du connecteur fileté est réduit, ce qui entraîne une diminution des performances mécaniques des connexions filetées. L'influence du crochet sur la résistance et les modules de glissement du connecteur a été observée dans les connexions de 12 mm et de 14 mm de diamètre. En comparant les deux connexions avec une barre filetée, l'une avec le crochet (connecteur HA12FC) et l'autre sans le crochet (connecteur HA12F), on constate que le crochet fournit des valeurs moyennes significativement plus élevées pour la résistance et la rigidité.



Les performances mécaniques des connexions HA12U et HA12S peuvent être déterminées à l'aide des figures III-27 et III-28. La présence du profilé en U et l'ancrage du profilé en U dans le bois fournissent une courbe force-glissement avec une raideur et une résistance au cisaillement nettement plus élevées. La présence du profilé en U augmente la résistance au cisaillement obtenue avec les connexions à barres d'armature de 12 mm de diamètre de 93,6%. Les modules de glissement en service Ks (respectivement les modules en état ultime Ku) sont augmentés de 168,5% (respectivement 183,3%). Les résultats suggèrent que la barre d'acier filetée avec un crochet offre la meilleure performance mécanique parmi toutes les connexions à une barre d'armature. De plus, l'augmentation du diamètre de 12 mm à 14 mm améliore les performances mécaniques et la ductilité de la connexion. En outre, la connexion qui combine le profilé en U et la barre d'acier non filetée présente des propriétés mécaniques supérieures à celles de la barre d'acier non filetée seule. De plus, la connexion combinée de profilé en U et de barre d'acier non filetée est plus performante que toutes les connexions testées dans cette étude. Le Tableau III-5 montre une comparaison avec des connecteurs similaires dans la littérature.

Tableau III- 5: comparaison avec des connecteurs similaires dans la littérature

		Fmax (kN)	Ks (kN/mm)	Ku (kN/mm)
Deam et al. (Bruce L. Deam et al., 2008)	Vis à bois de 12 mm de diamètre	21,5	195,5	2,9
	Vis à bois de 12 mm de diamètre	34,2	88,3	21,4
	Vis SFS	18,5	14,4	12,7
Mai et al. (Mai et al., 2018)	SC-100-90	48,21	5,65	4,51
	B-100-90	48,54	11,65	4,87
	SFC-100-90	25,67	45,3	41,4
Étude actuelle	HA12S	20,45	13,48	11,29
	HA14S	25,68	13,49	12
	HA12U	40	37,23	33,92

Les connecteurs présentés dans cette étude sont comparés à des connecteurs similaires existants dans la littérature. Les paramètres de résistance au cisaillement et de rigidité maximale sont comparés. Malgré les matériaux de faible qualité utilisés dans la présente étude, tels que le

béton, l'acier et même le bois, les connecteurs présentés dans cette étude sont en concurrence, en termes de résistance au cisaillement et de rigidité, avec d'autres connecteurs de mêmes catégories trouvés dans la littérature. Cette observation démontre la pertinence du travail réalisé dans cette étude et montre également que les objectifs ont été atteints.

3.3.4 Résultats des simulations

Les figure III-29, III-31, III-33 et III-35 présentent une superposition des courbes forces glissement expérimentales et celles numériques (MEF) des connexions de configurations HA12S, HA12F, HA12FC et HA12U. Le modèle numérique arrive à reproduire la réponse des connexions sur environ 15 mm. Au-delà de 15 mm de glissement les courbes ne sont plus représentatives. Les histogrammes associés aux courbes force-déplacement (figure III-30, III-32, III-34, III-36 et III-37) permettent de comparer les paramètres des connexions (modules de glissement et résistance) obtenues avec le modèle éléments finis aux paramètres obtenues expérimentalement.

Les courbes obtenues numériquement pour chaque type de connexion ont la même allure que les courbes obtenues suite aux expérimentations. L'exploitation des courbes permet d'obtenir les capacités résistantes au cisaillement et les modules de glissement K_s et K_u .

L'analyse des histogrammes associées aux courbes force-glissement permet de déduire que la force maximale moyenne est généralement surestimée par le modèle numérique pour toutes les connexions. Le taux de surestimation est présenté au tableau III- 6. Il faut préciser que la différence entre la moyenne expérimentale et la valeur numérique pour les connexions par tige seule reste dans l'écart type des valeurs expérimentales. Toutefois, le modèle a surestimé de 30% la force maximale moyenne associée à la connexion HA12U et de 1,24% la force maximale obtenue expérimentalement.

Les modules de glissement moyens des connexions sont aussi surestimés par le modèle. Le taux de surestimation est de moins de 25% pour les connexions HA12S et n'excède pas 55% pour les connexions HA12F. Ces taux sont précisés dans le tableau III- 6 pour K_s et K_u .

Pour la connexion HA12U, l'exploitation de deux modules de glissement (pour chacune des phases de charge) permet de trouver une raison possible aux écarts relativement grands entre l'expérimentation et le modèle numérique. L'histogramme de la figure III - 36 correspond à la première phase de charge et celui de la figure III - 37 correspond à la seconde phase de charge. Le MEF surestime jusqu'à 26% le module de glissement moyen (K_u) obtenu pour la première phase de charge. Ce qui n'est pas le cas pour le module de glissement de la seconde phase de charge. On peut remarquer même que le module moyen K_s est sous-estimé par le MEF de 10%. Le module moyen K_u de la seconde phase de charge est surestimé par le MEF de 16%. Cette observation permet d'émettre l'hypothèse que le MEF donne une meilleure estimation des paramètres de la connexion lors de la seconde phase de charge s'il y en a. Cette hypothèse avait déjà été émise par (Thai, 2020) qui a fait les mêmes observations. Il est possible que s'il y avait pu avoir une phase de charge-décharge, le MEF aurait pu prédire les connexions HA12S et HA12F avec une meilleure précision.

Selon plusieurs auteurs (Bedon & Fragiaco, 2017b; Dias et al., 2007; Jiang & Crocetti, 2019; Mai et al., 2018), les modèles numériques basés sur les éléments finis surestiment la résistance

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

des tests Push out. L'étude menée par Dias et al. (Dias et al., 2007) a présenté à la fois des courbes charge-déplacement expérimentales et numériques, montrant que le modèle numérique surestimait la force de cisaillement expérimentale de 7% à 20% avec un glissement limité à 10 mm. De même, le modèle par éléments finis développé par Mai et al. (Mai et al., 2018) surestimait la force de cisaillement d'environ 10 %, alors que le modèle développé par Jiang et Crocetti (Jiang & Crocetti, 2019) surestimait la charge d'environ 6% avec un glissement limité à 4 mm.

Bien que le modèle puisse ne pas être très précis à ce stade, les résultats peuvent être considérés comme acceptables sur la base de la littérature existante. En se basant sur les histogrammes présentés, le modèle proposé dans cette étude prédit avec précision la force de cisaillement maximale et la rigidité pour les spécimens avec des barres seules sans montrer de chutes soudaines observées lors des tests expérimentaux. Cependant, pour les barres couplées à un profilé en U, l'écart reste relativement élevé. Étant donné que le bois est soumis à un cisaillement et de la compression à l'interface du profilé en U et du bois, l'endommagement du bois doit être pris en compte et il faut trouver une approche pour le réaliser en perspective.

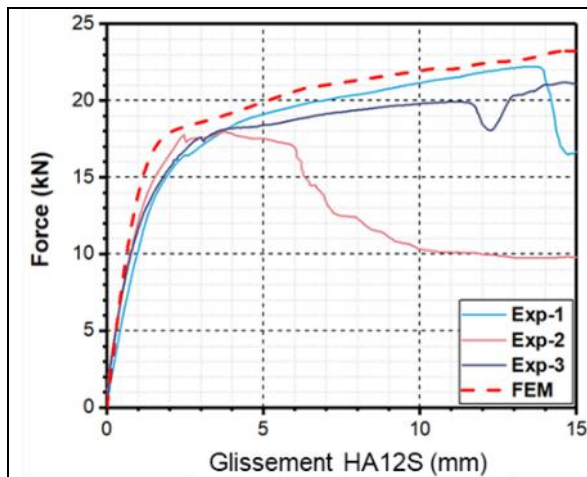


Figure III- 29: Courbes forces glissement de la connexion HA12S - expérimentation et numérique

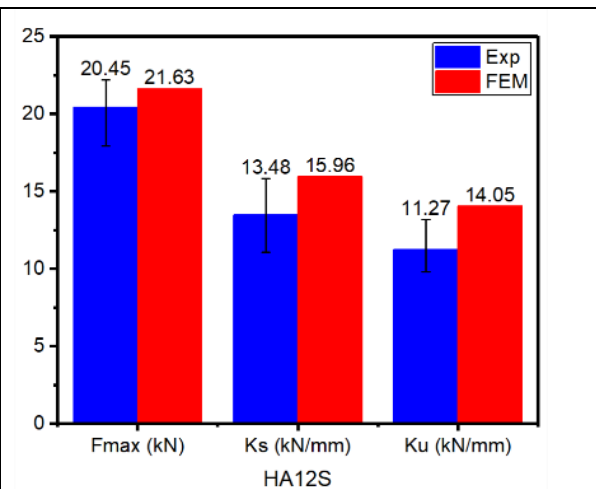


Figure III- 30: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12S - expérimentation et numérique

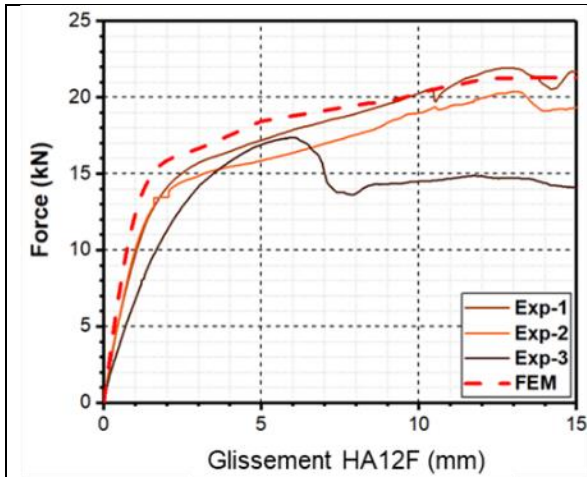


Figure III- 31: Courbes force-glissement de la connexion HA12F (essais et modèle MEF)

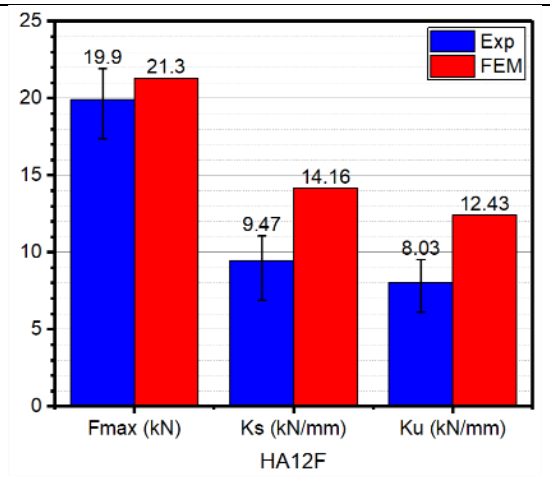


Figure III- 32: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12F - expérimentation et numérique

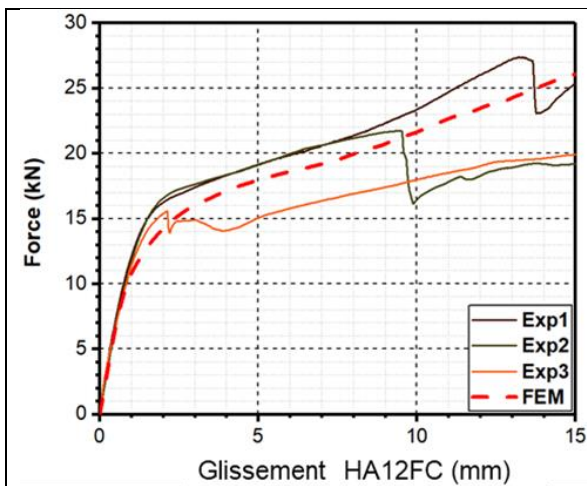


Figure III- 33: Courbes forces glissement de la connexion HA12FC - expérimentation et numérique

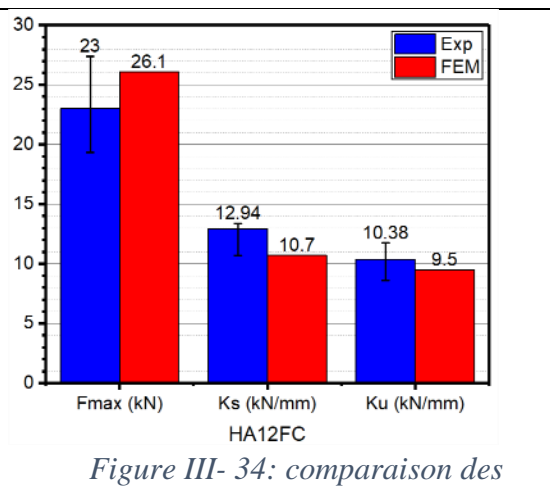


Figure III- 34: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12FC - expérimentation et numérique

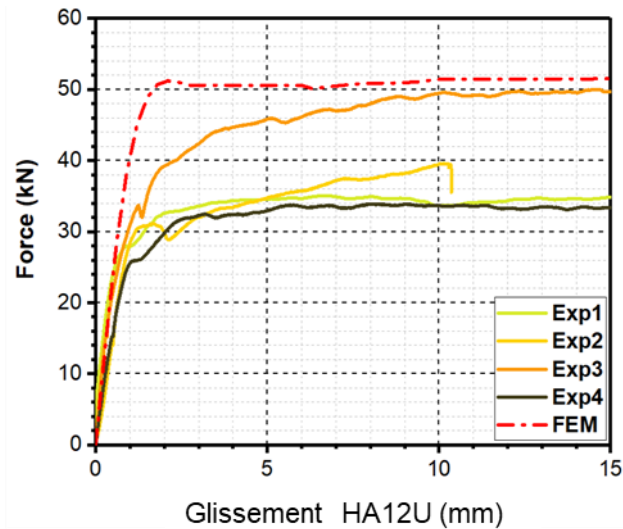


Figure III- 35: Courbes forces glissement de la connexion HA12U - expérimentation et numérique

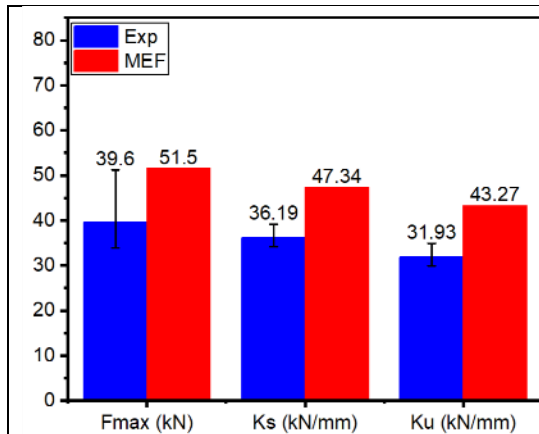


Figure III- 36: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12U - expérimentation et numérique (première phase de charge)

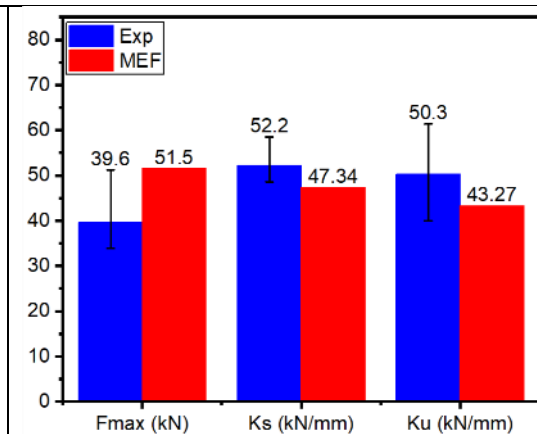


Figure III- 37: comparaison des caractéristiques de la connexion HA12U - expérimentation et numérique (seconde phase de charge)

Tableau III- 6: Ecart MEF et expérimentation en pourcentage

	Fmax	Module Ks	Module Ku
HA12S	5.8%	18.4%	25%
HA12F	7%	50%	55%
HA12FC	13%	-17%	-8,5%
HA12U (première phase de charge)	30%	24%	26%
HA12U (seconde phase de charge)	30%	-10%	16%

La figure III-38 représente une comparaison entre les modes de rupture prédits par le modèle et ceux observés expérimentalement. Le mode de ruine prédit par le modèle est en accord avec ce

qui est observé expérimentalement. Toutefois, pour assurer une comparaison plus précise, des tests supplémentaires devraient être effectués avec une valeur de glissement plus faible (environ 15 mm).

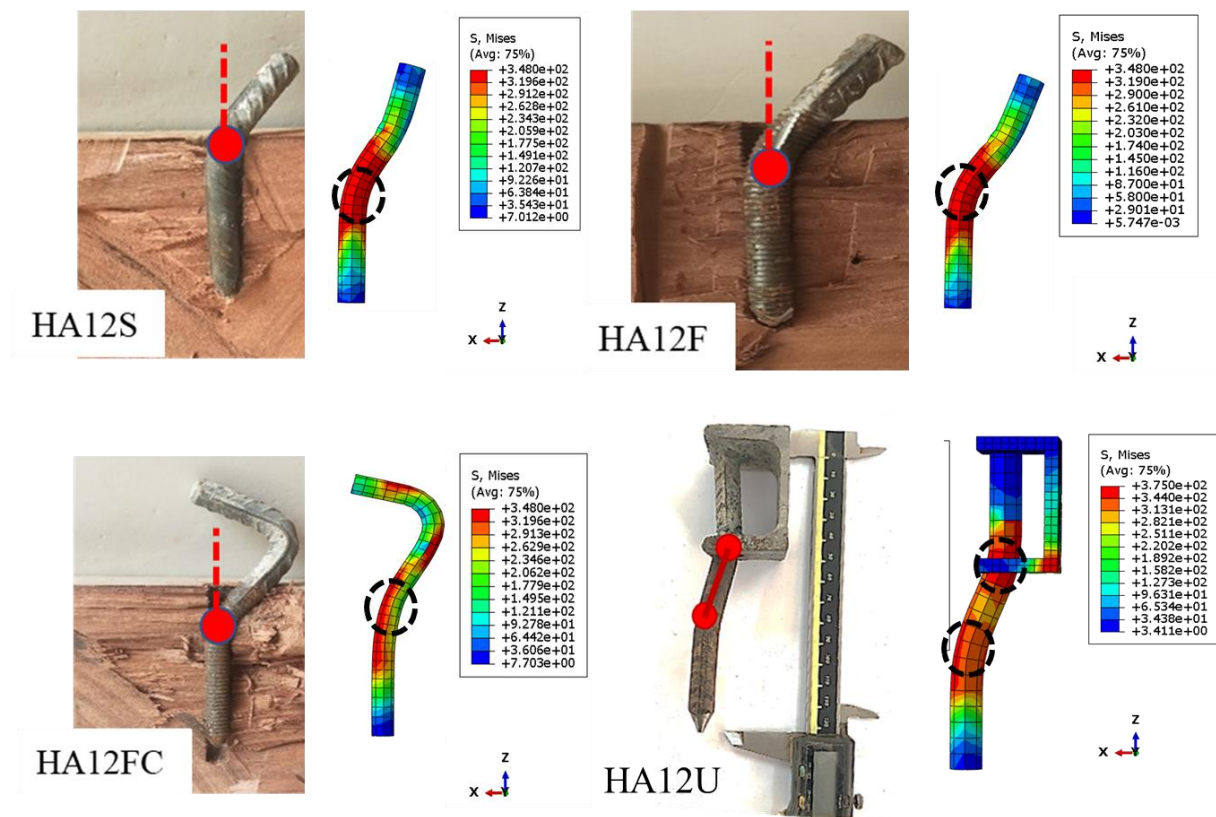


Figure III- 38: Modes de ruines observés (expérimental et numérique)

3.4 Conclusion partielle

Dans cette partie, des essais push out ont été menés sur des connexions par tige d'acier afin d'évaluer d'influence de la géométrie des connecteurs et de déterminer l'apport d'un profilé en U dans la connexion. Après analyses des courbes force glissement et des modes de ruine, l'essentiel des résultats obtenus se décline dans les points suivants :

- En général, Les tiges de 14 mm de diamètre ont de meilleures performances que les tiges de 12 mm de diamètre ;
- Quel que soit le diamètre, le filetage réduit légèrement les performances mécaniques du connecteur ;
- En comparant les résultats d'un connecteur fileté sans le crochet à un connecteur fileté avec crochet, il s'en suit une amélioration des performances mécaniques. Cela est probablement dû au crochet qui sert d'ancrage dans le béton augmentant ainsi la résistance de la connexion.
- La présence du profilé en U permet pratiquement de doubler les valeurs des caractéristiques mécaniques obtenues avec la tige d'acier de 12 mm de diamètre seule ;

A la suite de l'expérimentation, un modèle éléments finis a été développé. L'allure des courbes du MEF est semblable à l'allure des courbes obtenue suites aux expérimentations. Le modèle a permis de prédire avec une bonne précision la force maximale moyenne. Les modules de

CHAPITRE 3 : ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

glissement ont également été prédits par le modèle avec de légères surestimations dans la plupart des cas. Toutefois le modèle doit être amélioré pour mieux estimer la connexion HA12U.

4 CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

4.1 Introduction

Les poutres sont des éléments de structure principalement soumises à la flexion dans les bâtiments. Il en va de même pour les poutres mixtes bois-béton dont le comportement mécanique réel est généralement évalué en réalisant des essais de flexion. Les connecteurs utilisés dans les poutres soumises à la flexion ont été étudiés dans le chapitre 3. Ce chapitre présente les essais de poutres bois-béton testées en flexion 4-points jusqu'à la ruine. Les essais sont menés au Laboratoire Eco Matériaux Et Habitats Durable (LEMHaD) du 2iE. Les résultats d'essais sont comparés à ceux donnés par le modèle éléments finis et les calculs analytiques.

4.2 Matériaux, matériels et méthodes

4.2.1 Matériaux

Les poutres mixtes bois-béton utilisées dans cette étude sont confectionnées avec les mêmes matériaux que ceux utilisés pour les essais push-out. Le bois utilisé pour les essais a une masse volumique avec une valeur moyenne de $623,3 \text{ kg/m}^3$ et un coefficient de variation de 8%.

Les caractéristiques mécaniques du bois ont déjà été vues au chapitre 2. Le béton utilisé dans les essais de flexion a une résistance caractéristique moyenne à la compression, définie à partir de 4 éprouvettes cylindriques, égale à 20,1 MPa avec un Coefficient de variation de 13%.

4.2.2 Description des poutres testées

Au total, 12 poutres sont testées en flexion jusqu'à la ruine. Les poutres ont une longueur de 3,20 m et une portée entre appui de 3,00 m. La poutre en bois a été obtenue au marché local, découpée et rabotée. Elle a une section de $50 \times 150 \text{ mm}^2$. Le choix des dimensions des poutres en bois a été imposé par la disponibilité des sections en bois sur le marché et la longueur du banc d'essai. Le choix des dimensions de la table de béton s'est fait en regardant la formule de l'EC4 pour le calcul de la largeur efficace B_{eff} . Le nombre de connecteurs s'est fait grâce à la méthode de dimensionnement gamma de l'EC5. La dalle de béton a une largeur de 500 mm et une épaisseur de 50 mm. La section mixte associant le bois et le béton est montrée sur la figure IV-1. La figure IV-2 présente une photo du coffrage des poutres mixtes.

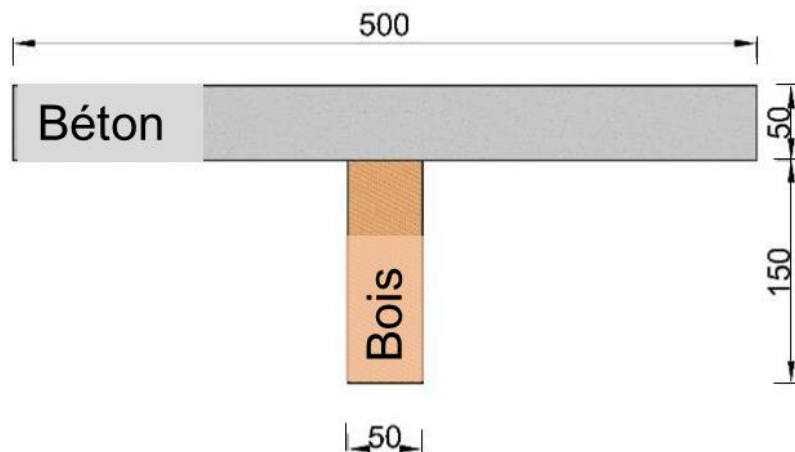


Figure IV- 1: Section transversale de la poutre mixte bois-béton

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

Quatre (04) configurations de poutres mixtes avec trois (03) répétitions pour chaque configuration sont testées. Pour chaque poutre, 16 connecteurs espacés de 20 cm sont utilisés. La première configuration HA12U utilise seulement des connecteurs avec profilés en U (Figure IV- 3) et la deuxième configuration HA12FC est composée de connecteurs par tiges filetées avec crochet (Figure IV- 4). La troisième configuration combine 14 connecteurs HA12FC avec deux connecteurs HA12U disposés aux extrémités de la poutre (Figure IV- 5). La quatrième configuration combine 12 connecteurs HA12FC avec 4 connecteurs HA12U disposés aux extrémités (Figure IV- 6). Le tableau IV-1 résume l'ensemble des configurations testées.

Lors de la campagne d'essais de cisaillement (push-out), les connecteurs HA12U ont été comparés aux autres connecteurs, sans profilé en U, afin de déterminer les plus résistants et les plus rigides. Les résultats ont montré que les connecteurs HA12U étaient les plus performants. Toutefois, ces connecteurs sont également plus coûteux en termes de matériaux et de temps de mise en œuvre, en particulier en raison de l'usinage du bois et du profilé en U. Dans le cadre de cette étude expérimentale, une idée est de tester l'utilisation de ces connecteurs uniquement aux extrémités, où le cisaillement est le plus élevé. De cette façon, les connecteurs les plus rigides seront positionnés aux extrémités et les moins rigides au milieu (configurations 3 et 4). Les résultats de ces configurations combinant deux types de connecteurs seront comparés à ceux des configurations 1 et 2 qui utilisent uniquement un type de connecteur et que nous considérons comme des éprouvettes témoins. Cela permettra de déterminer si l'utilisation de deux types de connecteurs peut offrir une alternative économique et efficace en termes de résistance et de rigidité, tout en réduisant les coûts de matériaux et de temps de mise en œuvre.

Les poutres étant simplement appuyées, les connecteurs sont orientés de manière à reprendre le mieux possible l'effort de cisaillement d'après les travaux de (Djoubissie, 2015).



Figure IV- 2: coffrage des poutres et armatures avant coulage de béton

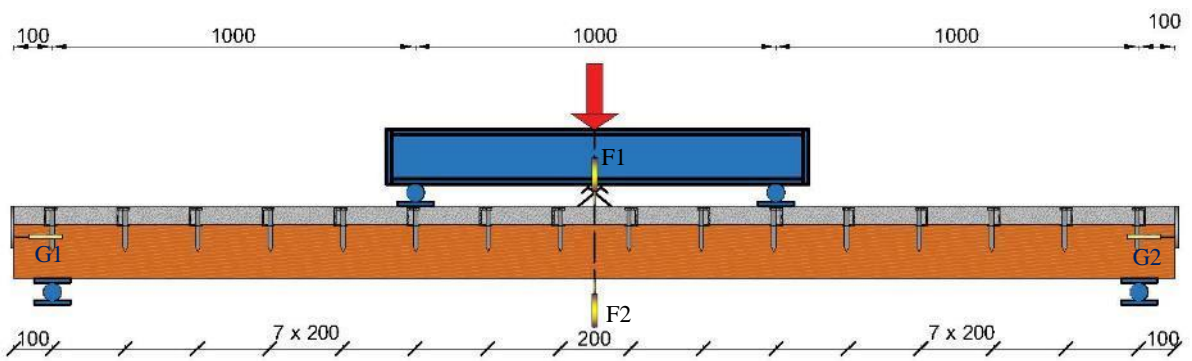


Figure IV- 3: Configuration 1 – poutre avec connecteurs en U (PT-HA12UA)

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

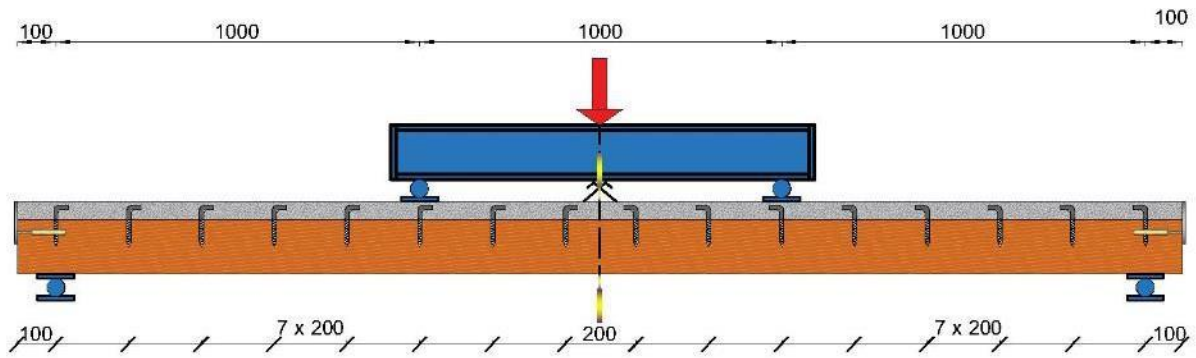


Figure IV- 4: Configuration 2 – poutre avec connecteurs par tige filetée et crochet (PHA12FC)

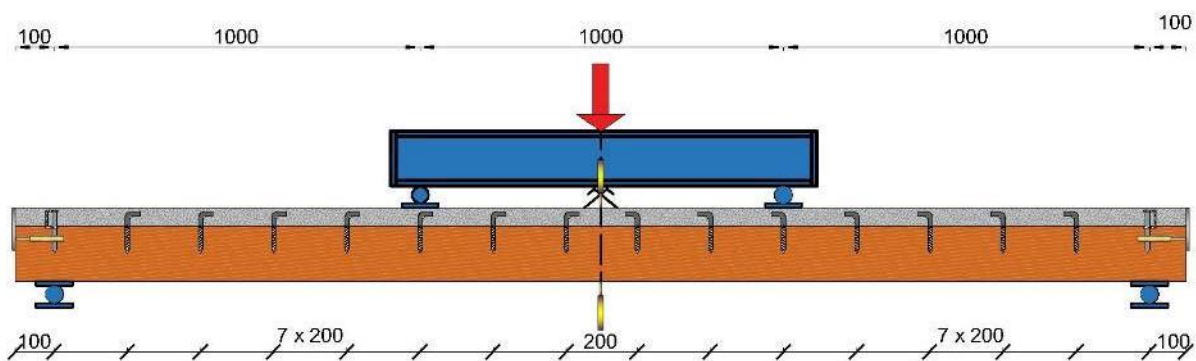


Figure IV- 5 : Configuration 3-poutre combinant deux types de connecteurs (PIUHA12FC)

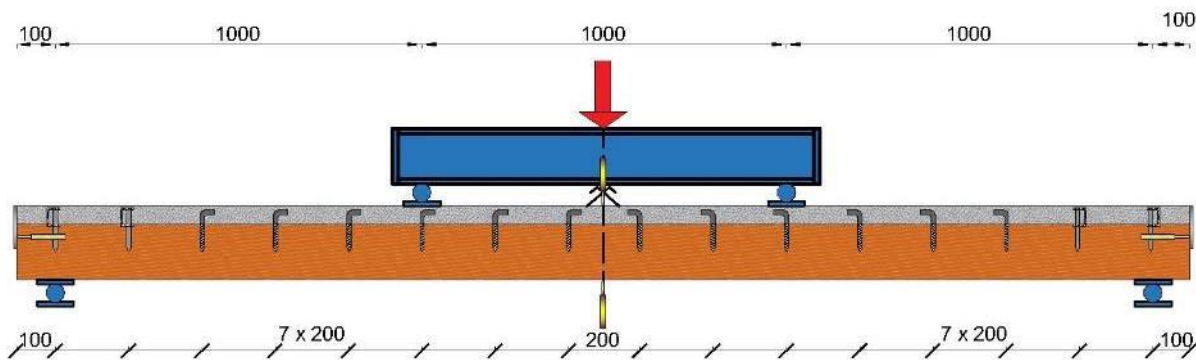


Figure IV- 6: Configuration 4- poutre combinant deux types de connecteurs (P2UHA12FC)

Tableau IV - 1: Description des poutres

Essais de flexion	Nombres de poutres	Connecteurs utilisés	Espacement des connecteurs (cm)	Nombre de connecteurs par poutre
Configuration 1	3	HA12U	20	16
Configuration 2	3	HA12FC	20	16

Configuration 3	3	1 HA12U à chaque extrémité + HA12FC	20	16
Configuration 4	3	2 HA12U à chaque extrémité + HA12FC	20	16

4.2.3 Protocole expérimental

Cette étude a pour but de mener des essais de flexion 4-points sur des poutres mixtes bois-béton. Les essais sont réalisés à l'aide d'un banc d'essai métallique, comme indiqué sur la figure IV-8. Un vérin hydraulique est utilisé pour appliquer une charge avec une vitesse réglable, tandis qu'un capteur de force est placé au-dessus du chevêtre pour enregistrer la charge appliquée. La distance entre les points d'appui et les points de chargement est fixée à 1 m. Pour mesurer le glissement relatif à l'extrémité de la poutre entre la dalle de béton et le bois, deux capteurs de déplacement G1 et G2 de 50 mm de course maximale sont disposés aux extrémités des poutres. Ces capteurs permettent de mesurer le glissement des deux côtés pour tous les essais. Deux autres capteurs de déplacement, F1 et F2, sont utilisés pour enregistrer la flèche. Un capteur enregistre la flèche au-dessus de la dalle de béton, tandis que le second capteur enregistre la flèche en dessous de la poutre en bois. La position des connecteurs et des capteurs pour chacune des 4 configurations de poutre testées est présentée sur les figures IV-3 à IV-6. La figure IV-7 présente une illustration du portique d'essai de flexion. La figure IV-8 montre une image du dispositif expérimental, tandis que les figures IV-9 et IV-10 montrent la position des capteurs de flèche.

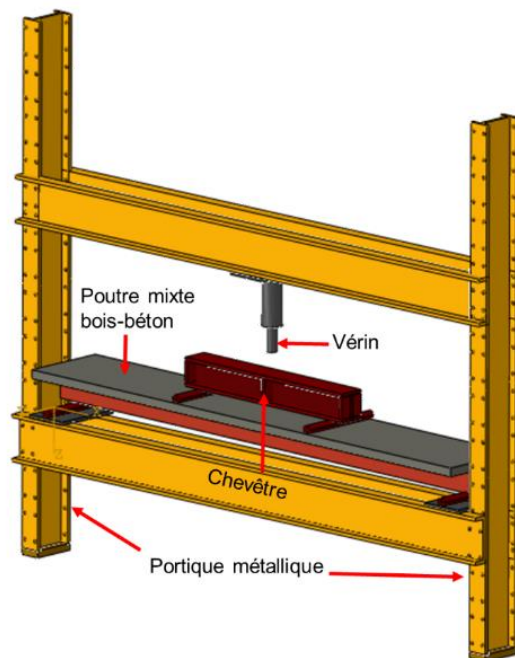


Figure IV- 7: illustration du portique d'essai de flexion

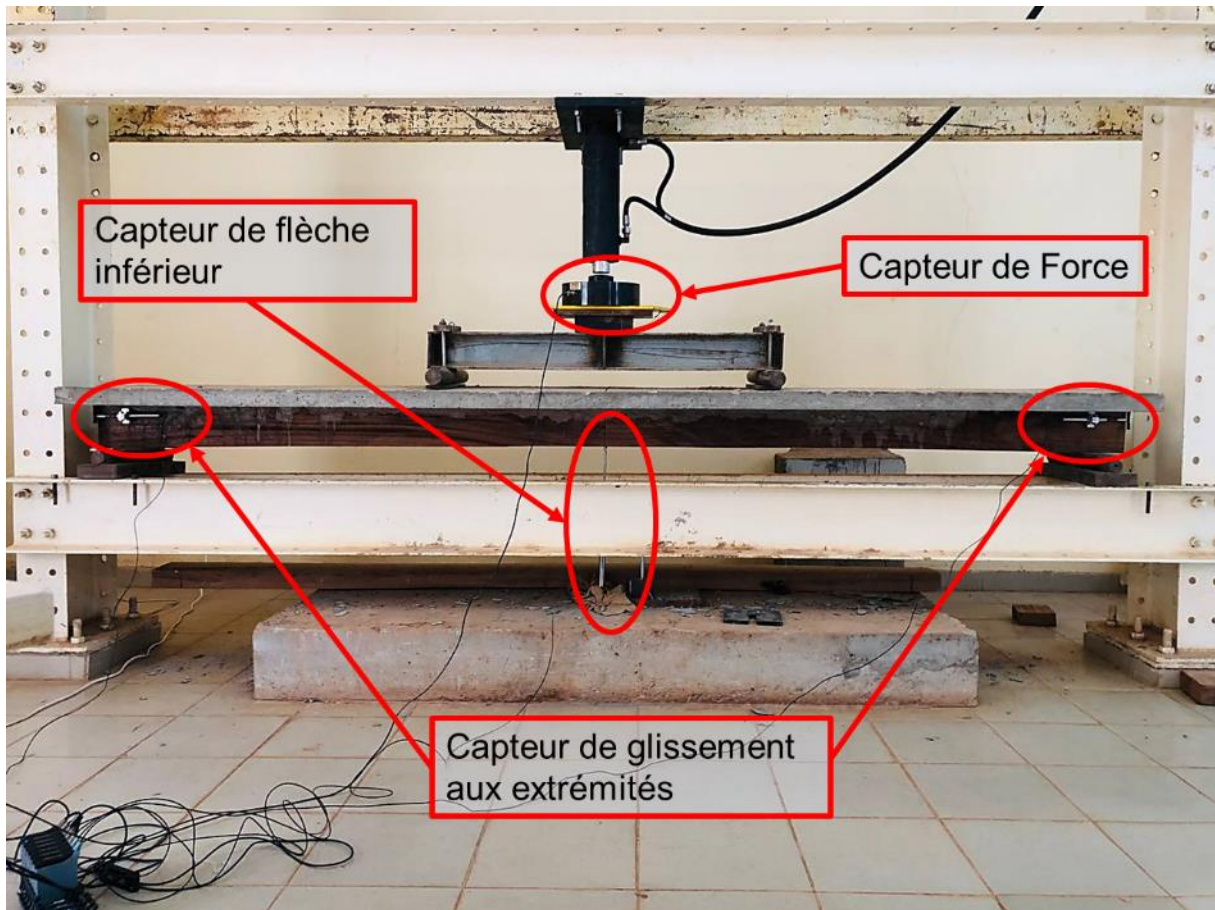


Figure IV- 8: photo du dispositif expérimental

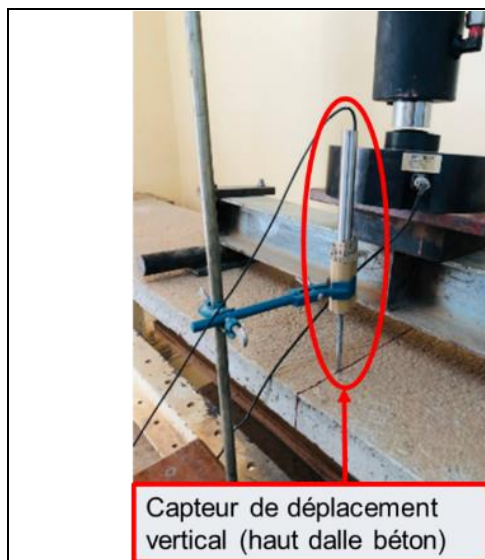


Figure IV- 9: position du capteur de flèche sur la dalle de béton



Figure IV- 10: position du capteur de flèche sous la poutre de bois

4.2.4 Description du Modèle éléments finis (MEF)

Les paramètres du modèle éléments finis utilisé pour l'essai push-out sont conservés pour la simulation de l'essai de flexion. La moitié de la poutre a été modélisée en tenant compte de la symétrie. La figure IV-11 présente les conditions aux limites de la poutre mixte. Le modèle éléments finis permet d'obtenir les courbes force-flèche dont la rigidité flexionnelle est comparée à celles des essais et du calcul analytique. La figure IV- 12 présente une illustration du maillage de la poutre mixte.

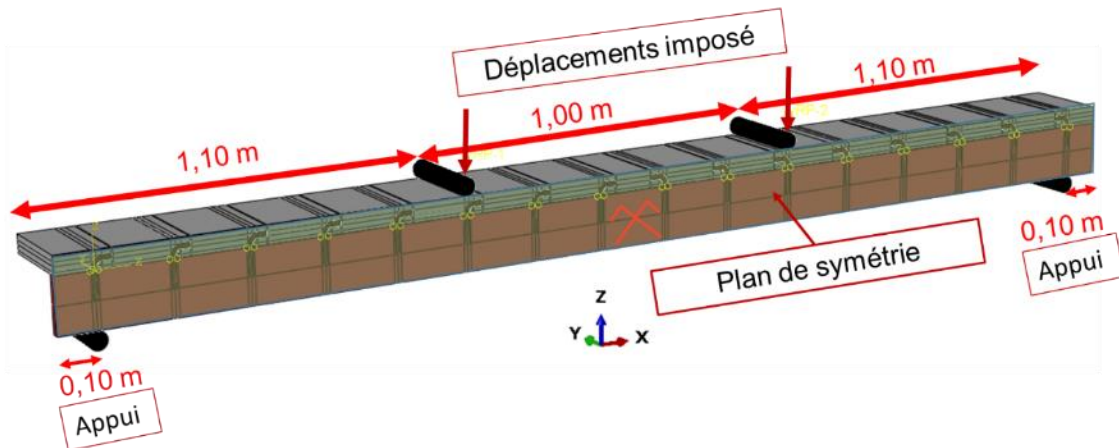


Figure IV- 11: Conditions aux limites

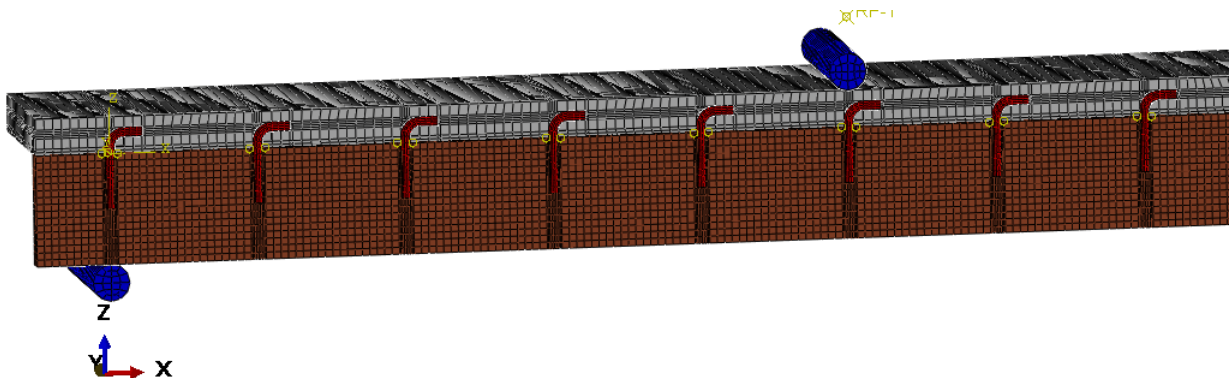


Figure IV- 12: illustration du maillage de la poutre mixte en flexion 4 points

4.3 Résultats

4.3.1 Courbes et modes de ruine

Les figures IV-13 et IV-14 présentent les courbes force-flèche et force-glissement des 12 poutres mixtes bois-béton testées. Dans l'ensemble, les courbes sont linéaires jusqu'à un point que nous appelons point de limite élastique qui marque la transition entre le comportement élastique de la poutre et le comportement plastique. Au-delà de ce point, on observe la déformation plastique de la poutre mixte. Pour toutes les configurations, à l'exception de la configuration 2 (PHA12FC), un spécimen de poutre mixte a cédé à environ 20 kN de charge. Toutes les poutres qui ont cédé à environ 20 kN de charge ont présenté le même mode de rupture, à savoir une rupture par cisaillement des fibres du bois.

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

Les figures IV-15, IV-19, IV-23 et IV-24 présentent pour chaque configuration de poutres prises individuellement les courbes force-flèche obtenues. Sur les meme figures, il a été juxtaposé aux courbes expérimentales les courbes force-flèche (en tiret rouge) obtenues à l'aide du modèle éléments finis et les droites obtenues par la méthode gamma analytique de l'Eurocode 5. Cette méthode (voir annexe A-1-1 pour les formules et un détail du calcul) consiste à déterminer les rigidités des éléments en bois et en béton qui composent la poutre mixte, puis à les combiner pour obtenir la rigidité de la poutre mixte. Plus précisément, la méthode gamma se base sur la combinaison des rigidités en flexion des éléments en bois et en béton selon un coefficient gamma, qui varie en fonction de la position de la fibre neutre de la poutre mixte. Ce coefficient gamma est déterminé en utilisant une méthode itérative, qui consiste à ajuster la position de la fibre neutre de la poutre jusqu'à obtenir un équilibre des contraintes entre les éléments en bois et en béton.

A l'aide de la méthode gamma de l'Eurocode 5, le comportement des poutres mixtes en tenant compte des paramètres de la rigidité des connexion (K_s et K_u), le comportement des poutres mixtes en connexion totale (gamma =1), nulle (gamma=0) et en considérant uniquement le bois seul (sans la dalle de béton) sont également représenté sur les figures.

Le mode de ruine des poutres mixtes bois-béton dépend de plusieurs facteurs tels que la qualité de la conception (les connecteurs équipant la poutre), la qualité des matériaux utilisés (le bois et le béton), le procédé expérimental et les conditions environnementales auxquelles la poutre est soumise. En général, les poutres mixtes peuvent être soumises à la déformation, à la fissuration, à la dégradation du bois et à la corrosion des barres d'armatures en acier. Lorsque les conditions deviennent critiques, la poutre peut céder en raison de la rupture de l'acier ou de la rupture du bois.

En flexion, le bois peut subir différents types de rupture, chacune ayant des conséquences sur la performance mécanique de la structure. Les types de rupture courants incluent :

- Rupture par compression : Cette rupture se produit lorsque la section en compression de la poutre en bois subit une déformation excessive et ne peut plus supporter la charge appliquée.
- Rupture par traction transversale : Cette rupture se produit lorsque la section en traction de la poutre en bois subit une déformation excessive et ne peut plus supporter la charge appliquée. Cela entraîne généralement un décollement des fibres du bois.
- Rupture par cisaillement : Cette rupture se produit lorsque les fibres du bois sont coupées par le mouvement relatif des sections adjacentes de la poutre en bois en flexion.

Dans cette section, il sera présenté aussi les différents modes de ruine observés lors des expérimentations menées pour chacune des configurations de poutre.

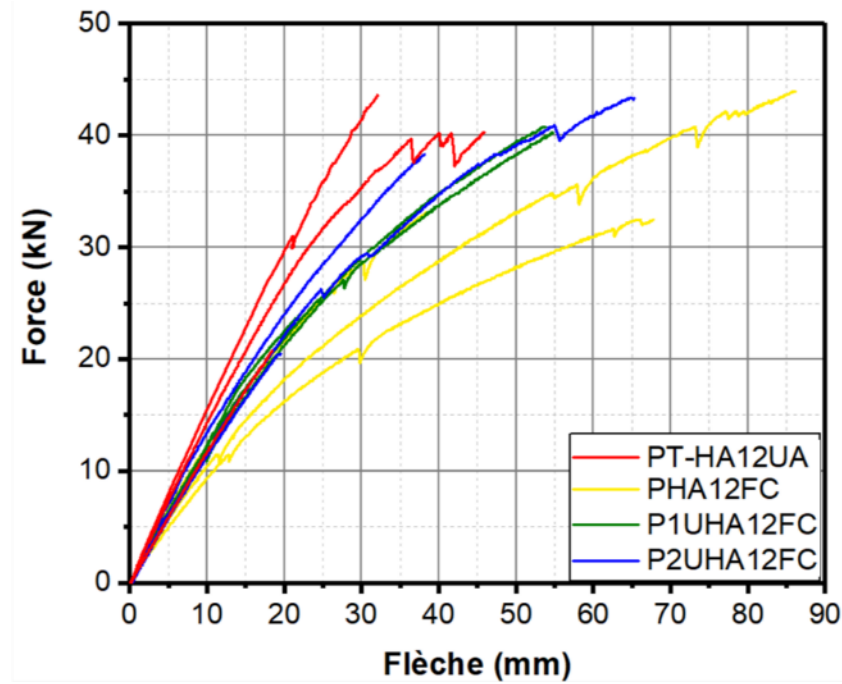


Figure IV- 13: courbes force-flèche pour toutes les poutres testées

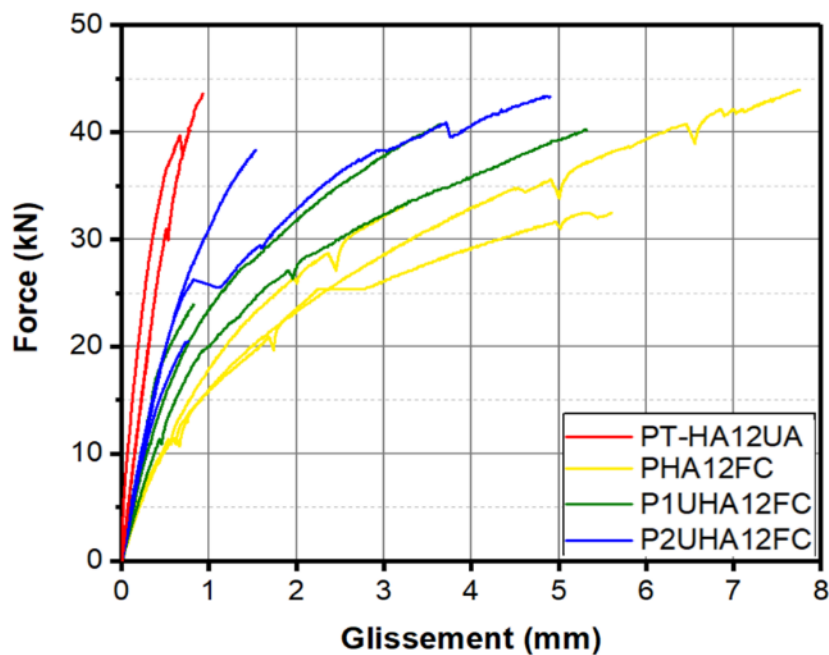


Figure IV- 14: courbe force-glissement pour tous les lots de poutre

4.3.1.1 Poutres mixtes PT-HA12UA

La figure IV-15 présente les courbes force-flèche (expérimentales, analytique et numérique) des poutres de la configuration 1 encore appelé PT-HA12UA. Les courbes obtenues lors des expériences démontrent un profil caractéristique : une phase initiale presque linéaire suivie d'une seconde phase où l'inclinaison de la courbe change brusquement, correspondant à la déformation plastique de la poutre.

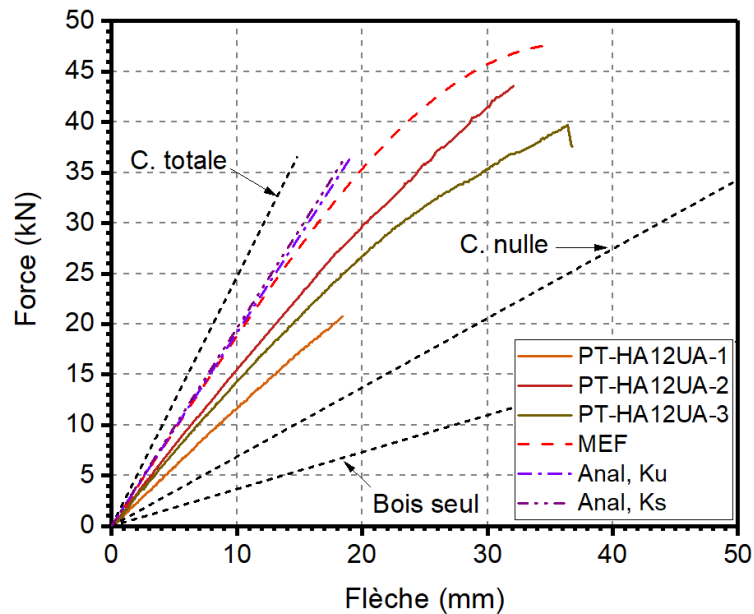


Figure IV- 15: courbes force-flèche pour la connexion PT-HA12UA - expérimentale, numérique et analytique

La ruine de l'éprouvette est caractérisée par celle du bois. La rupture par traction a été obtenue pour deux (02) poutres (figure IV-16) ; cette rupture s'est produite dans le tiers central de la poutre. La rupture par cisaillement a été observée pour la troisième poutre, celle qui a cédé à environ 20 kN de charge (figure IV-17) ; cette rupture s'est produite légèrement à l'extérieur du tiers central de la poutre. Il a été aussi remarqué de la rupture par cisaillement du bois au droit du connecteur montrant l'effet de l'effort de butée sur le bois (figure IV-18) ; cette rupture a été observée pour les poutres qui ont rompu suite à la traction du bois au droit des connecteurs localisés aux extrémités des poutres. Il n'y a pas eu de fissures sur la face supérieure du béton montrant le bon ancrage de ce mode de connexion avec une répartition de contraintes plus favorable en comparaison avec les tiges seules.



Figure IV- 16: Ruine par traction



Figure IV- 17 : ruine par cisaillement

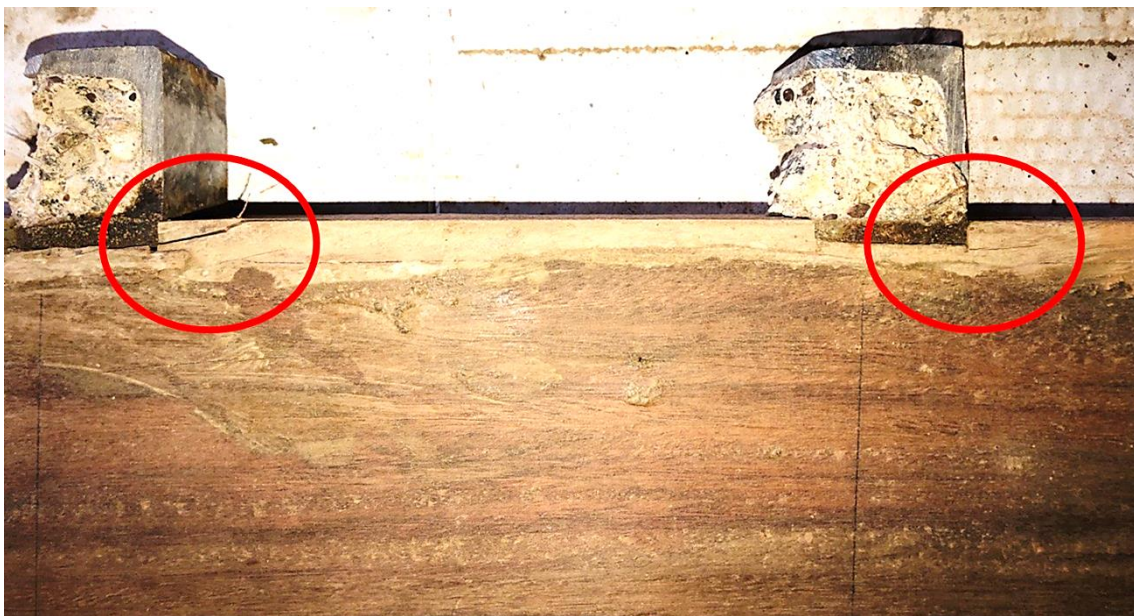


Figure IV- 18 : ruine par cisaillement du bois

4.3.1.2 Poutres mixtes PHA12FC

La figure IV-19 présente les courbes force-flèche (expérimentales, analytique et numérique) des poutres de la configuration 2 encore appelé PHA12FC. Les courbes expérimentales se décomposent en deux phases distinctes : une phase initiale quasi linéaire, suivie d'une seconde phase marquée par un changement de pente, correspondant à la déformation plastique de la poutre. Les poutres de la configuration PHA12FC présentent une déformation plastique plus grande que les poutres de la configuration 1.

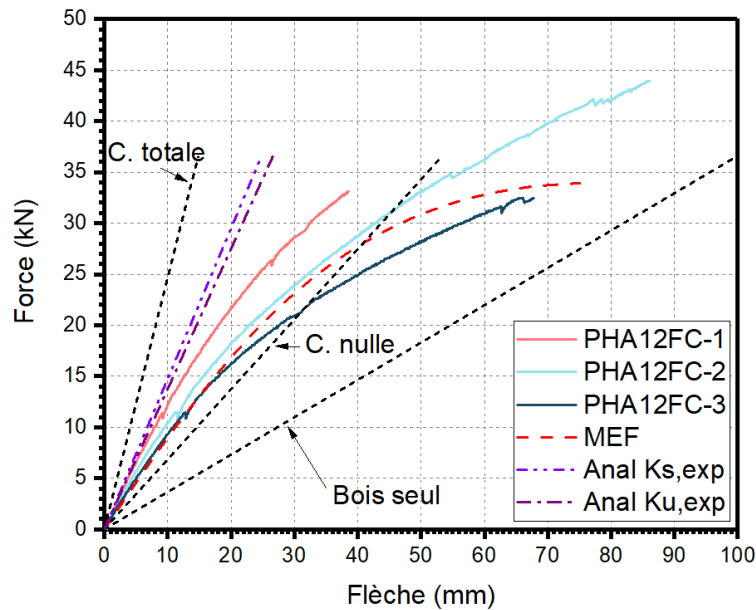


Figure IV- 19: courbes forces flèches pour la connexion PHA12FC - expérimentale, numérique et analytique

La ruine survient par rupture par traction du bois dans le tiers central de la poutre (voire figure IV-20). Il a été aussi observé des fissures longitudinales et transversales sur la face supérieure du béton avant et au moment de la ruine (figure IV-21). La figure IV-22 montre le comportement des connecteurs aux extrémités. Il s’est sans doute produit une rotule dans le bois qui entraîne la déformation des connecteurs. Cette déformation est plus prononcée pour le connecteur de rive montrant que ce dernier est soumis à un effort de cisaillement plus grand entraînant la ruine dans les connecteurs.



Figure IV- 20 : Ruine par traction



Figure IV- 21 : fissures longitudinales et transversales sur la face supérieure du béton

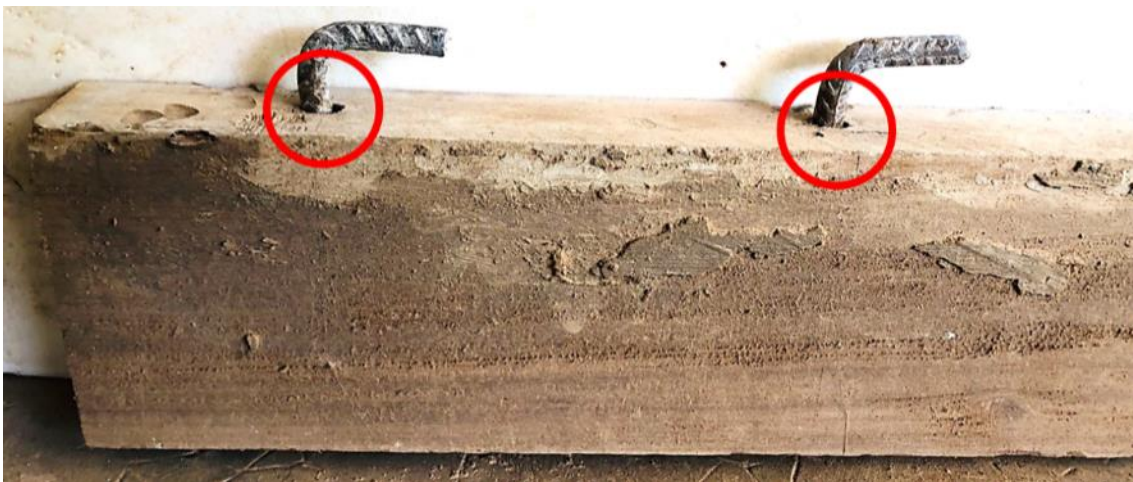


Figure IV- 22 : Déformation des connecteurs de rive

4.3.1.3 Poutres mixtes P1UHA12FC et P2UHA12FC

Les figures IV-23 et IV-24 présentent les courbes force-flèche (expérimentales, analytique et numérique) des poutres des configuration 3 et 4 encore appelées P1UHA12FC et P2UHA12FC. Nous remarquons que les poutres de la configuration 3 ont une déformation plastique plus importante que celle de la configuration 4.

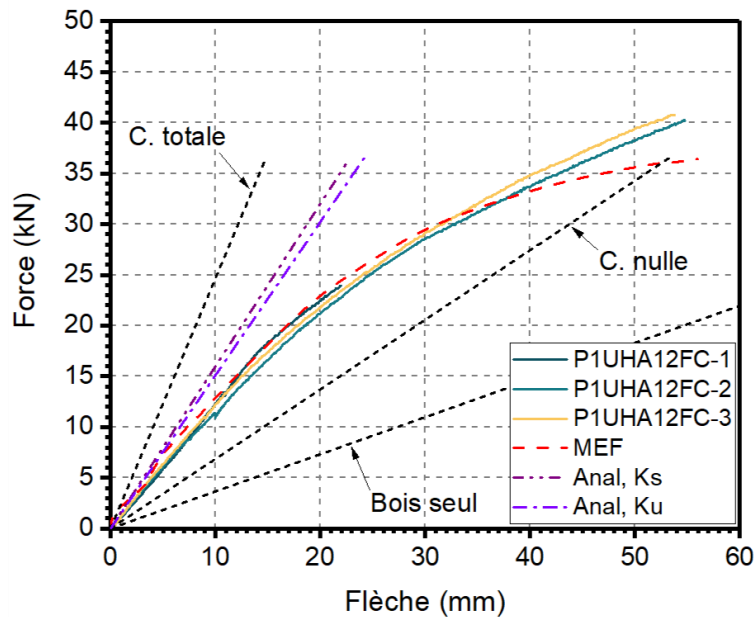


Figure IV- 23: courbes forces flèches pour la connexion P1UHA12FC - expérimentale, numérique et analytique

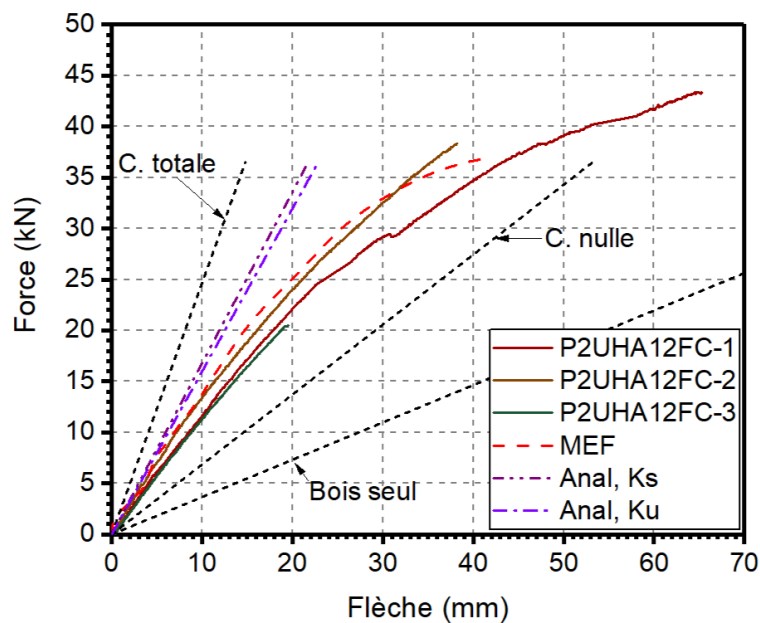


Figure IV- 24: courbes forces flèches pour la connexion P2UHA12FC - expérimentale, numérique et analytique

Les modes de ruines observés pour les poutres de la configuration 3 et 4 regroupent l'ensemble des modes de ruine observés pour les poutres de la configuration 1 et 2. Pour chacune des configurations, il a été observé des ruptures par traction du bois pour deux (02) des poutres et de la rupture par cisaillement pour une des poutres qui survient à environ 20kN de charge. Il a été aussi observé des ruines par cisaillement locales au droit des connecteurs et des fissures transversales des poutres qui apparaissent pour environ 40kN de capacité de résistance (voire figure IV-33).



Figure IV- 25 : Apparition de fissures transversales sur les faces latérales pour 40 kN de charge environ

4.3.2 Analyse et discussions

Les courbes force-flèche et force-glissement sont exploitées pour observer la capacité de résistance (figure IV-26), la flèche (figure IV-27) et le glissement (figure IV-29) et ainsi que le mode de ruine (ductilité). La capacité de résistance à l'état limite de service ELS (figure IV-28) (capacité de la poutre à supporter les charges appliquées pendant la durée de vie de la structure, sans dépasser les limites de déformations ou de contraintes admissibles, tout en conservant ses caractéristiques mécaniques et structurelles requises) et le glissement à l'ELS (figure IV-30) sont également observés. A l'ELS, on détermine la capacité de résistance et le glissement pour une flèche égale à $L/300$ en accord avec le document guide (SIA 260 : Basis of Structural Design, 2003).

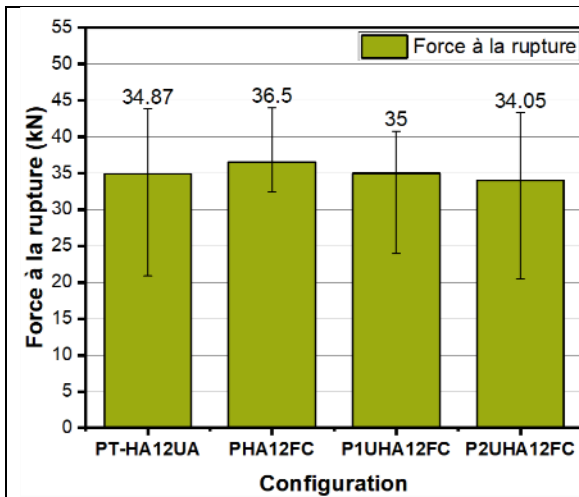


Figure IV- 26 : Force à la rupture pour toutes les poutres testées

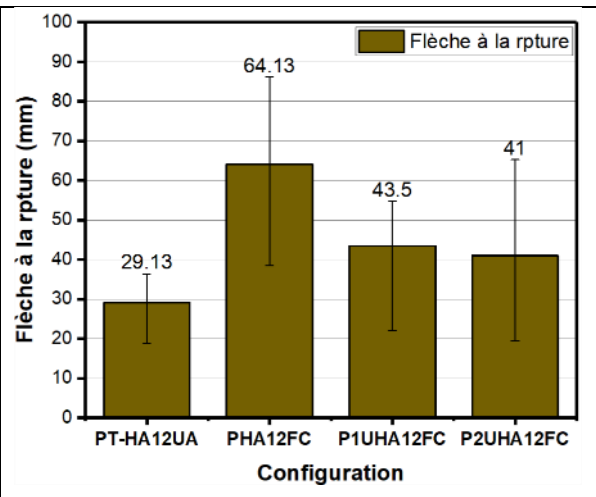


Figure IV- 27: Flèche à la rupture pour toutes les poutres testées

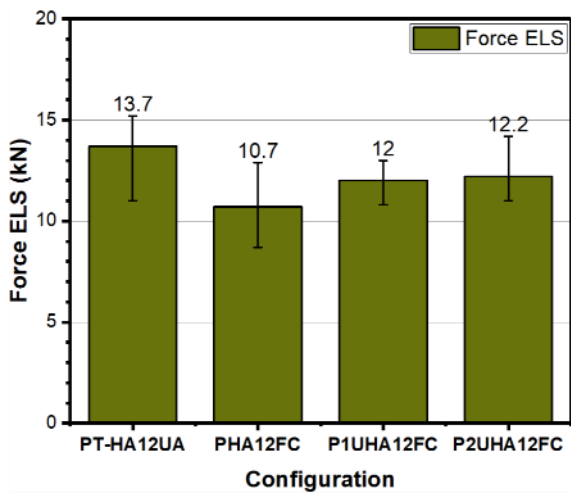


Figure IV- 28: Force à l'ELS pour toutes les poutres testées

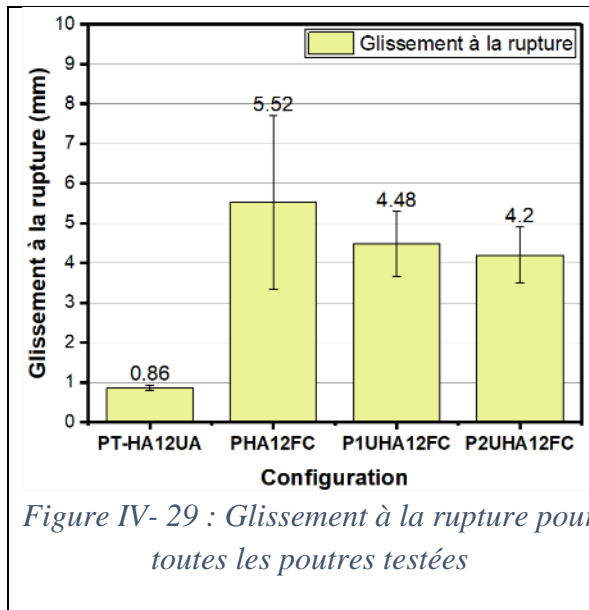


Figure IV- 29 : Glissement à la rupture pour toutes les poutres testées

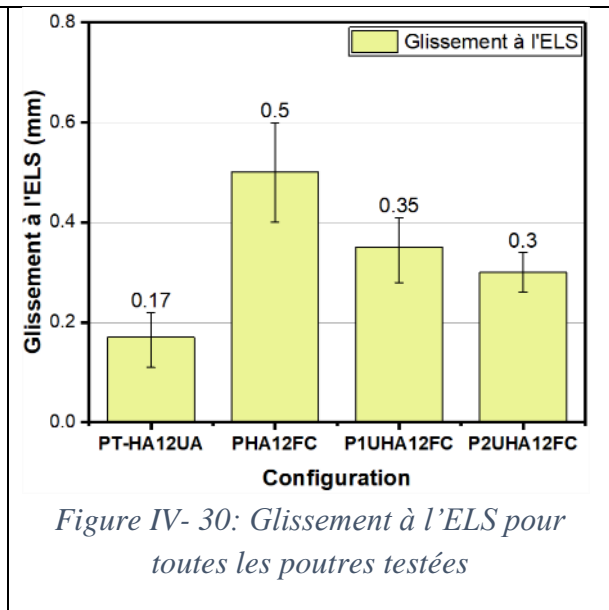


Figure IV- 30: Glissement à l'ELS pour toutes les poutres testées

A partir des courbe force flèche, la déformation plastique Δw_{pl} peut aussi être déterminée par la formule (IV-1). La figure IV-24 montre comment déterminer w_u et w_y . Le ratio de ductilité D_s est obtenu à l'aide de la formule (IV-2). Le comportement de la poutre est dit ductile lorsque D_s est supérieur à 3 (Zwicky, 2009).

$$\Delta w_{pl} = w_u - w_y \tag{IV-1}$$

$$D_s = w_u/w_y \tag{IV-2}$$

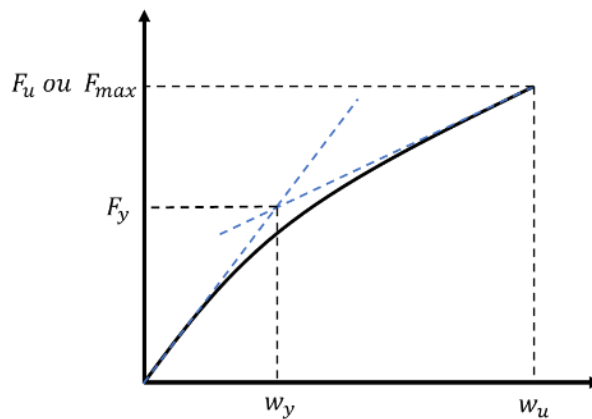


Figure IV- 31 : Détermination des paramètres de calcul de la déformation plastique

La rigidité flexionnelle effective de la poutre est obtenue en considérant la partie linéaire de la courbe force-flèche. La pente Δ de la droite de régression linéaire de la partie de la courbe de l'origine jusqu'à 10% de la charge maximale est utilisée pour calculer la rigidité flexionnelle initiale des poutres. La pente Δ de la droite de régression linéaire de la partie de la courbe de l'origine jusqu'à 30% de la charge maximale est utilisée pour calculer la rigidité flexionnelle effective des poutres. L'équation (IV-3) est utilisée pour déterminer la rigidité flexionnelle des poutres.

$$\Delta = \frac{F}{\delta} = \frac{1296}{23} * \frac{(EI)_{exp}}{L^3} \quad (IV-3)$$

Avec :

Δ : la pente de la partie linéaire de la courbe force-flèche

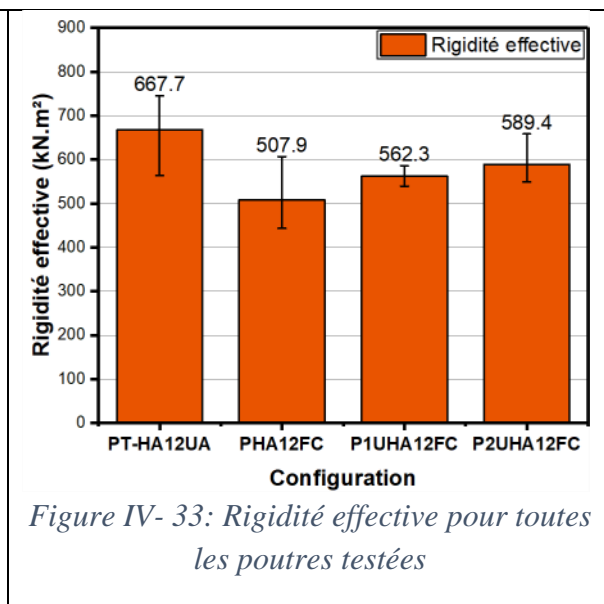
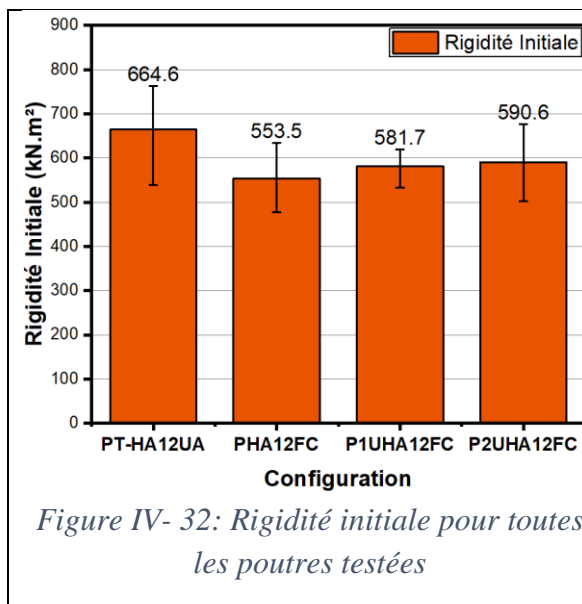
F : Force appliquée

δ : flèche de la poutre pour une charge F appliquée

L : Portée de la poutre

$(EI)_{exp}$: Rigidité flexionnelle de la poutre

Les figure IV-32 et IV-33 présentent respectivement la rigidité initiale et la rigidité effective pour toutes les poutres testées.



L'examen de l'histogramme des capacités résistantes des poutres à l'État Limite de Service (ELS), où l'on mesure la valeur maximale atteinte, met en évidence que les poutres de la configuration 1 (PT-HA12UA) sont en moyenne plus robustes que celles de la configuration 2 (PHA12FC). En effet, la force maximale moyenne atteinte par les poutres de la configuration 1 est de 13,7 kN, alors que celle des poutres de la configuration 2 est de 10,7 kN, ce qui représente une différence de 22%. Cette disparité est attribuable au fait que les poutres de la configuration 1 sont équipées de connecteurs plus rigides et résistants que celles de la configuration 2. Par conséquent, l'action mixte des poutres de la configuration 1 est plus prononcée que celle des poutres de la configuration 2. Cette constatation se confirme lors de l'analyse des courbes force – glissement.

En effet, lorsque l'on observe l'histogramme des glissements, on constate que, en moyenne, les poutres mixtes de la configuration 2 affichent un glissement aux extrémités significativement

plus élevé que celles de la configuration 1, que ce soit à l'ELS ou à la rupture. À la rupture, les poutres de la configuration 1 présentent un glissement relatif moyen aux extrémités de 0,86 mm, une valeur nettement inférieure à celle des poutres de la configuration 2, qui atteint en moyenne 5,52 mm. Les poutres de la configuration 2 enregistrent ainsi une augmentation de 551% du glissement relatif aux extrémités par rapport aux poutres de la configuration 1. À l'ELS, les valeurs moyennes de glissement sont de 0,5 mm pour les poutres de la configuration 2 et de 0,17 mm pour les poutres de la configuration 1.

Lorsque l'on compare la résistance à la rupture, on remarque que les poutres de la configuration 2 affichent en moyenne une force supérieure. Cette différence est due au fait que dans les trois autres configurations, une poutre a toujours rompu à environ 20 kN de charge. La rupture intervient après la rupture par cisaillement de la poutre en bois. En moyenne, les poutres de la configuration 2 présentent une capacité résistante de 36,5 kN, tandis que celle des poutres de la configuration 1 atteint en moyenne 34,87 kN. Il convient de noter que, en observant les barres d'erreur, les poutres de la configuration 1 affichent une valeur de force maximale plus élevée et une valeur de force minimale plus faible que les poutres de la configuration 2.

Après avoir calculé les rigidités effectives pour les différentes configurations de poutres, il est apparu que les poutres de la configuration 1 présentent une rigidité flexionnelle effective de 667,7 kN·m², ce qui est supérieur à celle des poutres de la configuration 2 (507,9 kN·m²). Cette différence s'explique par l'utilisation de connecteurs plus rigides et résistants dans la configuration 1 par rapport à la configuration 2. Par conséquent, la rigidité flexionnelle effective des poutres de la configuration 2 est réduite de 22,5% par rapport à celle des poutres de la configuration 1.

Étant donné que la rigidité est inversement proportionnelle à la flèche, on observe des flèches plus importantes pour les poutres de la configuration 2. À la rupture, la flèche moyenne des poutres de la configuration 2 est de 64,13 mm, tandis que celle des poutres de la configuration 1 est de 29,13 mm, ce qui représente une augmentation de 120% de la flèche pour les poutres de la configuration 2.

Sachant que l'effort de cisaillement est plus important aux extrémités des poutres et que le rôle des connecteurs est de reprendre ces efforts de cisaillement, les poutres des configurations 3 et 4, équipées de connecteurs HA12U aux extrémités, affichent de meilleures performances que celles de la configuration 2. Les poutres de la configuration 4 ont globalement de meilleures performances que celles de la configuration 3, bien que les différences entre ces deux configurations ne soient pas significatives.

L'efficacité des poutres mixtes notée Eff , (présentée également dans l'annexe A-1-1) représente la proportion de la capacité résistante totale de la poutre qui est due à l'action mixte, c'est-à-dire à la collaboration entre le bois et le béton. Cette efficacité dépend de plusieurs facteurs, tels que les caractéristiques géométriques de la poutre, les propriétés mécaniques des matériaux, et la qualité de l'interaction entre le bois et le béton. Elle est exprimée en pourcentage de la capacité résistante totale de la poutre. Pour les poutres de la configuration 2, cette efficacité est de 22%. D'après le tableau IV-3, En utilisant un ou deux connecteurs HA12U en rive, l'efficacité de la connexion passe à 30%. Mais lorsque tous les connecteurs de la poutre mixte

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

sont des connecteurs HA12U, l'efficacité de la connexion passe à 40%. En somme, cette analyse montre que les poutres composées uniquement du connecteur HA12U ont une meilleure action mixte que les poutres constituées uniquement de poutres HA12FC. Il convient de noter que la rigidité flexionnelle initiale des poutres testées (figure IV-25) est du même ordre de grandeur que la rigidité flexionnelle effective (figure IV-26).

L'exclusivité de l'utilisation de connecteurs HA12U pour les poutres mixtes peut ne pas constituer la meilleure option. En effet, ces connecteurs sont non seulement plus coûteux et complexes à fabriquer que les connecteurs HA12FC, mais il est essentiel de tenir compte du fait que les contraintes de cisaillement sont insignifiantes dans le tiers central de la poutre. Les configurations 3 et 4 explorent ainsi la possibilité de combiner les deux types de connecteurs, HA12FC et HA12U. Il est à noter que les poutres de la configuration 4 présentent de meilleures performances que celles de la configuration 3 en termes de capacité de charge, de flèche, de glissement et de rigidité. Cependant, ces améliorations ne sont pas statistiquement significatives. L'utilisation d'un unique connecteur HA12U à l'extrémité des poutres (configuration 3) conduit à une augmentation de la capacité de charge de 11% par rapport aux poutres de la configuration 2, où seuls les connecteurs par tiges d'acier sont utilisés. La flèche est réduite de 15,39%, le glissement relatif à la rupture diminue de 19%, et la rigidité flexionnelle effective augmente de 12%.

En moyenne, la ductilité des poutres étant inférieure à 3, toutes les poutres devraient être considérées comme fragiles. Il faudra préciser que les poutres de la configuration 2 présentent un comportement plus ductile que toutes les autres poutres ($D_s = 2,9 \sim 3$). Dans le cadre des expérimentations menées, plus il y a de connecteur HA12FC dans la poutre, plus la poutre a un comportement ductile (tableau IV-2 et IV-3).

A la fin de l'analyse, de toutes les configurations testées, les poutres de la configuration 3 offrent un compromis optimal entre la capacité portante, la ductilité et le coût.

Tableau IV - 2 : paramètres d'analyses des poutres mixtes testées

Poutres	<i>Force à la rupture</i>	<i>Flèche à la rupture</i>	<i>Glissement à la rupture</i>	<i>Ductilité</i>	<i>Déformation plastique</i>
	Fmax [kN]	mm	mm	D_s	mm
<i>PT-HA12UA</i>	34,87 (CV=35,4%)	29,13 (CV=31,7%)	0,86 (CV=0,07%)	1,1 (CV=65,7%)	14,64 (CV=30,5%)
<i>PHA12FC</i>	36,5 (CV=7,5%)	64,13 (CV=22,87%)	5,52 (CV=2,18%)	2,9 (CV=23,9%)	42,25 (CV=48,8%)
<i>PIUHA12FC</i>	35 (CV=27,4%)	43,5 (CV=42,9%)	4,48 (CV=0,82%)	2,1 (CV=25,9%)	22,89 (CV=61,9%)
<i>P2UHA12FC</i>	34,05 (CV=35,2%)	41 (CV=56,1%)	4,2 (CV=0,7%)	1,5 (CV=66,6%)	25,24 (CV=36%)

Tableau IV - 3: paramètres d'analyses des poutres mixtes testées (suite)

<i>Poutres</i>	<i>Force à l'ELS</i>	<i>Glissement à l'ELS</i>	<i>à Rigidité initiale</i>	<i>Rigidité effective</i>	<i>Efficacité Eff</i>
	Fmax [kN]	Glissement l'ELS [mm]	à (EI) _{exp} [kN.m ²]	(EI) _{exp} [kN.m ²]	
<i>PT-HA12UA</i>	13,7 (CV=13,5%)	0,17 (CV=32,6%)	664,6 (CV=17,4%)	667,7 (CV=14,5%)	40%
<i>PHA12FC</i>	10,7 (CV=13,8%)	0,5 (CV=19,4%)	553,5 (CV=14,2%)	507,9 (CV=14%)	22%
<i>PIUHA12FC</i>	11,8 (CV=6,9%)	0,35 (CV=18,34%)	581,7 (CV=7,7%)	562,3 (CV=4,03%)	30%
<i>P2UHA12FC</i>	12,16 (CV=10,8%)	0,3 (CV=12,3%)	590,6 (CV=14,8%)	589,4 (CV=8,3%)	30%

4.3.3 Comparaisons entre les différentes méthodes (expérimentales, analytiques et numérique)

L'un des objectifs fondamentaux de cette campagne expérimentale sur les poutres mixtes est de recueillir suffisamment de données pour les comparer aux méthodes de calculs analytiques et expérimentales existantes. Pour cela, il est nécessaire de vérifier l'applicabilité des formules de l'EC5 et de valider le modèle éléments finis (MEF) développé pour la conception et l'analyse des poutres mixtes. Cette comparaison se base sur plusieurs paramètres, notamment la rigidité flexionnelle, la capacité de résistance ultime et la capacité de résistance en service. Les paramètres de comparaison sont déterminés en effectuant des essais expérimentaux sur des poutres mixtes, ainsi qu'en utilisant le modèle MEF et les calculs analytiques. Les données recueillies sont ensuite analysées pour évaluer la capacité de chaque méthode à prédire avec précision les performances des poutres mixtes en termes de rigidité flexionnelle, de capacité de résistance ultime et de capacité de résistance en service. Les résultats de cette campagne expérimentale seront donc très utiles pour évaluer la fiabilité des méthodes de calcul actuelles et améliorer leur précision en tenant compte des caractéristiques spécifiques des poutres mixtes bois-béton. En fin de compte, cela permettra de garantir une conception et une construction plus sûres et plus efficaces des poutres mixtes bois-béton pour diverses applications dans l'industrie de la construction. Les comparaisons s'appuient sur les essais, les résultats du modèle éléments finis et les calculs analytiques représentés sur les figures IV-15, IV-19, IV-23 et IV-24.

4.3.3.1 Rigidité flexionnelle

Pour calculer la rigidité flexionnelle analytique des poutres mixtes bois-béton, la méthode gamma décrite dans l'annexe B de l'Eurocode 5 a été utilisée (voir annexe A-2 pour un exemple). La rigidité de la poutre mixte est calculée en utilisant les rigidités des éléments en bois et en béton combinées avec le coefficient gamma. Les caractéristiques mécaniques et géométriques du bois et du béton sont utilisées dans les calculs, en utilisant des valeurs moyennes. La méthode utilisée pour déterminer la rigidité flexionnelle expérimentale et

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

numérique est la même, car elle s'appuie sur la courbe force-flèche. Les résultats des rigidités flexionnelles des poutres mixtes étudiées sont présentés dans les tableaux IV-4 et IV-5 et la figure IV-34.

Tableau IV - 4: Rigidités flexionnelles des poutres mixtes - expérimentales et analytiques

Poutres	$(EI)_{ana.}$ [kN.m ²]	$(EI)_{exp.}$ [kN.m ²]	Ecart (EXP/ANA.) $100 \times \frac{(EI)_{ana.} - (EI)_{exp.}}{(EI)_{ana.}}$	$\frac{(EI)_{exp}}{(EI)_{ana.}^{nulle}}$	$\frac{(EI)_{exp}}{(EI)_{ana.}^{total}}$
PT-HA12UA	917,43 (CV=18,6%)	656,9 (CV=14,5%)	28%	2,04	0,57
PHA12FC	705,85 (CV=7,5%)	508,76 (CV=14%)	28%	1,58	0,44
P1UHA12FC	750,33 (CV=8,3%)	568,5 (CV=4,03%)	24%	1,77	0,49
P2UHA12FC	786,98 (CV=11,1%)	571,53 (CV=8,3%)	27%	1,78	0,49
CONNEXION TOTALE	1156,2				
CONNEXION NULLE	321,56				
BOIS SEUL	171,56				

Tableau IV - 5: Rigidités flexionnelles des poutres mixtes - expérimentales et numériques

POUTRES	$(EI)_{num.}$ [kN.m ²]	$(EI)_{exp.}$ [kN.m ²]	Ecart (Exp / num) $100 \times \frac{(EI)_{num.} - (EI)_{exp.}}{(EI)_{num.}}$
PT-HA12UA	903,9	656,9 (CV=14,5%)	27%
PHA12FC	452,39	508,76 (CV=14%)	-12%
P1UHA12FC	646,11	568,5 (CV=4,03%)	12%
P2UHA12FC	678,04	571,53 (CV=8,3%)	16%

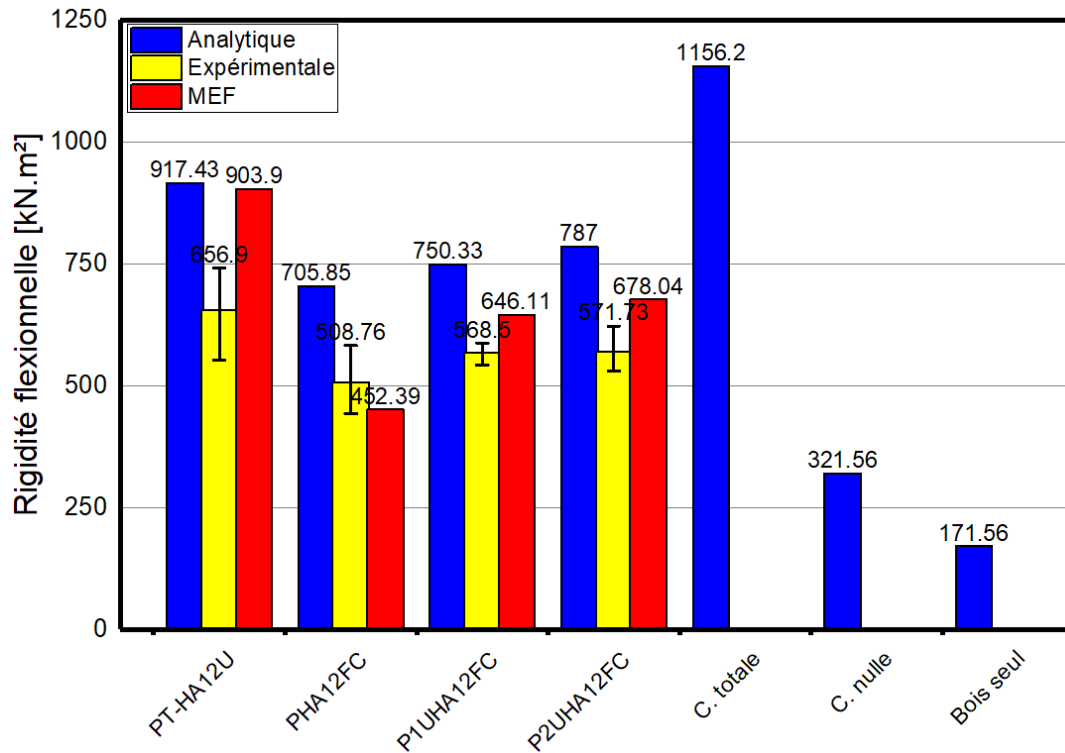


Figure IV- 34 : Comparaison des rigidités flexionnelles analytiques, expérimentales et numériques

Il est observé que la méthode analytique surestime la rigidité flexionnelle de la poutre mixte bois-béton PT-HA12U de 28 % tandis que le modèle numérique la surestime de 27%. La rigidité flexionnelle de la poutre mixte bois-béton équipée uniquement des connexions HA12FC est surestimée par la méthode analytique de 28% également. La rigidité expérimentale est sous-estimée de 12% par le modèle numérique. Le modèle analytique surestime la rigidité flexionnelle des poutres P1UHA12FC et P2UHA12FC de respectivement 24 et 27 %. Quant au modèle numérique, cette surestimation est de respectivement de 12% et de 16 %. On peut remarquer que les surestimations du modèle analytique sont dans le même ordre de grandeur (24% à 28 %) contrairement au modèle éléments finis.

Pour ce qui est de l'explication de la surestimation par les modèle analytique et numérique, on peut trouver une explication à ce phénomène dans les travaux de (Djoubissie, 2018) qui disait que lors de l'essai, il y a eu un soulèvement de la dalle de béton qui a pu empêcher la connexion d'agir efficacement. Cela a également été observé dans le cadre des travaux actuels (voire figure IV-34). Toutefois plusieurs auteurs avaient déjà remarqué que la méthode gamma surestimait les résultats de la connexion ((Turrini & Piazza, 1983) et (Ceccotti, 1995)).



Figure IV- 35 : photo du soulèvement de la dalle de béton

4.3.3.2 Capacité de résistance ultime

Pour toutes les configurations de poutres mixtes bois-béton étudiées, il a été déterminé la capacité de résistance ultime présentée sur l'histogramme de la figure IV-35. Une comparaison est faite encore une fois entre les capacités de charge obtenues analytiquement, expérimentalement et numériquement.

Un calcul de résistance élastique en flexion en considérant le bois comme matériau de référence est utilisé pour déterminer la capacité de charge ultime de manière analytique et aussi de manière numérique. La formule utilisée est la formule (IV-4). La variabilité de la rigidité des connexions et de la résistance du bois en flexion est prise en compte dans le calcul.

$$F_u = \frac{8 EI f_m}{E_t(2a_t + h_t)(L - a)} \quad (IV-4)$$

Avec

EI : la rigidité de la poutre

f_m : la résistance du bois à la flexion (voir chapitre 2)

L : la portée de la poutre

a : la distance entre les points d'application de la charge.

a_t : la distance entre le centre de gravité de la section du bois et celle de la poutre mixte

h_t : la hauteur de la poutre en bois

E_t : le module longitudinal de la poutre en bois

Comme on peut le remarquer sur la figure IV-36, le modèle analytique et le modèle éléments finis surestiment la capacité de charge ultimes pour les poutres de configuration PT-HA12U, P1UHA12FC et P2UHA12FC. Par contre les modèles analytique et numérique ont sous-estimé la capacité de charge ultime des poutres de la configuration PHA12FC. Les taux sont indiqués

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

dans le tableau IV-6. Aucune piste ne permet d'expliquer cette différence pour l'instant. D'autres investigations à plus grande échelle pourraient être utile pour déterminer la provenance de ces différences.

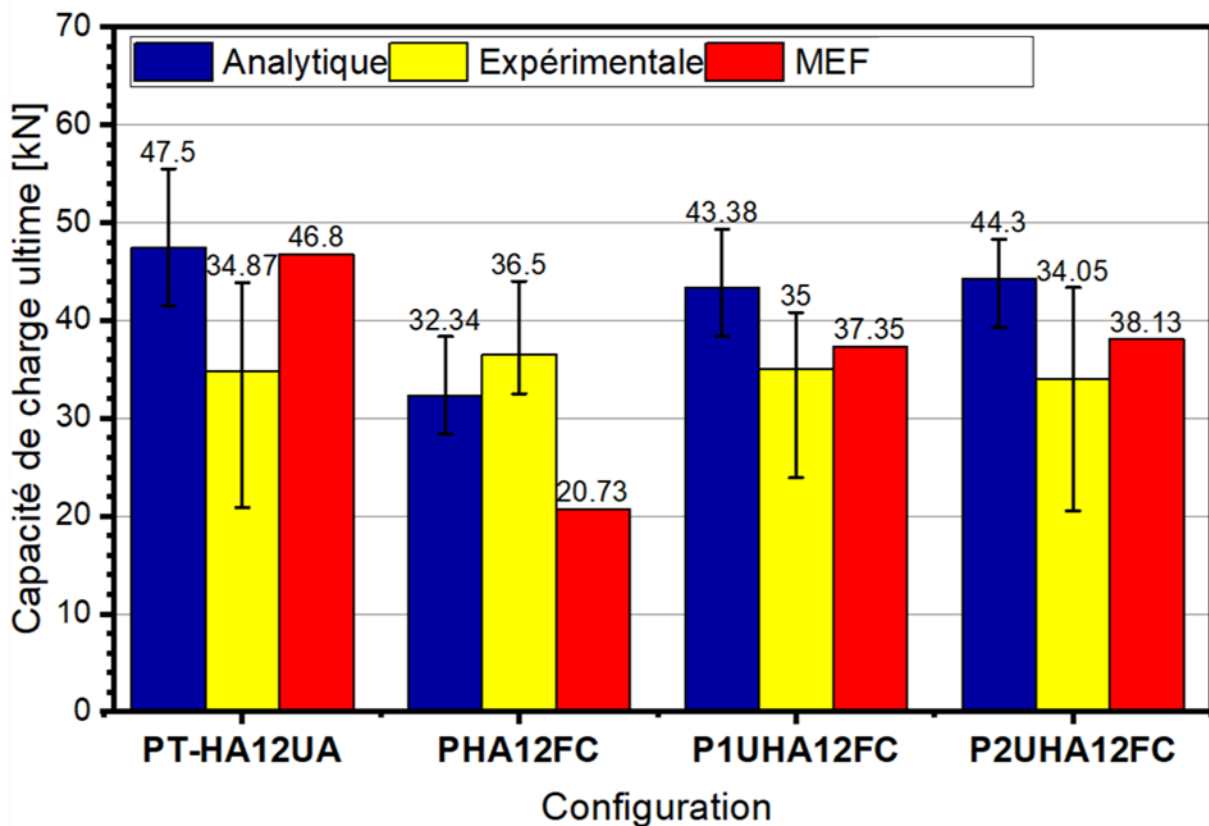


Figure IV- 36 : Comparaison des capacités de charge des poutres mixtes testées à court terme aux états limites ultimes – analytique, expérimentale et numérique.

Tableau IV - 6: Ecarts de prédiction des capacités de charge des poutres mixtes testées à court terme aux états limites ultimes

	<i>Ecart (experimentation /Analytique)</i> $100 \times \frac{(F_u)_{ana.} - (F_u)_{exp.}}{(F_u)_{ana.}}$	<i>Ecart (experimentation /MEF)</i> $100 \times \frac{(F_u)_{num.} - (F_u)_{exp.}}{(F_u)_{num.}}$
PT-HA12UA	26,5%	25,5%
PHA12FC	-13%	-76,1
P1UHA2FC	19,3%	7%
P2UHA12FC	23,1%	10,7

4.3.3.3 Capacité portante à l'état limite de service

Dans cette section, on veut voir dans quelle mesure une poutre mixte en situation réelle peut répondre aux critères d'ELS. Il est considéré que les poutres mixtes étudiées font partie d'un système de plancher d'un bâtiment à usage d'habitation. D'après l'Eurocode 4, pour une portée

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION

isostatique de 3 m, il est possible d'avoir jusqu'à 75 cm de largeur efficace. Etant donné que ce projet ne s'inscrit pas dans la réglementation de l'Eurocode 4, Dans le cas actuel, il est considéré une largeur efficace de 50 cm et un espacement de poutre de 50 cm. La figure IV-37 présente la capacité de résistance en service atteinte pour chaque configuration de poutre et pour les trois méthodes (expérimentale, analytique et numérique) pour une flèche égale à $L/300$ soit 10 mm. Le tableau IV-7 présente les écarts des modèle analytique et numérique par rapport à l'expérimentation.

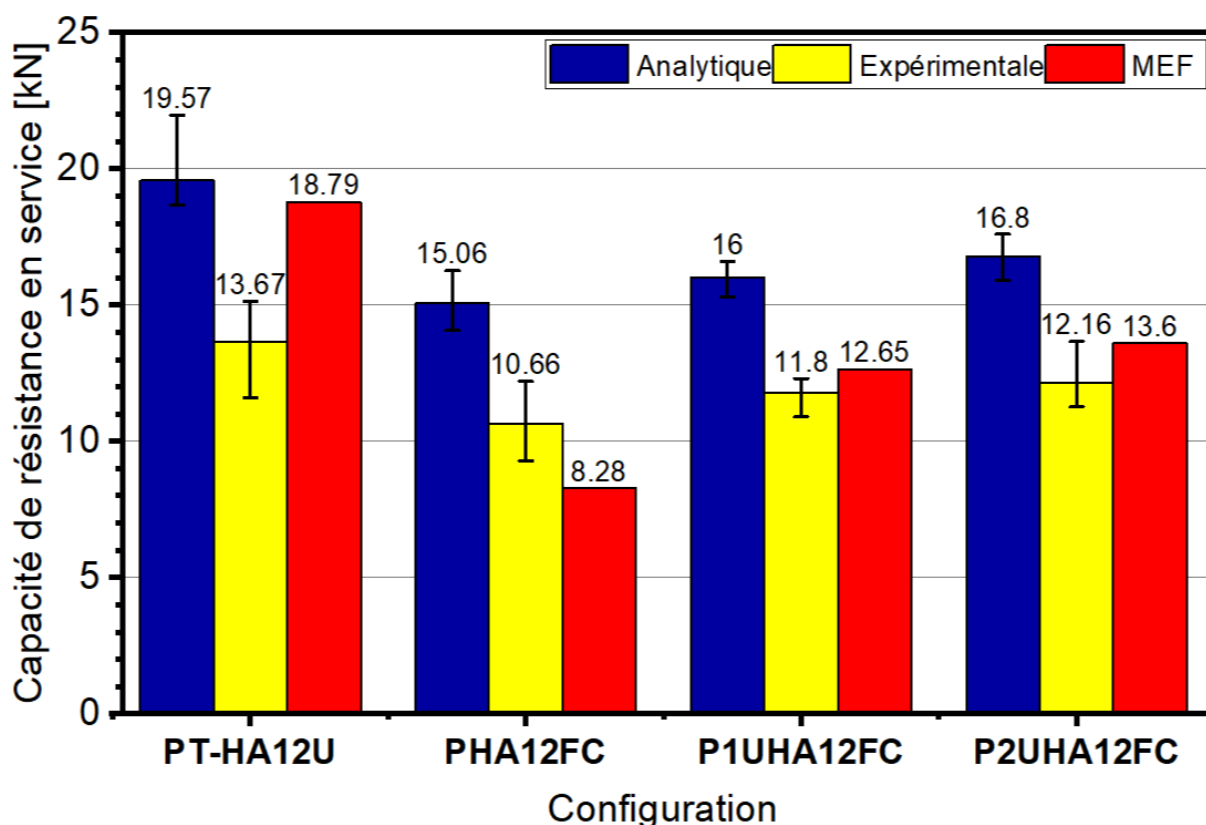


Figure IV- 37 : Comparaison des capacités de résistance en service pour une flèche de 10 mm – analytique, expérimentale et numérique.

Tableau IV - 7: Ecart de prédiction des capacités de résistance en service pour une flèche de 10 mm

	Ecart (experimentation /Analytique) $100 \times \frac{(F_u)_{ana.} - (F_u)_{exp.}}{(F_u)_{ana.}}$	Ecart (experimentation /MEF) $100 \times \frac{(F_u)_{num.} - (F_u)_{exp.}}{(F_u)_{num.}}$
PT-HA12UA	43,3	38,2
PHA12FC	40,7	-22,4
P1UHA2FC	33,3	5,8
P2UHA12FC	37,6	11,4

A l'aide de l'histogramme de la figure IV-37 on peut comparer d'une part les capacités de résistance des différentes configurations de poutres et d'autre part la capacité des méthodes analytique et numérique à prédire les capacités de résistance en service des poutres. La valeur la plus faible est obtenue pour les poutres de la configuration PHA12FC avec une valeur de 10,7 kN en moyenne. On peut remarquer que la méthode analytique tend à surestimer la capacité de résistance pour tous les types de lots. Quant à la méthode numérique, elle donne une meilleure approximation de la capacité de résistance pour les poutres de la configuration P1UHA12FC et P2UHA12FC. Toutefois, le modèle numérique sous-estime la capacité de charge pour les poutres de la configuration PHA12FC. Le tableau IV-7 présente les écarts entre des méthodes analytique et numériques par rapport à l'expérimentation en ce qui concerne l'évaluation des surcharges.

4.4 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il a été testé 4 lots de poutres mixtes expérimentalement. Les poutres mixtes ont été équipées des connecteurs ayant présenté dans le chapitre 4 les meilleures performances. Il s'est avéré que les poutres mixtes équipées de connecteurs HA12U sur toute la longueur avaient une meilleure réponse et une dispersion de résultats plus faibles en comparaison avec les poutres mixtes équipées uniquement de connecteurs HA12FC. Les modèles analytiques ont prédit de manière excessive tous les résultats des expérimentations réalisées. Le modèle éléments finis surestime aussi les capacités des poutres mixtes mais moins que le modèle analytique. Ces surestimations peuvent être vues comme normales surtout quand on sait que les modèles ne tiennent pas compte des imperfections dans les matériaux. Le modèle numérique MEF offre la possibilité de faire des études paramétriques qui seront présentées dans le chapitre 5.

5 CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

5.1 Introduction

Les essais de laboratoire ont permis d'obtenir des résultats intéressants sur le comportement des poutres mixtes bois-béton avec différentes configurations de connecteurs. Ces résultats ont été utilisés pour valider un modèle éléments finis (MEF) développé pour les essais push-out et les essais en flexion. Ce modèle a été conçu pour représenter de manière précise le comportement des connexions entre le bois et le béton, ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

Cependant, il est important de noter que ce modèle n'a pas encore été utilisé pour effectuer une analyse paramétrique. L'objectif de ce chapitre est donc d'utiliser ce modèle pour enrichir les résultats expérimentaux, à travers une analyse paramétrique, en vue de proposer en perspective un modèle analytique. L'étude paramétrique à mener par la méthode des éléments finis (MEF) sera focalisée sur deux types d'essais : les essais push-out et les essais en flexion. Les essais push-out ont permis de caractériser le comportement des connecteurs poutre mixte bois-béton en termes de résistance et de rigidité. Les essais en flexion ont quant à eux permis d'évaluer la capacité portante des poutres mixtes bois-béton en termes de moment ultime et de déformation. L'étude paramétrique sur l'essai push-out consistera à faire varier plusieurs paramètres tels que la taille et la forme des connecteurs, les propriétés du matériau bois et les propriétés du matériau acier. Cette analyse permettra de mieux comprendre l'impact de chaque paramètre sur le comportement de la connexion mixte et de déterminer les valeurs optimales pour chacun d'entre eux. Parmi les paramètres pour l'essai de flexion, on fera varier principalement la géométrie et la disposition des connecteurs, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Une approche basée sur la variation des caractéristiques sera utilisée pour évaluer l'impact de chaque élément sur le comportement global des poutres mixtes bois-béton. En outre, cette étude permettra également de déterminer les combinaisons optimales de paramètres pour maximiser la performance des poutres mixtes bois-béton. Les résultats de cette étude paramétrique seront ensuite utilisés pour proposer un modèle analytique qui permettra de prédire avec précision le comportement des poutres mixtes bois-béton. Ce modèle pourra être utilisé par les ingénieurs et les constructeurs pour concevoir des structures en poutres mixtes bois-béton plus performantes et plus économiques.

5.2 Etude paramétrique sur l'essai Push-out

Dans le cadre de l'étude paramétrique sur l'essai Push-out, plusieurs paramètres seront étudiés afin de déterminer leur influence sur le comportement des connexions mixtes bois-béton. Ces variables incluent la limite d'élasticité de l'acier, les caractéristiques du bois, le diamètre de la tige pour le connecteur avec profilé en U, l'épaisseur de la taille du profilé en U et l'enfoncement du profilé en U dans le bois.

En faisant varier ces paramètres, nous serons en mesure d'analyser leur impact sur le comportement de la poutre mixte lors de l'essai push-out. Il est attendu que la modification de la limite d'élasticité de l'acier ait une influence sur la rigidité de la connexion, et par conséquent,

sur le dimensionnement des poutres mixtes bois-béton. De plus, en modifiant les propriétés du bois, il est envisageable de favoriser la création de poutres mixtes plus robustes, aptes à soutenir des portées plus importantes, car c'est généralement le bois qui cède lors des essais de flexion.

Lors de l'essai push-out, la tige d'acier ou le profilé en U s'enfonce dans le bois, créant une surface d'enfoncement. Une surface d'enfoncement plus grande pourrait permettre d'obtenir une résistance plus importante, justifiant ainsi l'utilisation de tiges d'acier de plus gros diamètres ou d'ancrer le profilé en U à une hauteur plus élevée pour tirer parti de sa grande résistance.

L'épaisseur de la tige du profilé en U et l'enfoncement du profilé en U dans le bois seront également des paramètres clés. Ces facteurs influencent l'effet de butée dans le bois, qui peut affecter la résistance et la capacité de charge de la poutre mixte.

En somme, l'étude paramétrique sur l'essai Push-out nous permettra d'analyser en profondeur les variables qui influencent le comportement des poutres mixtes bois-béton. Ces résultats seront cruciaux pour la création d'un modèle analytique précis et fiable.

L'étude paramétrique est menée en faisant varier seulement un paramètre à la fois. Les paramètres considérés sont la limite d'élasticité de l'acier, la résistance du bois, le diamètres des tiges des connecteurs couplés au profilés en u, la profondeur d'enfoncement du profilé en u dans le bois et pour les raison économiques l'impact de la diminution de l'épaisseur du profilé en U.

5.2.1 Simulation sur la limite d'élasticité de l'acier du connecteur

Dans le deuxième chapitre à la section 2.2.3, nous avons identifié deux types d'acier fournis par le fabricant suite aux tests de caractérisation réalisés. Nous avons rappelé que l'acier fort correspond à un acier extra-dur tandis que l'acier faible correspond à un acier mi-dur, d'après la figure I-8 présentée dans le premier chapitre. Après des simulations préliminaires, nous avons choisi l'acier faible ou mi-dur comme acier de référence pour le MEF, conformément à l'essai push-out réalisé dans le troisième chapitre. Dans cette section, nous présentons les raisons qui ont motivé notre choix.

Un MEF de l'essai push-out sur la connexion HA12S est réalisé en respectant la géométrie, les paramètres d'interface et les paramètres mécaniques du bois et du béton. La seule donnée variable était les caractéristiques mécaniques de l'acier. Les simulations ont été lancées et les deux courbes suivantes ont été obtenues. Les figures V-1 présentent une comparaison des courbes expérimentales d'essais push-out avec les courbes numériques en considérant deux limites élastiques d'acier pour le connecteur.

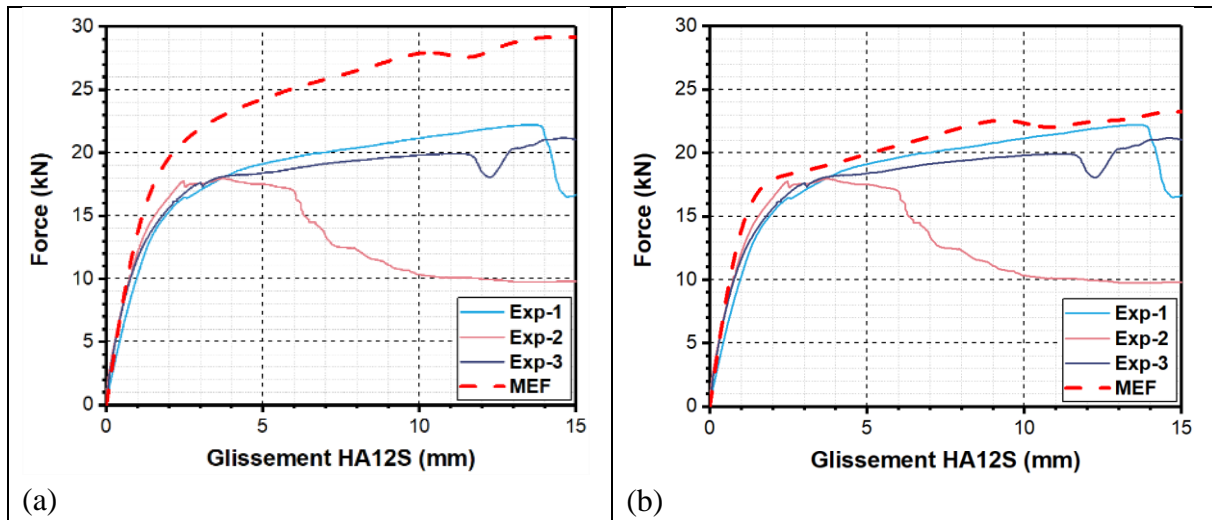


Figure V- 1: simulation de l'essai push-out faite avec (a) l'acier fort et (b) l'acier faible

Le paramétrage du MEF a utilisé l'acier extra dur pour produire la courbe de gauche et l'acier mi-dur pour produire la courbe de droite. Le chapitre 2 nous a permis de confirmer que le logiciel représentait bien le comportement réel de l'acier, ce qui nous a donné confiance dans les résultats fournis par le MEF. À partir de ces résultats, nous avons conclu que l'acier utilisé lors de l'expérimentation était soit de l'acier mi-dur, soit de l'acier avec des caractéristiques mécaniques faibles, car ces résultats étaient cohérents avec ceux obtenus à partir de l'acier mi-dur. Nous avons donc suspecté que le fournisseur nous avait fourni des matériaux incorrects.

Les résultats montrent que l'utilisation de l'acier fort surestime la capacité de résistance expérimentale de 42,61 %, tandis que l'utilisation de l'acier faible surestime cette capacité de 13,62 %. En raison de la différence nette entre les courbes, nous avons choisi d'utiliser l'acier avec des caractéristiques faibles pour les simulations du document. Cela nous amène à penser que le fournisseur a peut-être par inadvertance fourni des aciers extra-durs pour les tests.

5.2.2 Simulation bois fort – bois faible

Dans la section 2.1.5 du deuxième chapitre, deux types de bois ont été identifiés : l'Azobé ou bois fort et le teck ou bois faible, suite à la caractérisation mécanique du bois. Les caractéristiques mécaniques des bois telles que la compression, la flexion, la masse volumique et l'humidité sont présentées dans la section 2.1 du chapitre 2.

Dans cette partie, nous effectuons des simulations similaires à celles menées dans la section précédente. Nous réalisons un modèle éléments finis (MEF) de l'essai push-out sur la connexion HA12U. Nous suspectons que les deux types de bois ont été utilisés lors de l'expérimentation de cette connexion, en raison de la grande variabilité des résultats obtenus combinée à la forme des courbes. Les paramètres géométriques, les paramètres d'interface des matériaux ainsi que les paramètres mécaniques de l'acier (uniquement de l'acier mi-dur) et du béton sont respectés. La seule donnée variable est la caractéristique mécanique du bois. Les simulations ont été lancées et ont permis d'obtenir les deux courbes suivantes. De la figure V-2.

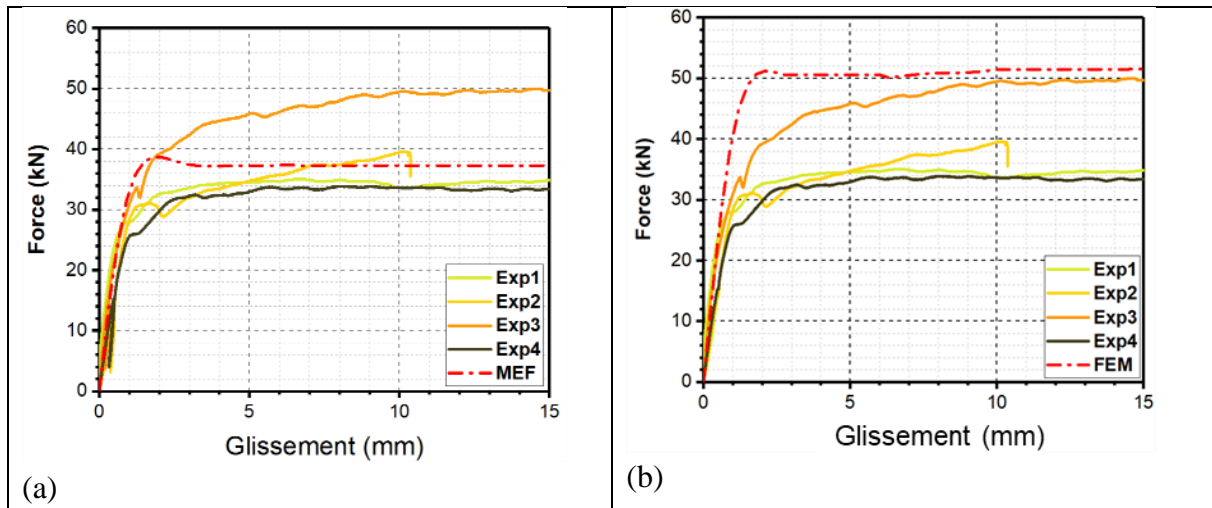


Figure V- 2: simulation de l'essai push-out faite avec (a) le bois faible ou teck et (b) le bois fort ou Azobe

L'utilisation du bois fort accroît la capacité de résistance (par rapport au bois faible) de la connexion de manière significative, avec une amélioration de l'ordre de 24%. Cette constatation souligne l'importance d'adopter une méthode d'évaluation précise pour les bois employés lors des essais, afin de garantir la qualité de la matière première utilisée. Dans cette optique, il est recommandé de se procurer les bois directement auprès de sources fiables, en ayant recours à des revendeurs agréés, pour s'assurer de leur qualité. En effet, l'acquisition de matériaux auprès de fournisseurs certifiés contribue à garantir la conformité des produits utilisés et peut contribuer à améliorer la fiabilité et la performance de la connexion.

5.2.3 Diamètre de la tige pour le connecteur avec profilé en U

Dans l'essai push-out combinant une tige d'acier et un profilé en U enfoncé dans le bois avec un phénomène de butée, le diamètre de la tige d'acier ou du profilé en U peut jouer un rôle important. En effet, lors de l'application de la charge, la tige d'acier ou le profilé en U subit une déformation plastique en flexion, ce qui peut entraîner une diminution de sa résistance. Cependant, un diamètre plus grand peut permettre à la tige d'acier ou au profilé en U de mieux résister à la charge.

De plus, le diamètre de la tige d'acier ou du profilé en U peut également affecter l'enfoncement dans le bois. Un diamètre plus grand peut permettre une plus grande surface d'enfoncement dans le bois, ce qui peut augmenter la résistance de la connexion. Cependant, il est important de noter que l'enfoncement excessif peut également causer des dommages au bois et affecter la résistance de la connexion de manière négative.

Cette section examine l'effet de la variation du diamètre de la tige d'acier lorsqu'elle est combinée avec le profilé en U, en respectant une profondeur d'ancrage minimale selon les recommandations de l'Eurocode 5. Trois diamètres de tige soudée au profilé en U ont été modélisés : 10 mm, 12 mm et 14 mm. Le tableau V-1 fournit des détails sur les différentes configurations étudiées pour déterminer l'influence du diamètre de la tige. Les courbes de force-glissement obtenues par simulation sont comparées sur la figure V-3, tandis que le tableau V-2

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

illustré par l'histogramme de la figure V- 4 présente les performances mécaniques des connexions simulées.

Tableau V- 1: différentes configurations étudiées pour déterminer l'influence du diamètre de la tige

Type	Description	Schéma
HA12U	Il s'agit d'une connexion qui combine une tige d'acier de 12 mm de diamètre non fileté avec un profilé en U enfoncé de 5 mm dans le bois. La tige est ancrée dans le bois sur une profondeur de 75 mm.	
HA10U	Il s'agit d'une connexion qui combine une tige d'acier de 10 mm de diamètre non fileté avec un profilé en U enfoncé de 5 mm dans le bois. La tige est ancrée dans le bois sur une profondeur de 60 mm.	
HA14U	Il s'agit d'une connexion qui combine une tige d'acier de 14 mm de diamètre non fileté avec un profilé en U enfoncé de 5 mm dans le bois. La tige est ancrée dans le bois sur une profondeur de 85 mm.	

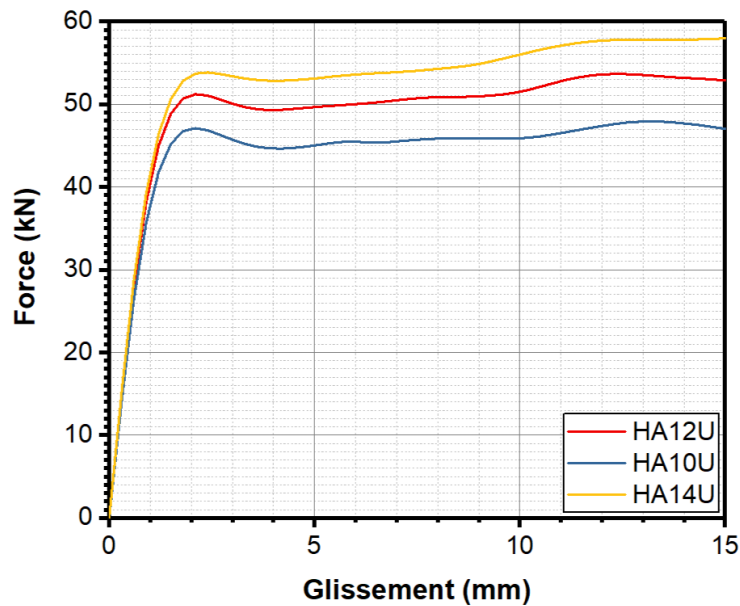


Figure V- 3 : courbes force- glissement sur l'influence de la tige

Le tableau V-2 présente les paramètres de résistance, rigidité et ductilité des différentes connexions simulées.

Tableau V- 2: paramètre des connexions HA10U , HA12U et HA14U

Connexion	F_{max} (kN)	K_s (kN/mm)	K_u (kN/mm)	∇ (%)
HA10U	47,91	65,42	62,1	4,3
HA12U	53,77	68,26	64,91	1,07
HA14U	57,95	69,36	66,06	0,07%

Les hypothèses énoncées en début de section ont été confirmées par les résultats obtenus. Les performances mécaniques de la connexion, telles que la résistance, la rigidité et la ductilité, augmentent proportionnellement au diamètre de la tige d'acier utilisée pour fixer le profilé en U. Cette tendance est illustrée par l'histogramme de la figure V-7, où l'on constate que l'utilisation d'une tige de 10 mm réduit la force maximale de cisaillement de 11% par rapport à une tige de 12 mm, tandis que l'utilisation d'une tige de 14 mm augmente la résistance de 8%. En outre, l'utilisation d'une tige de plus petit diamètre peut réduire la rigidité de la connexion de 4,1% en service (et de 4,3% à l'état ultime), tandis que l'utilisation d'une tige de plus grand diamètre peut l'augmenter de 1,6% en service (et de 1,7% à l'état ultime).

Cette amélioration des performances mécaniques avec le diamètre de la tige peut être attribuée au premier mode de ruine associé à l'enfoncement dans le bois. En effet, les tiges de plus gros diamètre offrent une meilleure résistance à l'enfoncement que les tiges de plus petit diamètre, ce qui rend la connexion plus ductile. Cependant, il serait intéressant d'analyser plus en détail la répartition de l'effort entre le profilé en U et la tige d'acier.

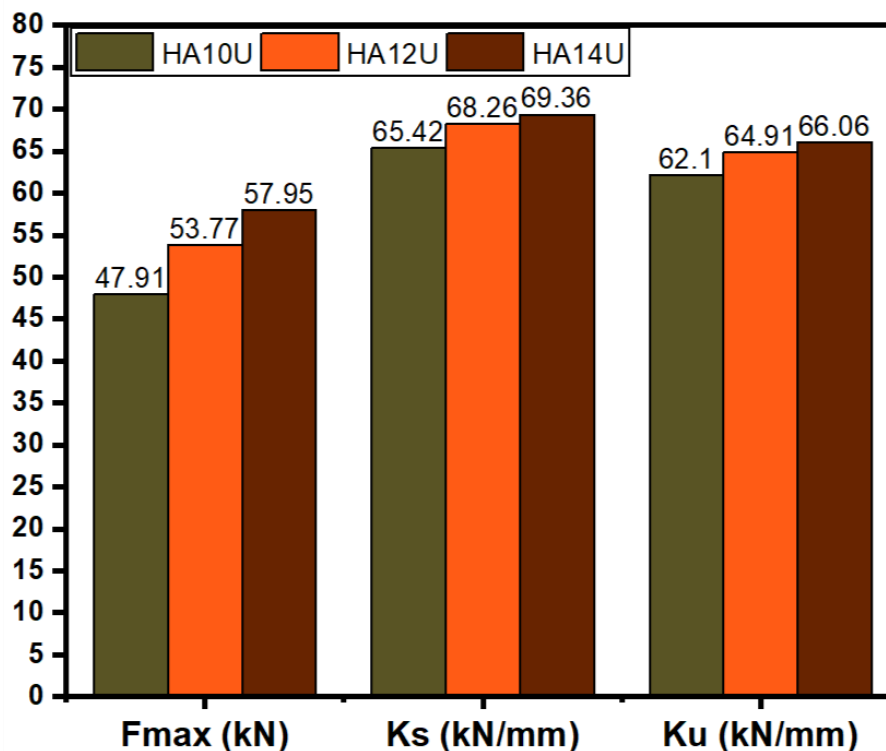


Figure V- 4: comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA10U, HA12U et HA14U

5.2.4 Influence de l'épaisseur des parois du profilé en U

Lors d'un essai push-out avec un profilé en U, la déformation plastique du profilé en U dépend de plusieurs facteurs tels que la résistance de l'acier utilisé pour le profilé, la géométrie du profilé (notamment la hauteur et l'épaisseur de la section en U) et les propriétés mécaniques du matériau dans lequel le profilé est enfoncé (le bois).

Lorsque la charge est appliquée sur le profilé en U, il subit des contraintes qui peuvent entraîner une déformation plastique. Celle-ci se manifeste sous forme de déformations permanentes qui peuvent altérer la géométrie du profilé et réduire sa résistance. La déformation plastique peut être mesurée par des extensomètres par exemple.

Toutefois, il est important de tenir compte de la déformation plastique lors de la conception d'une connexion avec un profilé en U pour s'assurer que la connexion est suffisamment résistante pour supporter la charge prévue et pour prévoir la maintenance éventuelle de la connexion en cas de déformation plastique du profilé en U.

En se basant sur les hypothèses que nous venons de citer, nous avons donc mené une étude pour connaître l'effet de l'épaisseur des parois du profilé sur son comportement mécanique en tant que connecteur. Ainsi, l'épaisseur du connecteur est réduite à 3 mm (tableau V-3). La figure V- 5 montre les courbes force-glissement pour des connecteurs en U avec deux épaisseurs

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

différentes. Les caractéristiques mécaniques sont résumées au tableau V-4 illustré par la figure V-6.

Tableau V- 3: Description de la configuration étudiée pour déterminer l'influence de l'épaisseur de la tôle du profilé en U

Type	Description	Schéma
HA12U-t3	Il s'agit d'une connexion qui utilise une tige d'acier de 12 mm de diamètre non fileté et un profilé en U d'une épaisseur de 3 mm, enfoncé de 5 mm dans le bois.	

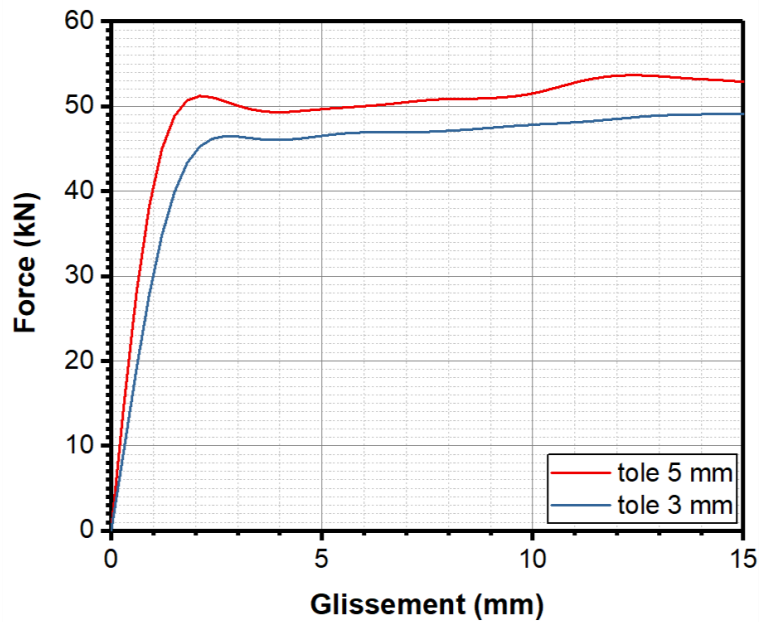


Figure V- 5: courbes force- glissement portant sur l'influence de l'épaisseur de la tôle du profilé en U

Tableau V- 4: paramètre des connexions HA12U-t5 mm et HA12U-t3mm

Connexion	F_{max} (kN)	K_s (kN/mm)	K_u (kN/mm)	∇ (%)
HA12U	53,77	68,26	64,91	1,07
HA12U-t3	47,91	52,91	52,17	2,67

D'après l'histogramme de la figure V-9, on peut constater que la capacité de résistance maximale diminue de 12% lorsque l'épaisseur du profilé en U est réduite. De plus, le module de glissement en service est réduit de 29%, tandis qu'à l'état ultime, il est réduit de 24%. Cette réduction de la résistance et du module de glissement peut être plus défavorable lors de la conception de la connexion avec un profilé en U de 3 mm d'épaisseur, comme nous l'avons mentionné précédemment.

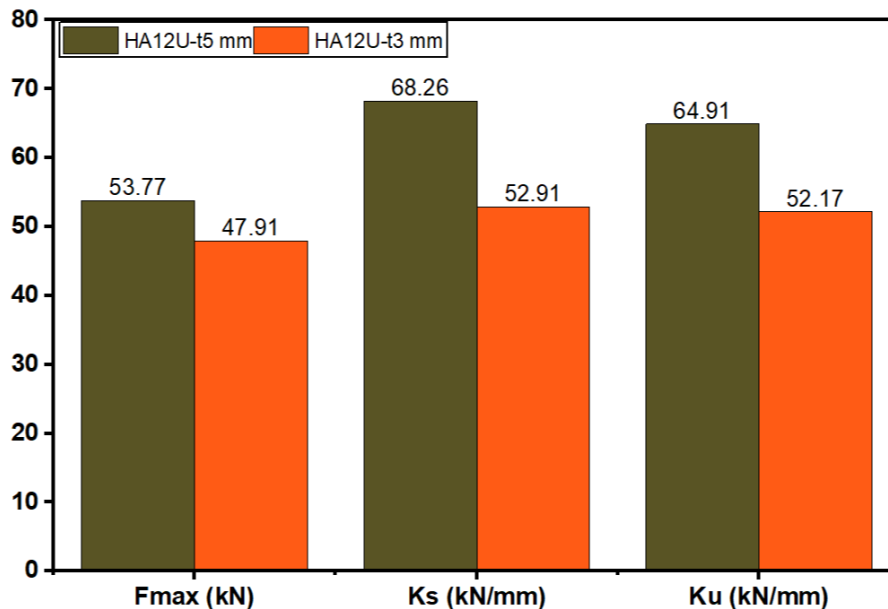


Figure V- 6 : comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA12U-t5 mm et HA12U-t3mm

5.2.5 Influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois

Lorsqu'un profilé en U est associé à une tige d'acier lors d'un essai push-out, la variation de l'enfoncement du profilé en U dans le bois aura un impact sur la résistance de l'assemblage. Plus précisément, si l'enfoncement du profilé en U dans le bois est augmenté de 5 mm à 20 mm, cela peut affecter la résistance de l'assemblage de plusieurs manières :

- ❖ Résistance à la traction : L'enfoncement plus profond du profilé en U dans le bois peut augmenter la résistance à la traction de l'assemblage. Cela est dû à l'augmentation de la surface de contact entre le profilé en U et le bois, ce qui permet une meilleure transmission de la force de traction de la tige d'acier au bois.
- ❖ Résistance au cisaillement : Une plus grande profondeur de l'enfoncement du profilé en U peut également augmenter la résistance au cisaillement de l'assemblage. Cela est dû à l'augmentation de la surface de contact entre le profilé en U et le bois, ce qui permet une meilleure transmission de la force de cisaillement de la tige d'acier au bois.
- ❖ Résistance à l'arrachement : Cependant, un enfoncement peu profond peut également réduire la résistance à l'arrachement de l'assemblage. Cela est dû à une réduction de la

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

quantité de bois qui retient le profilé en U, ce qui peut rendre l'assemblage plus susceptible de se détacher du bois.

Le tableau V-5 fournit des détails sur les différentes configurations étudiées pour déterminer l'influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois. Les courbes de force-glissement obtenues par simulation sont comparées sur la figure V-7, tandis que le tableau V-6 illustré par la figure V-8 présente les performances mécaniques des connexions simulées.

Tableau V- 5: Description des configurations étudiées pour déterminer l'influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois

Type	Description	Schéma
HA12U-e10	Il s'agit d'une connexion qui utilise une tige d'acier de 12 mm de diamètre non filetée et un profilé en U enfoncé de 10 mm dans le bois.	
HA12U-e20	Il s'agit d'une connexion qui utilise une tige d'acier de 12 mm de diamètre non filetée et un profilé en U enfoncé de 20 mm dans le bois.	

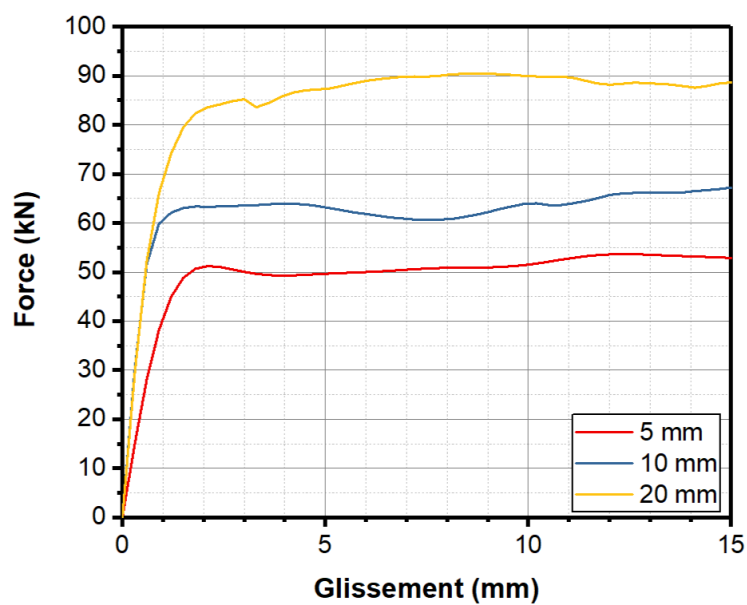


Figure V- 7 : courbes force- glissement pour différents enfoncements du profilé en U dans le bois

Tableau V- 6: paramètre des connexions HA12U-e5, HA12U-e10 et HA12U-e20

Connexion	F_{max} (kN)	K_s (kN/mm)	K_u (kN/mm)	∇ (%)
HA12U-e5	53,77	68,26	64,91	1,07
HA12U-e10	67,96	122,24	107,32	5,18
HA12U-e20	90,42	106,5	93,6	0,49

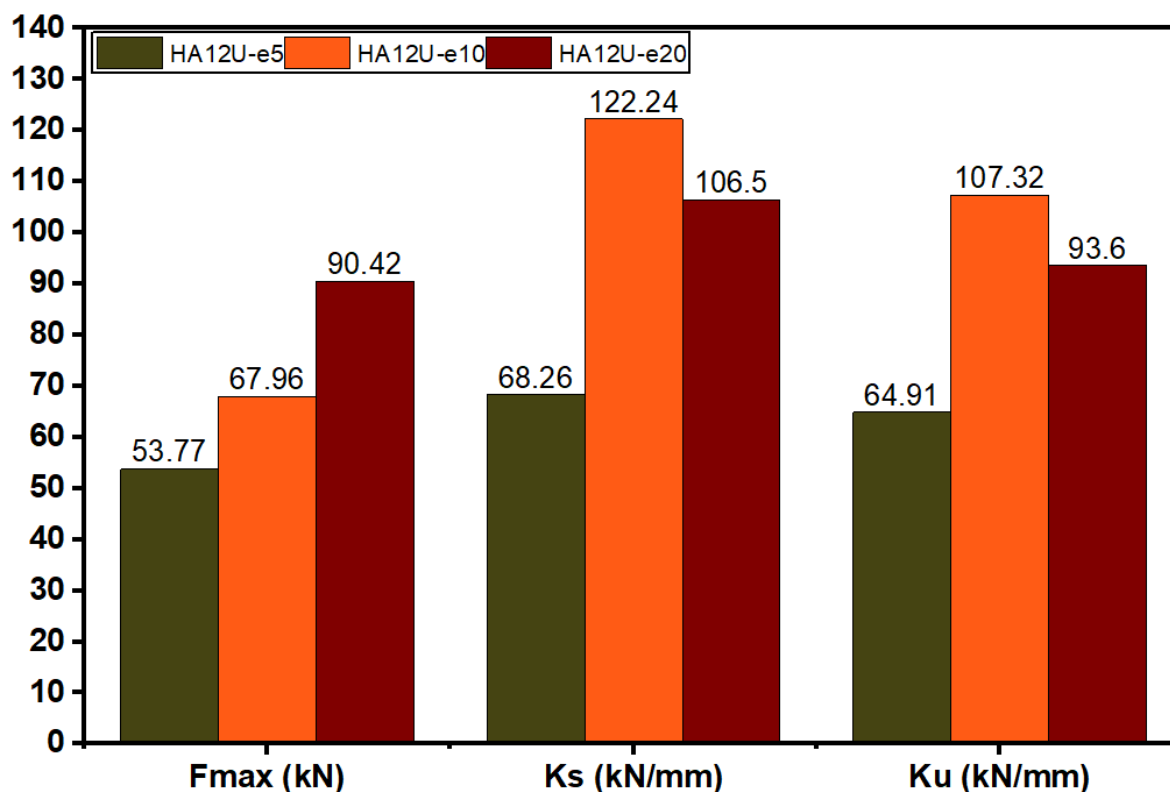


Figure V- 8: comparaison des caractéristiques de résistance et de rigidité des connexions HA12U-e5, HA12U-e10 et HA12U-e20

D'après les simulations, en comparaison à un enfoncement de 5 mm dans le bois, pour un enfoncement de 10 mm, on observe une augmentation de la résistance au cisaillement de 26%, ainsi qu'une augmentation du module de glissement en service de 79% et de 65% à l'état ultime. En revanche, en comparaison à un enfoncement de 5 mm dans le bois, pour un enfoncement de 20 mm dans le bois, les simulations montrent une augmentation de la résistance au cisaillement de 68%, ainsi qu'une augmentation du module de glissement en service de 56% et de 44% à l'état ultime. Cela confirme bien les hypothèses de bases que nous avons émises au début de la section.

5.2.6 Simulation avec la présence d'un fond de coffrage et d'autres matériaux

Les travaux expérimentaux de (Djoubissié et al., 2018) ont utilisé des fonds de coffrage sous la dalle de béton. Ainsi, le connecteur a une partie de sa longueur non ancrée dans le bois. Ces éprouvettes testées, et qui représentent une certaine réalité pratique, sont modélisées afin de confirmer l'applicabilité du modèle numérique et d'évaluer l'impact du fond de coffrage. Ces simulations sont placées dans la partie études paramétriques car elles viennent aider à confirmer les études paramétriques effectuées. Les 2 éprouvettes modélisées, décrites ci-dessous, sont montrées sur les figures V-12 et V-13.

- Tige d'acier HA12 fileté vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois (figure V-9)

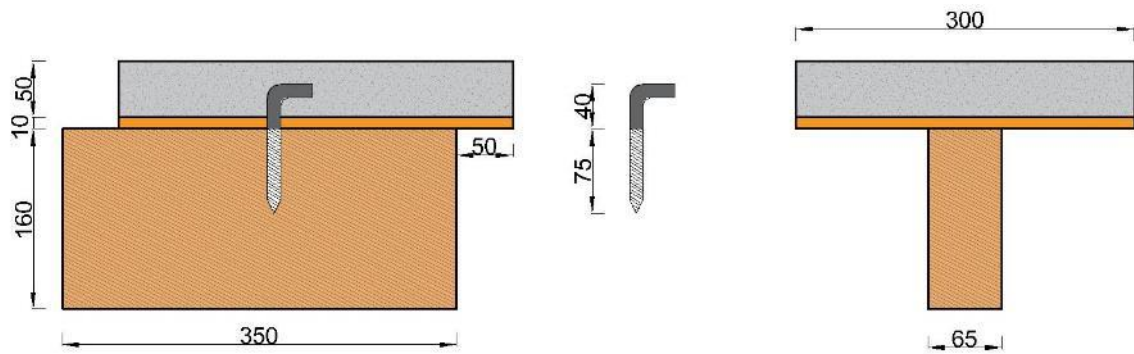


Figure V- 9: Connexion par tige en acier HA12 filetée (S90-HA12)

- Entaille triangulaire et tige d'acier HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois (figure V-10)

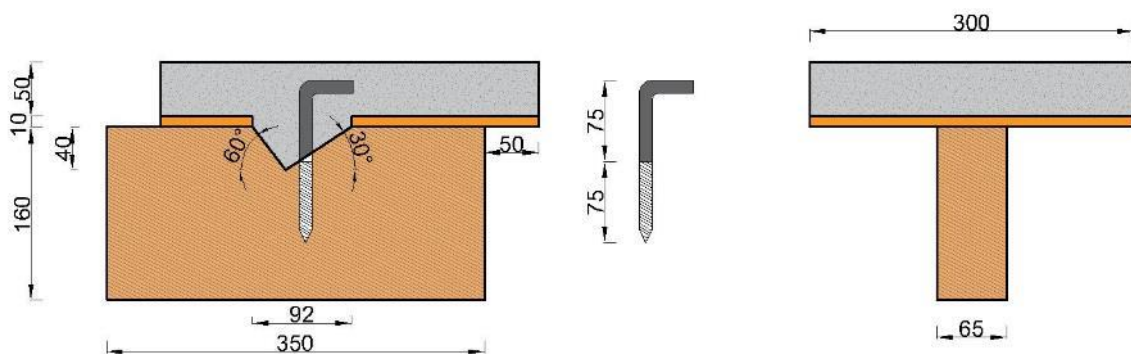


Figure V- 10: Connexion par entaille triangulaire et tige en acier HA12 (CTS90-HA12)

5.2.6.1 Caractéristiques des matériaux utilisés et dispositif expérimental

Le béton, le bois et l'acier utilisé dans les travaux de (Djoubissié et al., 2018) ont des propriétés mécaniques résumées dans les tableaux V-7, V-8 et V-9. Il s'agit d'un travail réalisé par (Djoubissié et al., 2018), qui est complété avec le modèle numérique. Les conditions d'appui et de chargement de l'essai push-out sont précisées sur la figure V-11. Le modèle MEF a tenu compte de la légère variation des conditions d'appui lors des essais de (Djoubissié et al., 2018). Des supports roulants ont été utilisés pour maintenir l'éprouvette droite (voire figure V-11) contrairement aux pièces usinées utilisées présentées dans le chapitre 3.

Les essais sur le béton avaient été réalisés au « laboratory of Eco-Materials for Construction » (LEMC) (actuel LEMHaD) tandis que les essais de compression et de flexion sur le bois et l'acier ont été réalisés au « Mechanics and Structures in Civil Engineering » (MSGC) de l'Université de Clermont Auvergne.

Tableau V- 7: Propriétés mécaniques du béton

	ρ_c [kg/m ³]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
Valeur moyenne (CV)	2332 (3%)	24.1 (8%)	28.8 (11%)

Tableau V- 8: Propriétés mécaniques du bois

	ρ_c [kg/m ³]	$f_{c,0}$ [MPa]	$f_{c,90}$ [MPa]	$f_{m,t}$ [M Pa]	E_t [GPa]
Valeur moyenne (CV)	568.8 (3%)	43.7 (5%)	6.6 (24%)	81.7 (9%)	12.9 (12%)

Tableau V- 9: Propriétés mécaniques de l'acier

	f_u [MPa]	E_s [GPa]
Valeur moyenne (CV)	331 (1%)	200 (1%)

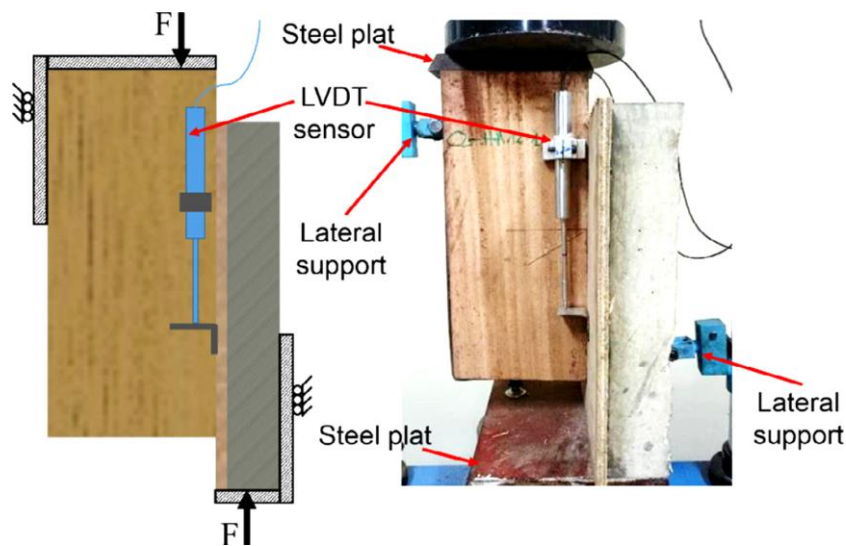


Figure V- 11 : description du dispositif expérimental (Djoubissie et al., 2018)

5.2.6.2 Résultats obtenus

La figure V-12 présente les courbes forces-glissement, y compris la courbe numérique. Les valeurs maximales de résistance et de rigidité pour l'expérimentation et la simulation par la méthode des éléments finis (MEF) sont comparées et résumées dans le tableau V-10. Bien que les écarts entre l'expérimentation et la simulation soient plutôt faibles pour la force maximale, il en va différemment pour les paramètres de rigidité K_s et K_u . Cette disparité pourrait être due aux paramètres de contact, sur lesquels des efforts supplémentaires doivent être déployés pour l'expérimentation et la simulation. En outre, le modèle numérique de la connexion CTS90-HA12 ne reproduit pas exactement la même courbe obtenue expérimentalement, probablement en raison de la non-prise en compte de l'endommagement des matériaux.

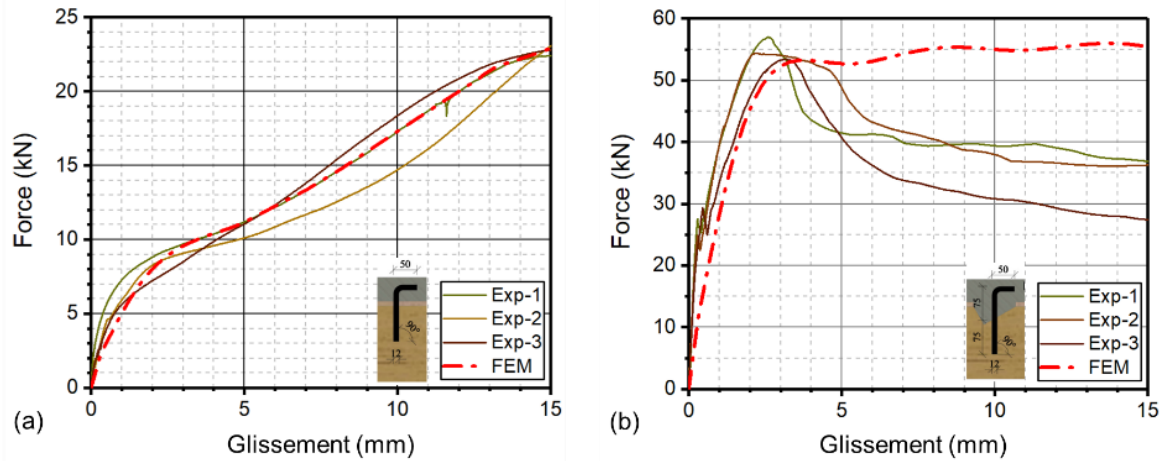


Figure V- 12: Courbes force - glissement pour (a) éprouvette sans entaille (S90-HA12) et (b) éprouvette avec entaille (CTS90-HA12)

Tableau V- 10: paramètre des connexions S90-HA12 et CTS90-HA12 – Expérimentation et numérique

Type de connexion	F_{max} [kN]			K_s [kN/mm]			K_u [kN/mm]		
	Exp (CV)	MEF	Ecart	Exp (CV)	MEF	Ecart	Exp (CV)	MEF	Ecart
S90-HA12	23,8 (8%)	23,1	-3%	2,9 (6%)	3,5	17,14%	1,8 (6%)	2,1	14,28%
CTS90-HA12	54,5 (4%)	56,6	3,7%	94,9 (8%)	87,5	-9,6%	42 (8%)	35,7	- 17,65%

5.3 Approche analytique du comportement des connecteurs tiges d'acier

5.3.1 Méthode de l'Eurocode 5

Sur les connexions mixtes bois-béton réalisées avec des connecteurs à goujons, le connecteur s'appuie partiellement sur le bois et le béton. L'interaction entre le bois et le goujon est similaire à celle observée dans les connexions bois-bois réalisées avec le même type de connecteur. En revanche, l'interaction entre le béton et le goujon est différente, mais selon les hypothèses, elle peut parfois être approximée avec une précision raisonnable à l'aide de modèles pour les connexions bois-bois ou acier-bois.

Dans la plupart des normes pour le bois, le modèle de déformation de Johansen, également connu sous le nom de modèle de déformation européen, est utilisé comme base pour estimer les propriétés de résistance des connexions bois-bois et acier-bois. Dans l'Eurocode 5, la résistance des connexions bois-béton est la résistance des connexions bois-bois ajustée par un coefficient majorant afin de tenir compte des différentes propriétés du béton. Par conséquent, la détermination de la résistance des connexions bois-béton est également basée sur les modèles de déformation de Johansen (Dias, 2005; Johansen, 1949).

En utilisant cette approche, et en tenant compte des modèles disponibles, il existe généralement deux approches différentes possibles à considérer pour les modèles de résistance des connexions bois-béton. On peut supposer que le comportement du béton est complètement rigide et donc que les modèles acier-bois peuvent être utilisés, ou alors que le comportement du béton est considéré comme élastoplastique et donc que les modèles bois-bois sont une meilleure solution.

5.3.1.1 Assemblages bois-bois

Pour les assemblages bois-bois en cisaillement simple, il existe six modes de rupture différents qui peuvent se produire. Cependant, lorsqu'ils sont utilisés pour prédire le comportement des assemblages bois-béton, seuls trois d'entre eux sont susceptibles de se produire en raison des contraintes introduites pour le béton.

En supposant que le membre en bois 2 représente le béton, les modes de rupture correspondants sont présentés dans la figure 5-1. Dans la plupart des applications pratiques, la profondeur de pénétration du connecteur dans le bois et dans le béton, ajoutée au faible diamètre du connecteur, permettent la formation des deux articulations plastiques, une sur le béton et une autre sur le bois. Pour cette raison, généralement, sur les trois modes de rupture présentés dans la figure V-13, le troisième est celui qui se produit généralement.

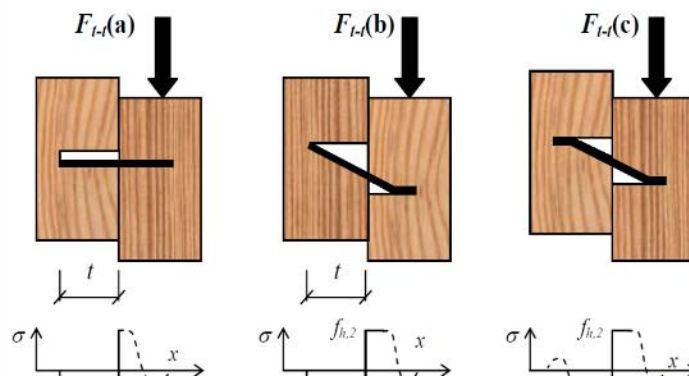


Figure V- 13 : Mode de ruine pour les assemblages bois-bois (Dias, 2005)

Toutefois, comme vu dans le chapitre 3, ce type de ruine ne traduit pas le mode de ruine que nous avons observé lors de l'expérimentation. Nous nous tournons vers le mode de ruine des assemblages aciers-bois.

5.3.1.2. Assemblage acier-bois

Dans les assemblages acier-bois, il existe deux types de modèles possibles : une plaque d'acier mince permettant la rotation à l'extrémité de l'élément de fixation ou une plaque épaisse ayant un comportement infiniment rigide empêchant toute rotation à l'extrémité de l'élément de fixation. En raison de la contrainte introduite par le béton, les modèles avec des plaques épaisses sont plus réalistes. Dans ce cas, trois modes de défaillance différents peuvent être distingués (Figure V-14). La profondeur de pénétration de l'élément de fixation dans le bois est généralement longue et l'élément de fixation suffisamment mince pour permettre la formation

d'une rotule plastique à l'intérieur du membre en bois. Pour cette raison, le troisième mode de ruine de la Figure V-14 est le mode de défaillance dominant dans la plupart des applications pratiques. Les équations permettant de déterminer la capacité de charge ultime correspondante de chacun de ces modèles sont données dans les équations V-1 à V-3.

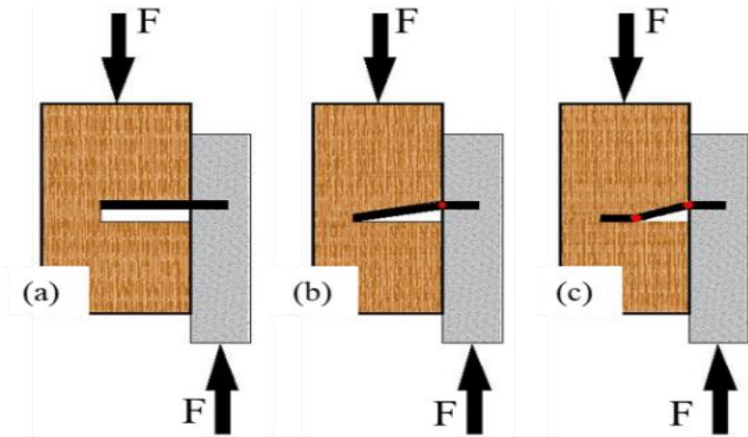


Figure V- 14: Mode de ruine pour les assemblages bois-acier (Dias, 2005)

$$\text{Mode a : } R_K = f_{h,1,k} * t * d \quad (\text{V-1})$$

$$\text{Mode b : } R_K = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] \quad (\text{V-2})$$

$$\text{Mode c : } R_K = \sqrt{4 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \quad (\text{V-3})$$

Avec

R_K , l'effort résistant de cisaillement

$$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \text{ est le moment plastique.} \quad (\text{V-4})$$

$f_{u,k}$, la résistance ultime de la tige d'acier (prise à 392,33 MPa d'après le chapitre 2)

$f_{h,1,k}$, la portance du bois (prise à 79,29 MPa expérimentalement)

d , le diamètre de la tige (12 mm)

t_1 , la profondeur d'ancrage de la tige d'acier dans le bois (75 mm d'après l'EC5)

Suite aux calculs $R_K = 21,84 \text{ kN}$

5.3.2 Formule développée basée sur l'analyse plastique des structures

En se fondant sur l'analyse plastique des structures, des formules ont été élaborées au cours des travaux actuels. Ces formules permettraient de déterminer la profondeur de l'enfoncement dans le bois, fournissant ainsi des informations supplémentaires sur la flexion subie par la tige d'acier. L'application de cette méthode permettrait de confirmer ou d'infirmer la valeur d'enfoncement obtenue numériquement ainsi que l'effort de cisaillement calculé par les autres méthodes.

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

Considérant l'exemple basique d'une poutre simplement appuyée soumise à un effort F , lorsque le moment atteint le moment plastique $M_{y,k}$ (Equation V-4), une rotule plastique est créée (voire figure V-15).

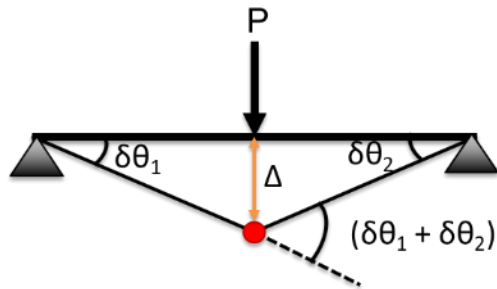


Figure V- 15 : formation d'une rotule plastique pour une poutre sur deux appuis

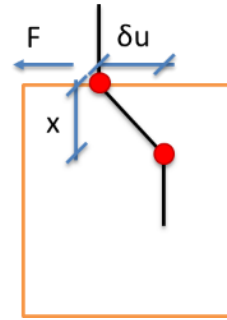


Figure V- 16 : Illustration de la formation de 2 rotules plastiques dans le bois

Les équations d'équilibre permettent d'établir la relation suivante.

$$P \Delta = M_{y,k} (\delta\theta_1 + \delta\theta_2) \quad (V-5)$$

Dans le cas de l'essai push-out (traduite par la figure V-16), il faut tenir compte de l'enfoncement dans le bois. La formule que nous utilisons correspond au mode c de la figure V-14.

$$F \cdot \delta u = f_{h,1,k} \cdot d \cdot x \cdot \frac{\delta u}{2} + M_{y,k} (\delta\theta_1 + \delta\theta_2) \quad (V-6)$$

$$\text{Avec } \delta\theta_1 = \delta\theta_2 = \delta u / x \quad (V-7)$$

F ne dépend pas de x donc

$$\frac{\delta F}{\delta x} = 0 \text{ ce qui entraine}$$

$$x = \sqrt{\frac{4 M_{y,k}}{d f_h}} \quad (V-8)$$

On peut alors déterminer l'effort de cisaillement F

$$F = f_{h,1,k} \cdot d \cdot \frac{x}{2} + M_{y,k} \left(\frac{2}{x} \right) \quad (V-9)$$

Avec $f_{h,1,k} = 79,29 \text{ MPa}$ (bois fort ou Azobe) après calculs, nous avons les valeurs moyennes suivantes pour x et F.

$$x = 22,96 \text{ mm}$$

$$F = 21845,51 \text{ N}$$

5.3.3 Comparaison des méthodes analytiques, expérimentales et numériques

Le tableau V-11 présente les valeurs de l'effort de cisaillement obtenu des méthodes analytiques, numériques et expérimentale pour la connexion HA12S. comme on peut le remarquer, le résultat obtenu avec la méthode de l'analyse limite plastique est le même que celui obtenu avec les formules de l'EC5. De plus, la méthode de l'analyse limite plastique nous permet de déterminer la longueur d'enfoncement x . Toutefois, le modèle numérique a permis d'estimer cette valeur. Le modèle numérique surestime la valeur du calcul analytique de 4.33%.

Tableau V- 11 comparaison des résultats des différentes méthodes de détermination de la résistance au cisaillement

	Analytique EC5	Analytique Méthode de l'analyse limite plastique	Numérique	Expérimentale
Effort de cisaillement F [kN]	21,85	21,85	21,63	20,45 (CV=11%)
Ecart par rapport à l'expérimentation	6,84%	6,84%	5,78%	
Longueur d'enfoncement x [mm]	-	22,96	24	19,67 (CV = 4.6%)

5.4 Etude paramétrique sur l'essai de flexion

Les poutres mixtes bois-béton présentent l'avantage de combiner légèreté, leur résistance élevée et durabilité. Cependant, leur comportement en flexion est complexe et dépend de nombreux paramètres, tels que les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, les dimensions de la poutre, les types de connexions et l'espacement des éléments constitutifs.

Il a été procédé à une analyse des paramètres de poutres mixtes bois-béton dans le but d'améliorer la compréhension de leur comportement structural et d'optimiser leur conception. En ce moment, la phase de conception est en cours, et il est essentiel de sélectionner les matériaux et les connecteurs appropriés pour pouvoir optimiser la taille des connecteurs et le dimensionnement des poutres mixtes. Plusieurs types de connecteurs ont été évalués dans le cadre de cette étude, certains présentant des capacités de résistance accrues par rapport à d'autres, tandis que d'autres se sont avérés plus faciles à mettre en œuvre. L'objectif de cette partie du travail est d'optimiser le dimensionnement des poutres mixtes en utilisant les connecteurs étudiés, et de comparer les résultats obtenus avec ceux des méthodes de dimensionnement analytique, notamment l'Eurocode 5.

L'étude paramétrique permet d'analyser l'impact de chacun de ces paramètres sur le comportement de la poutre en flexion, ce qui permet de déterminer les configurations optimales pour répondre aux besoins spécifiques de chaque projet. Par exemple, l'espacement des éléments constitutifs peut influencer la rigidité et la résistance de la poutre, tandis que les

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

propriétés mécaniques des matériaux peuvent affecter la capacité de la poutre à supporter des charges importantes.

Le comportement de quatre poutres mixtes est étudié numériquement dans cette section. Le choix se base sur l'influence de l'espacement et la facilité de mise en œuvre. Il s'agit des poutres mixtes suivantes :

La poutre mixte équipée de connecteurs HA12FC espacés de 200 mm : PHA12FC (figure V-17) avait déjà été vu dans le chapitre précédent (expérimentation et simulation) et sert de base pour les nouvelles simulations.

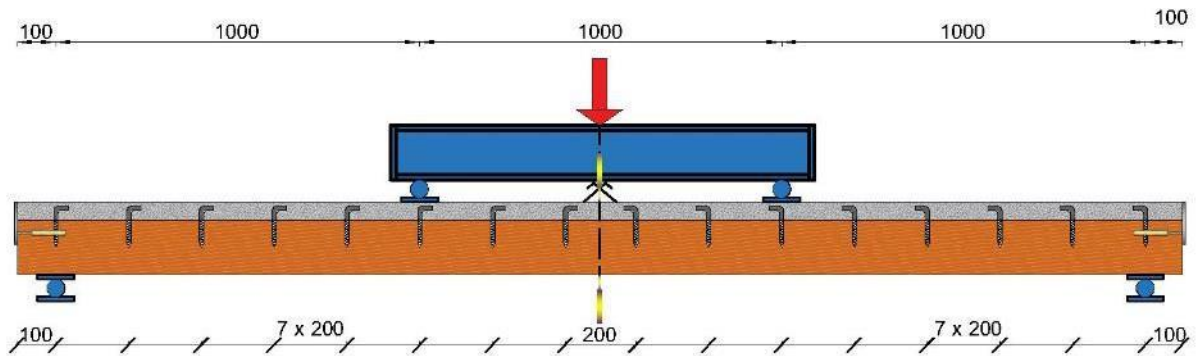


Figure V- 17: Configuration 2 – poutre avec connecteurs par tige filetée et crochet (PHA12FC)(rappel)

La poutre mixte équipée de connecteurs HA12FC espacés de 150 mm : HA12FC-150 (figure V-18)

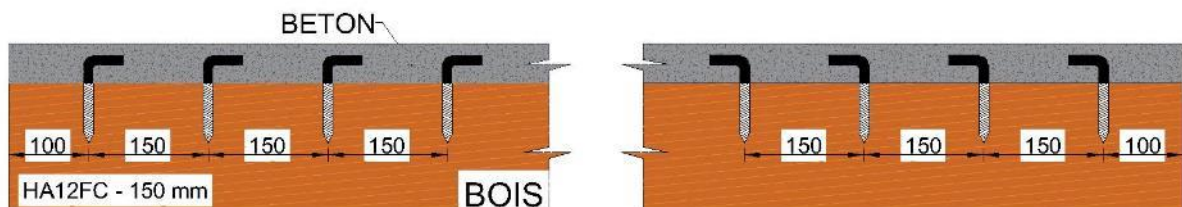


Figure V- 18 : poutre HA12FC-150

La poutre mixte équipée de connecteurs HA12S espacés de 200 mm : HA12S-200 (figure V-19)

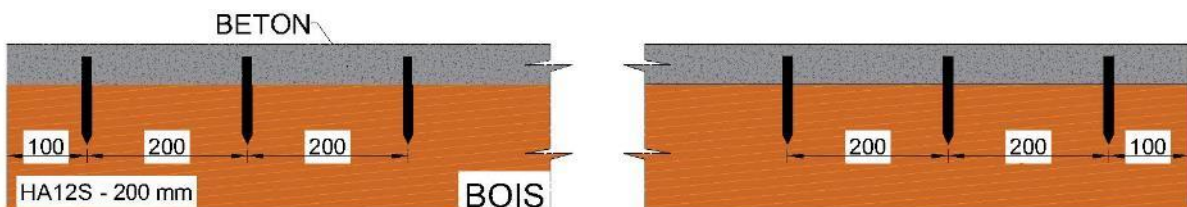


Figure V- 19: poutre HA12S-200

La poutre mixte équipée de connecteurs HA12S espacés de 150 mm : HA12S-150 (figure V-20)

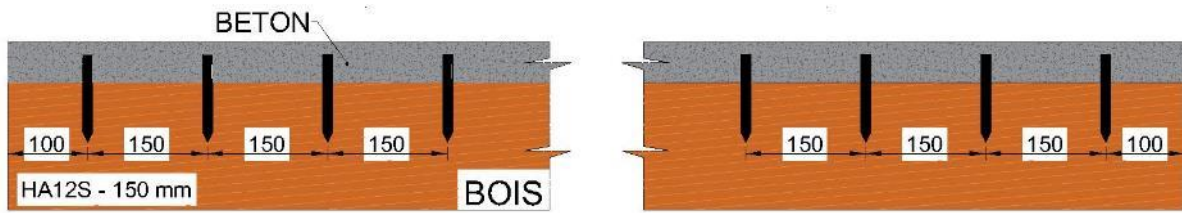


Figure V- 20:poutre HA12S-150

La poutre mixte équipée de connecteurs HA12S avec un seul connecteur HA12U come connecteur de rive espacées de 150 mm : 1UHA12S-150 (figure V-21)

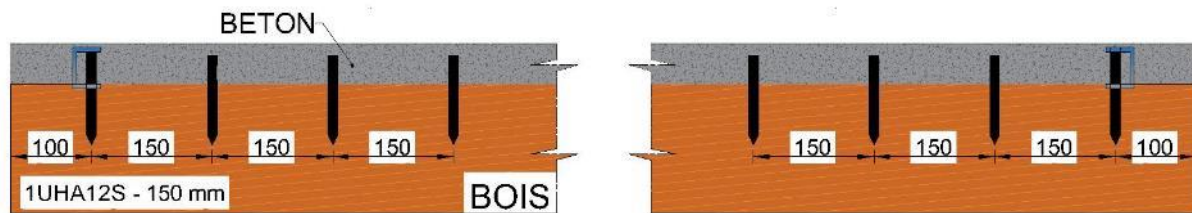


Figure V- 21 : poutre 1UHA12S-150

5.4.1 Résultats des simulations menées

La simulation est effectuée conformément à la méthode exposée dans le chapitre 4. Toutes les courbes obtenues sont illustrées sur la figure V-22. Cependant, étant donné que les modèles de matériaux choisis sont considérés comme élasto-plastiques et sans endommagement, La simulation a été limitée à une flèche maximale de 50 mm pour l'ensemble des cas examinés. Les détails du modèle éléments finis sont exposés dans le chapitre 4, et les prochaines sections se concentreront sur les nouvelles approches de simulation.

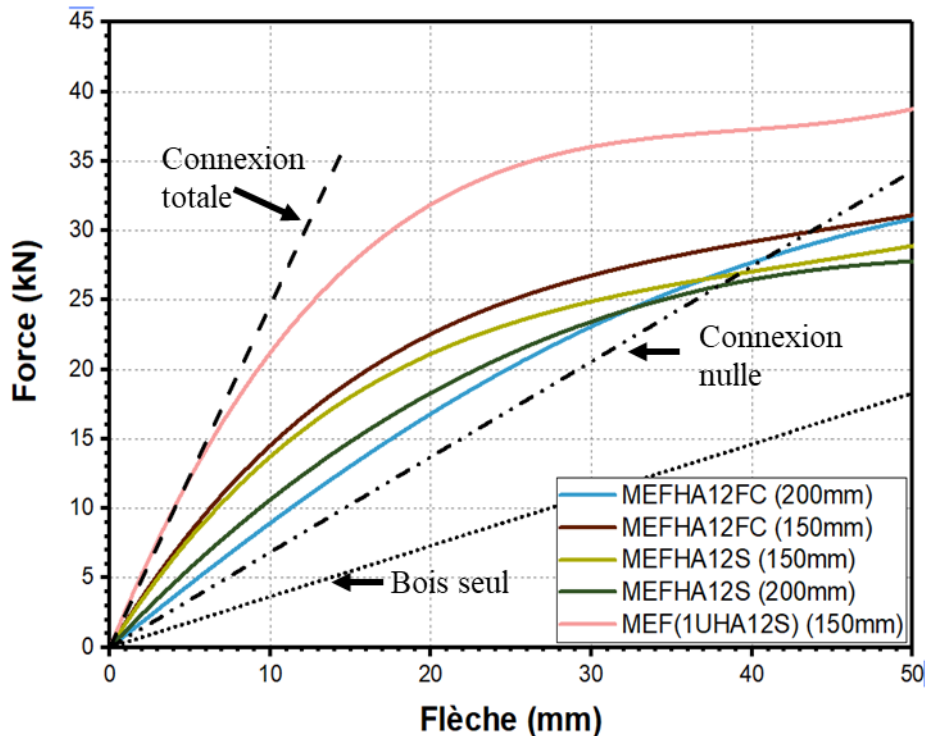


Figure V- 22 : Courbes force-flèche de toutes les simulations menées

5.4.2 Influence de l'utilisation du connecteur HA12S en lieu et place des connecteurs HA12FC

Le connecteur HA12S est battu dans le bois, ce qui est bien plus facile et plus rapide à mettre en œuvre sur un chantier de construction que le connecteur HA12FC qui est vissé dans le bois de manière manuelle. L'avantage d'utiliser des connecteurs faciles à mettre en œuvre pour les poutres bois-béton est que cela peut réduire le temps et les coûts de construction. Des connecteurs simples et rapides à installer peuvent faciliter l'assemblage des éléments de la structure, ce qui peut permettre une installation plus rapide sur le chantier. En outre, des connecteurs faciles à mettre en œuvre peuvent nécessiter moins de compétences spécialisées pour leur installation, ce qui peut réduire les coûts de main-d'œuvre et permettre à un plus grand nombre d'entreprises la réalisation des projets de construction en bois-béton. Enfin, des connecteurs simples peuvent également être utilisés avec une grande variété de conceptions de poutres et de systèmes de construction, ce qui peut offrir une plus grande flexibilité dans la conception et la mise en œuvre de la structure.

Le chapitre 3 a permis de constater que les performances mécaniques du connecteur HA12FC sont légèrement supérieures à celles du connecteur HA12S en termes d'efforts de cisaillement (23 kN pour HA12FC contre 20,45 kN pour HA12S). Toutefois, les essais push-out ont montré que le connecteur HA12S était légèrement plus rigide que le connecteur HA12FC, avec un K_s de 13,4 kN/mm pour HA12S et de 12,94 kN/mm pour HA12FC.

L'objectif de cette section est de déterminer le connecteur qui possède le meilleur compromis entre la mise en œuvre et la résistance. Les poutres de 3 mètres de long sont équipées soit de

connecteur HA12FC, soit de connecteur HA12S. la simulation est réalisée et la figure V-23 présente les résultats obtenus.

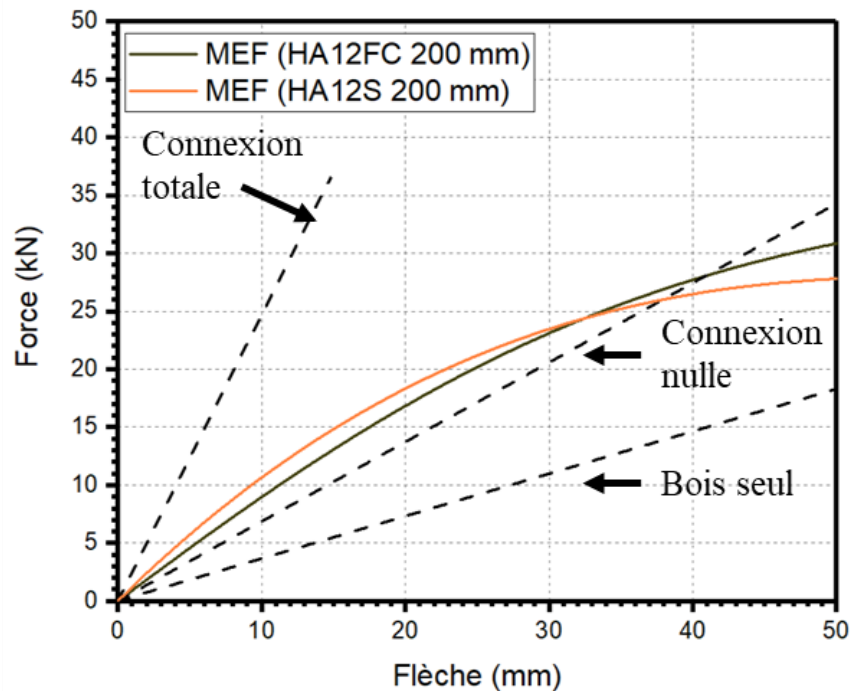


Figure V- 23 : courbes force flèche des poutres PHA12FC et HA12S-200

Le tableau V-12 présente la comparaison des rigidités effectives. Que ce soit dans le mode de calcul analytique ou numérique, les poutres équipées de connecteurs HA12S ont une meilleure efficacité. Coté analytique, on peut penser que cela est dû au filetage qui vient affaiblir la section résistante de la poutre.

Tableau V- 12 : comparaison des rigidités effectives des poutres PHA12FC et HA12S-200

Poutres	Rigidité analytique [kN.m ²]	Efficacité %	Rigidité numérique [kN.m ²]	Efficacité %	Ecart par rapport à l'analytique
PHA12FC	705,85	46	452,39	15,67	36%
Lot HA12S-200 mm	714,81	47,11	532,74	25,30	25,47%

Les calculs montrent que l'utilisation des connecteurs HA12S pour les poutres reste meilleures que les connecteur HA12FC.

L'utilisation des connecteurs plus rigides les HA12S, par contre peuvent améliorer la rigidité de la poutre en réduisant la déformation relative entre le bois et le béton. Cela peut être particulièrement important pour les poutres mixtes bois-béton qui doivent supporter des charges cycliques ou répétées, car les connecteurs plus rigides peuvent aider à réduire la fatigue et la fissuration.

Pour conclure, d'un point de vue scientifique, l'utilisation des connecteurs HA12S offrent le meilleur compromis résistance /mise en œuvre.

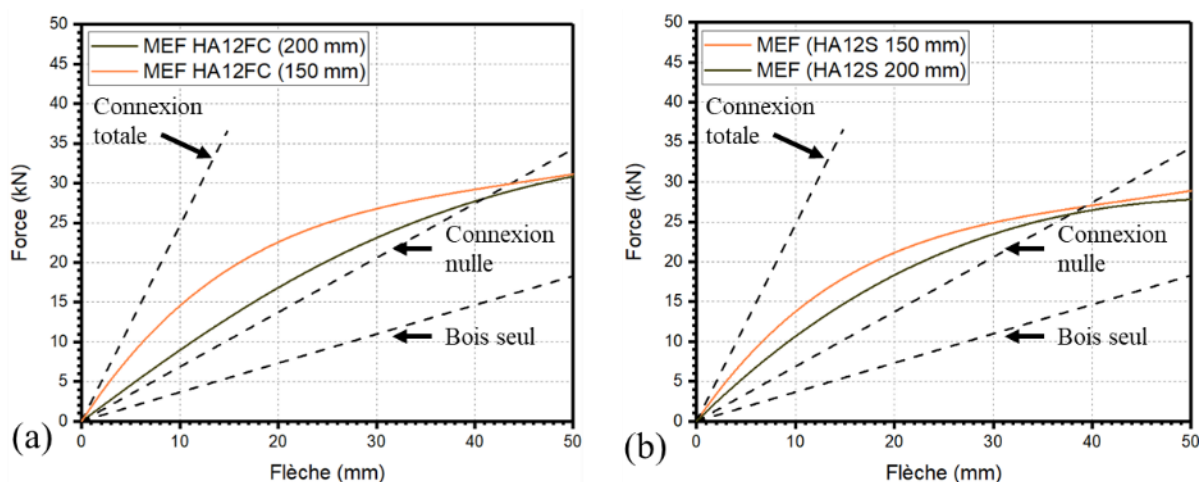
5.4.3 Influence de la réduction de l'espacement

L'espacement des connecteurs pour les poutres mixtes bois-béton a une grande influence sur la résistance, la rigidité et la ductilité du système. En général, une réduction de l'espacement des connecteurs de la tige d'acier dans les poutres mixtes bois-béton peut améliorer la résistance et la rigidité de la poutre. Lorsque les connecteurs sont espacés plus étroitement, cela permet une meilleure distribution des charges entre le bois et le béton, ce qui peut améliorer la résistance globale de la poutre. En outre, une réduction de l'espacement peut augmenter le nombre de connecteurs présents sur la poutre, ce qui peut également améliorer la résistance.

Cependant, il est important de noter que la réduction de l'espacement des connecteurs peut également entraîner une diminution de la ductilité de la poutre. Cela est dû au fait qu'une réduction de l'espacement peut rendre les zones sans connecteurs plus grandes, ce qui peut entraîner une défaillance plus rapide des zones sans connecteurs en cas de charges extrêmes.

Au chapitre 4, la simulation de la poutre PHA12FC, une poutre mixte bois-béton constituée de connecteurs HA12FC espacés de 200 mm, a été présentée. Cette partie de l'étude se concentre sur la réduction du nombre de connecteurs et évalue les avantages potentiels en termes de résistance et de rigidité pour la poutre. Une simulation numérique a été effectuée pour la même poutre mixte en réduisant l'espacement des connecteurs HA12FC à 150 mm. L'étude de la réduction de l'espacement a été faite également pour une poutre constituée uniquement de connecteur HA12S.

La figure V-24 présente la courbe force-flèche obtenue pour les deux simulations. Le comportement de la courbe force-flèche est quasi-linéaire au début de la charge pour les deux simulations, puis la dalle commence à fléchir de manière non linéaire. Une grande disparité entre les deux courbes est observée, la courbe force-flèche des simulations avec un espacement de 150 mm est restée supérieure tout au long des simulations.



CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

Figure V- 24: (a) courbes force-flèche des poutres PHA12FC et HA12FC-150 ; (b) Figure V- 25 : courbes force flèche des poutres HA12S-150 et HA12S-200

L'équation (IV-3) du chapitre 4 est utilisée pour calculer la rigidité effective des poutres mixtes bois-béton avec des connecteurs HA12FC espacés de 150 mm.

Cette étude examine l'impact de la réduction des espacements des poutres mixtes bois-béton sur la rigidité des poutres. Les simulations numériques ont montré que la réduction de l'espacement des connecteurs HA12FC de 200 mm à 150 mm a considérablement augmenté la rigidité de la poutre. L'efficacité des poutres mixtes est passée de 15,67% à 55,52% pour les poutres constituées uniquement de connecteurs HA12FC. En effet, la courbe charge-flèche obtenue pour la simulation avec un espacement de 150 mm est restée supérieure tout au long de la simulation, indiquant une plus grande résistance et une plus grande rigidité de la poutre. Ces résultats suggèrent que la réduction des espacements des connecteurs pourrait être une stratégie efficace pour améliorer la performance structurelle des poutres mixtes bois-béton. Cependant, cette différence a été très faible au niveau de l'étude analytique (de 46% à 53,6%) seulement. Une remarque pareille s'est faite en ce qui concerne les poutres équipées de connecteurs HA12S. l'efficacité a quasiment doublé pour ce qui est de la simulation numérique mais elle est passée juste de 47,11% à 54,67% pour le calcul analytique. Le tableau V- 13 présente une comparaison des rigidités effectives des poutres PHA12FC et HA12FC-150 et le Tableau V- 14, une comparaison des rigidités effectives des poutres HA12S-150 et HA12S-200

Tableau V- 13 : comparaison des rigidités effectives des poutres PHA12FC et HA12FC-150

Poutres	Rigidité analytique [kN.m ²]	Efficacité %	Rigidité numérique [kN.m ²]	Efficacité %	Ecart par rapport à l'analytique
PHA12FC	705,85	46	452,39	15,67	36%
HA12FC-150 mm	768,93	53,6	784,95	55,52	-2%

Tableau V- 14 : comparaison des rigidités effectives des poutres HA12S-150 et HA12S-200

Poutres	Rigidité analytique [kN.m ²]	Efficacité %	Rigidité numérique [kN.m ²]	Efficacité %	Ecart par rapport à l'analytique
HA12S-200 mm	714,81	47,11	532,74	25,30	25,47%
HA12S-150 mm	777,81	54,67	755,47	51,98	2,9%

Il est possible que la réduction de l'espacement des connecteurs n'ait pas permis d'obtenir un changement de résistance significatif dans la poutre mixte bois-béton, après avoir suivi les méthodes de calcul de l'Eurocode 5. Cela peut être dû à plusieurs facteurs, tels que :

1. La méthode de calcul : L'Eurocode 5 fournit des méthodes de calcul simplifiées pour estimer la résistance des poutres mixtes bois-béton.
2. Les hypothèses de l'Eurocode 5 peuvent ne pas être valables pour le cas spécifique : L'Eurocode 5 fournit des méthodes de calcul pour estimer la résistance des poutres mixtes bois-béton en fonction de certaines hypothèses. Cependant, ces hypothèses peuvent ne pas être valables pour tous les cas spécifiques. Par exemple, si les connecteurs ont des caractéristiques particulières qui ne sont pas prises en compte dans l'Eurocode 5, cela pourrait expliquer pourquoi la méthode de l'Eurocode 5 ne permet pas d'obtenir un changement significatif de la résistance.

5.4.4 Influence de l'utilisation d'un profilé en U aux extrémités pour les poutres mixtes équipées de connecteurs HA12S espacés de 150 mm

En se référant au chapitre 4, nous avons vu que les poutres pouvaient être améliorés en utilisant un ou deux connecteur HA12U en rive. Dans la présente simulation, un connecteur HA12U est placé en rive de la poutre et les autres connecteurs sont des HA12S espacé de 150 mm. Une comparaison sera faite avec les poutres équipées uniquement de connecteurs HA 12s afin de déterminer l'impact de ce choix de poutre mixtes. La figure V-26 présente les courbes forces flèches des poutres simulées.

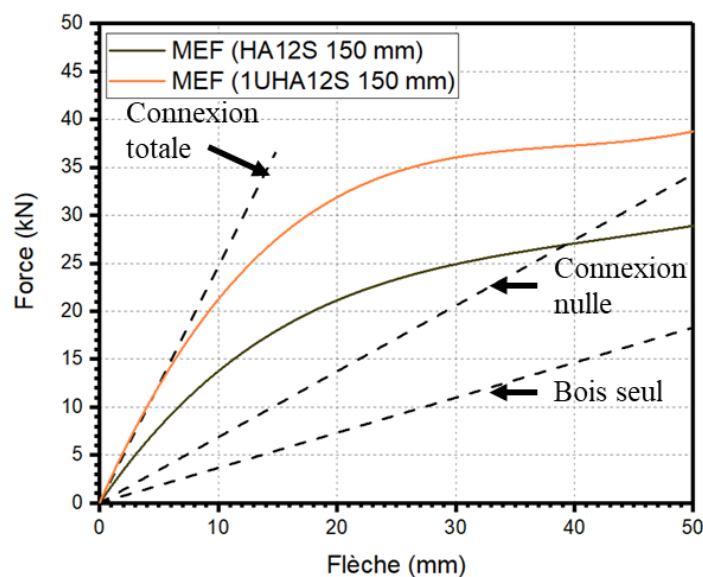


Figure V- 26: courbes force flèche des poutres HA12S-150 et 1UHA12S-150

Le tableau V-15 montre une comparaison des rigidités effectives obtenues ainsi que l'efficacité des poutres mixtes simulées. L'inclusion d'un connecteur HA12U comme connecteur de rive conduit à une efficacité numérique de 100 %, tandis que le calcul analytique donne une efficacité de 60 %. Il est recommandé de tester expérimentalement une telle poutre afin de déterminer la méthode la plus efficace entre les deux (numérique ou analytique).

Les tests devraient être effectués dans des conditions similaires à celles de la simulation numérique, en utilisant les mêmes matériaux et en respectant les mêmes dimensions et conditions aux limites. Les charges appliquées lors des tests doivent également être conformes aux charges de calcul spécifiées dans l'Eurocode 5 pour le type de poutre mixte en question.

Tableau V- 15 : comparaison des rigidités effectives des poutres HA12S-150 et 1UHA12S-150

Poutres	Rigidité analytique [kN.m ²]	Efficacité %	Rigidité numérique [kN.m ²]	Efficacité %	Ecart par rapport à l'analytique
HA12S-150 mm	777,81	54,67	755,47	51,98	2,9%
1UHA12S-150 mm	818,63	60	1160,48	100	-41,75%

5.4.5 Comparaison entre méthodes analytique et méthodes numérique.

Quand on observe les charges à l'ELS et les rigidités obtenues de manière numérique, on observe de grandes différences suivant le mode de connexion de la poutre. Cette différence n'est pas si grande que ça quand on observe la courbe de rigidité des poutres obtenues analytiquement. Il est alors logique de se poser des questions sur les hypothèses de calcul de l'Eurocode 5.

L'Eurocode 5 fournit des méthodes de calcul pour estimer la résistance des poutres mixtes bois-béton en fonction de certaines hypothèses, notamment :

1. Les connecteurs sont considérés comme élastiquement linéaires, ce qui signifie que la déformation plastique des connecteurs n'est pas prise en compte.

Le connecteur bois-béton est une pièce clé dans la liaison entre la poutre en bois et la dalle en béton. Il permet de transférer les charges entre les deux matériaux et de former un système structural composite. Cependant, lorsqu'une charge est appliquée sur la poutre mixte, le connecteur bois-béton subit également une déformation qui peut affecter sa rigidité et la rigidité globale de la poutre mixte.

La déformation plastique est un phénomène dans lequel un matériau subit une déformation permanente après avoir dépassé sa limite élastique. Cette déformation peut être causée par des charges élevées ou des charges cycliques répétées sur le connecteur bois-béton. Si la déformation plastique est importante, cela peut entraîner une réduction significative de la rigidité de la poutre mixte.

Cependant, l'Eurocode 5 ne prend pas en compte la déformation plastique du connecteur bois-béton dans ses calculs de rigidité. Par conséquent, cela peut conduire à une sous-estimation de rigidité réelle de la poutre mixte.

2. Les contraintes normales et de cisaillement sont uniformément réparties sur la section transversale de la poutre mixte, ce qui n'est pas toujours le cas en réalité.

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

3. Les propriétés des matériaux sont considérées comme étant constantes le long de la poutre, ce qui peut ne pas être le cas en pratique.
4. Les modes de défaillance sont limités à la rupture des connecteurs ou à la rupture des matériaux constitutifs, sans prendre en compte les modes de défaillance complexes tels que le pelage de la dalle de béton du bois.
5. Les poutres sont considérées comme étant parfaitement encastres à leurs extrémités, ce qui n'est pas toujours le cas en pratique.
6. Ces hypothèses ne sont pas valables pour tous les types de connexion.

Ces hypothèses peuvent ne pas être valables pour des cas spécifiques de poutres mixtes bois-béton, ce qui peut entraîner des résultats de calcul erronés.

La figure V- 27 présente une prédiction des charges à l'ELS par le modèle numérique. La figure V- 28 montre une prédiction de la rigidité effective par le MEF. La figure V- 29 présente la rigidité analytique obtenue par le calcul analytique 28 et la figure V- 30 présente une comparaison des rigidités analytique et numérique des poutres simulées.

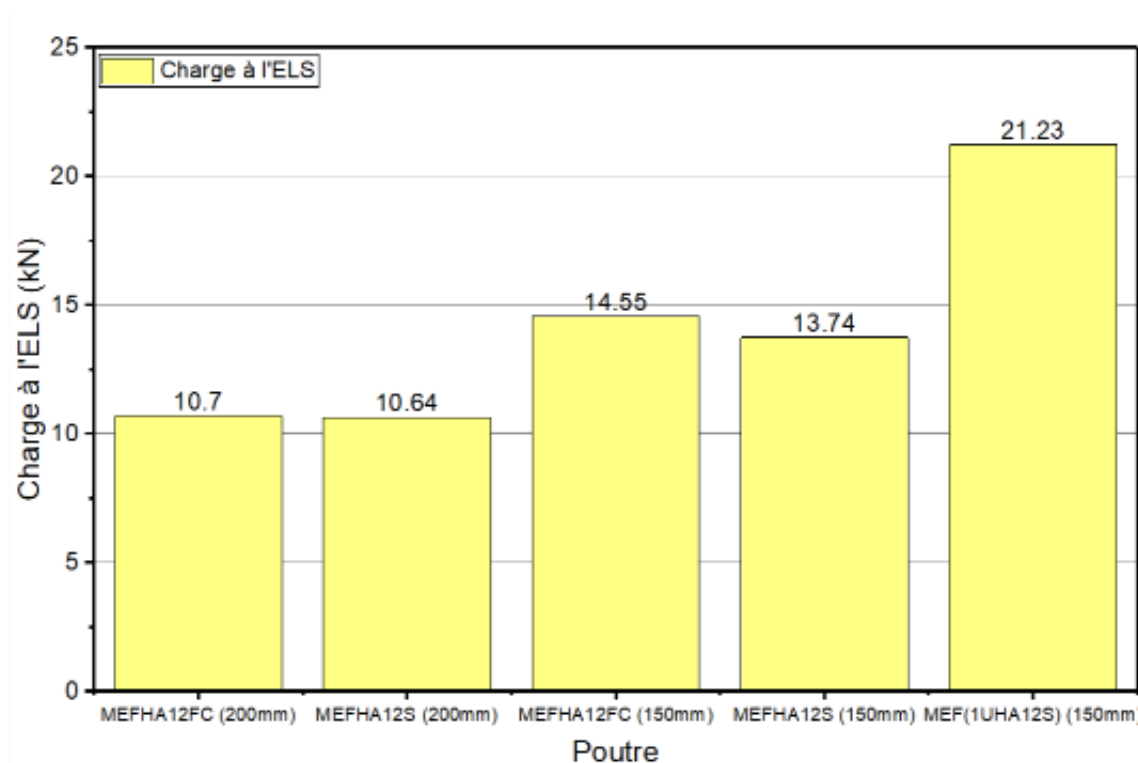


Figure V- 27 : Prédiction des charges à l'ELS par le modèle numérique

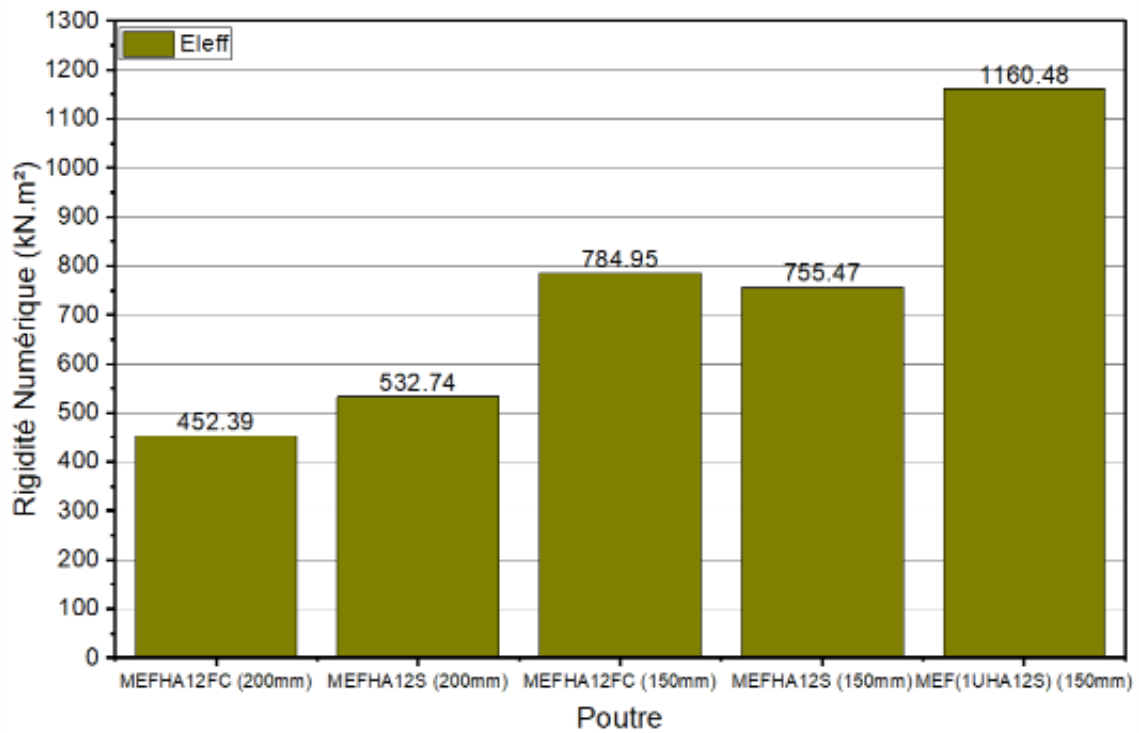


Figure V- 28 : Prédiction de la rigidité effective par le MEF

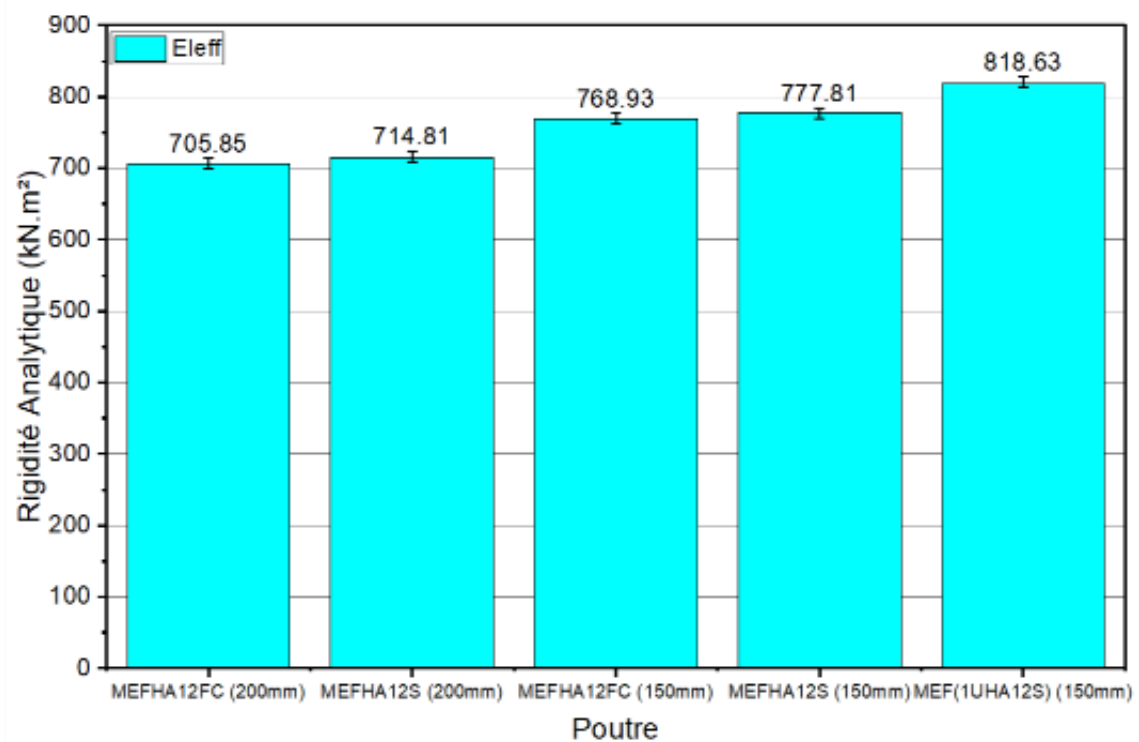


Figure V- 29 : Prédiction de la rigidité analytique par le calcul analytique

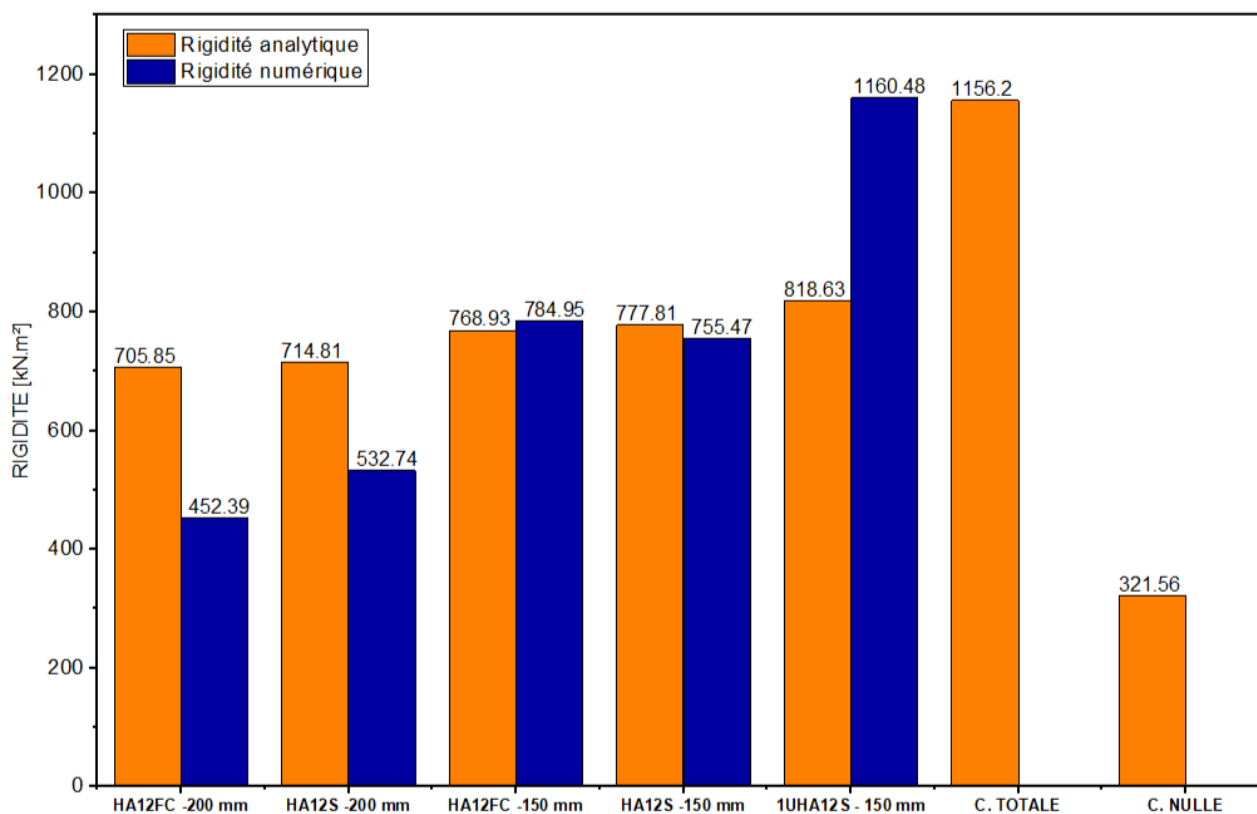


Figure V- 30 : comparaison des rigidités analytique et numériques des poutres simulées

En conclusion, l'Eurocode 5 peut ne pas prendre en compte certains facteurs qui peuvent affecter la rigidité des poutres mixtes bois-béton, tels que la déformation plastique du connecteur bois-béton. Les ingénieurs doivent être conscients de ces limitations et utiliser des méthodes de calcul plus avancées (éléments finis par exemple) pour obtenir une estimation plus précise de la rigidité de la poutre mixte.

5.4.5.1 Capacité de résistance ultime

La méthode utilisée dans le chapitre 4 à la section 2.4.2 est la même utilisée ici pour déterminer la capacité de charge ultime des cinq poutres mixtes bois-béton simulées (figure V-31). D'après les calculs analytiques, la capacité de charge ultime moyenne minimale est de 41,94 kN pour les poutres équipées de connecteurs HA12FC espacées de 200 mm. Les poutres équipées de connecteurs HA12S espacées de 200 mm ont une capacité de charge ultime moyenne de 42,47 kN. La réduction de l'espacement à 150 mm n'a pas eu un grand effet, la différence n'étant pas supérieure à 2 kN pour les deux types de poutres. En revanche, la poutre équipée d'un connecteur HA12U en rive et de connecteurs HA12S espacés de 150 mm a une capacité de charge ultime de 45,09 kN. D'après la simulation numérique, les poutres équipées de connecteurs HA12FC espacées de 200 mm ont une capacité de charge ultime de 31,71 kN. Pour les poutres équipées de connecteurs HA12S, cette valeur est de 31,65 kN. La réduction de l'espacement à 150 mm a eu un effet plus important sur la simulation numérique. Les poutres équipées de connecteurs HA12FC ont obtenu une capacité de charge ultime de 44,76 kN contre 42,8 kN pour les poutres équipées de connecteurs HA12S. L'utilisation de connecteurs HA12U en rive a permis d'augmenter la capacité de charge ultime à 63,91 kN.

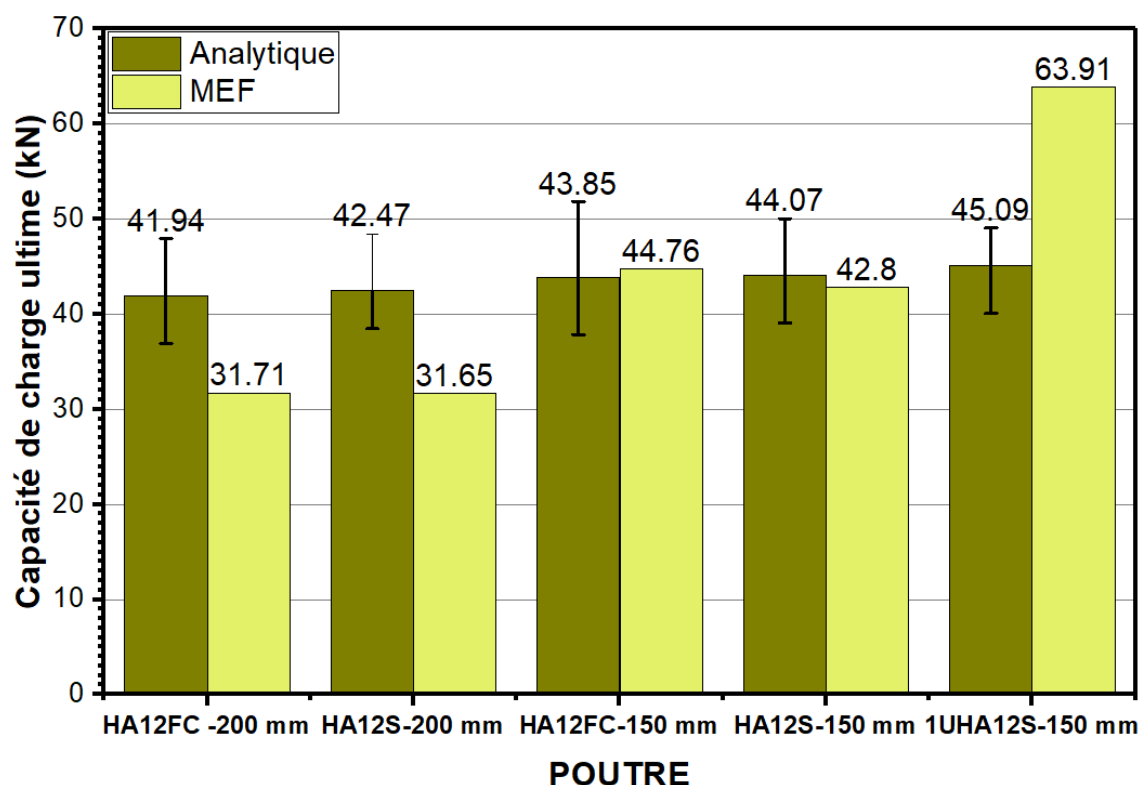


Figure V- 31: Comparaison des capacités de charge ultime– analytiques et numériques.

5.4.5.2 Capacité portante à l'état limite de service

La figure V-32 présente les capacités de résistance en service des poutres mixtes étudiées. La méthodologie employée est la même que celle utilisée dans la section 2.3.3 du chapitre 4. En ce qui concerne les résultats obtenus par la formule analytique pour la capacité de charge ultime en service (ELS), on note une capacité minimale moyenne de 15,06 kN pour les poutres équipées de connecteurs HA12FC espacées de 200 mm. Les poutres équipées de connecteurs HA12S avec un espacement de 200 mm ont une capacité de charge ultime moyenne de 15,25 kN. La réduction de l'espacement à 150 mm n'a pas eu un impact significatif sur la capacité de charge ultime en service (ELS), car la différence entre les deux types de poutres reste inférieure à 2 kN. La poutre équipée d'un connecteur HA12U en rive et de connecteurs HA12S avec un espacement de 150 mm a une capacité de charge en service (ELS) de 21,23 kN. En ce qui concerne la simulation numérique, les poutres équipées de connecteurs HA12FC espacées de 200 mm ont une capacité de charge en service de 8,96 kN, tandis que les poutres équipées de connecteurs HA12S ont une capacité de charge en service de 10,63 kN. La réduction de l'espacement à 150 mm a eu un impact plus important sur la simulation numérique. Les poutres équipées de connecteurs HA12FC ont obtenu une capacité de charge en service (ELS) de 14,55 kN contre 14,75 kN pour les poutres équipées de connecteurs HA12S. L'utilisation de connecteurs HA12U en rive a eu pour effet d'augmenter la capacité de charge en service (ELS) à 21,23 kN.

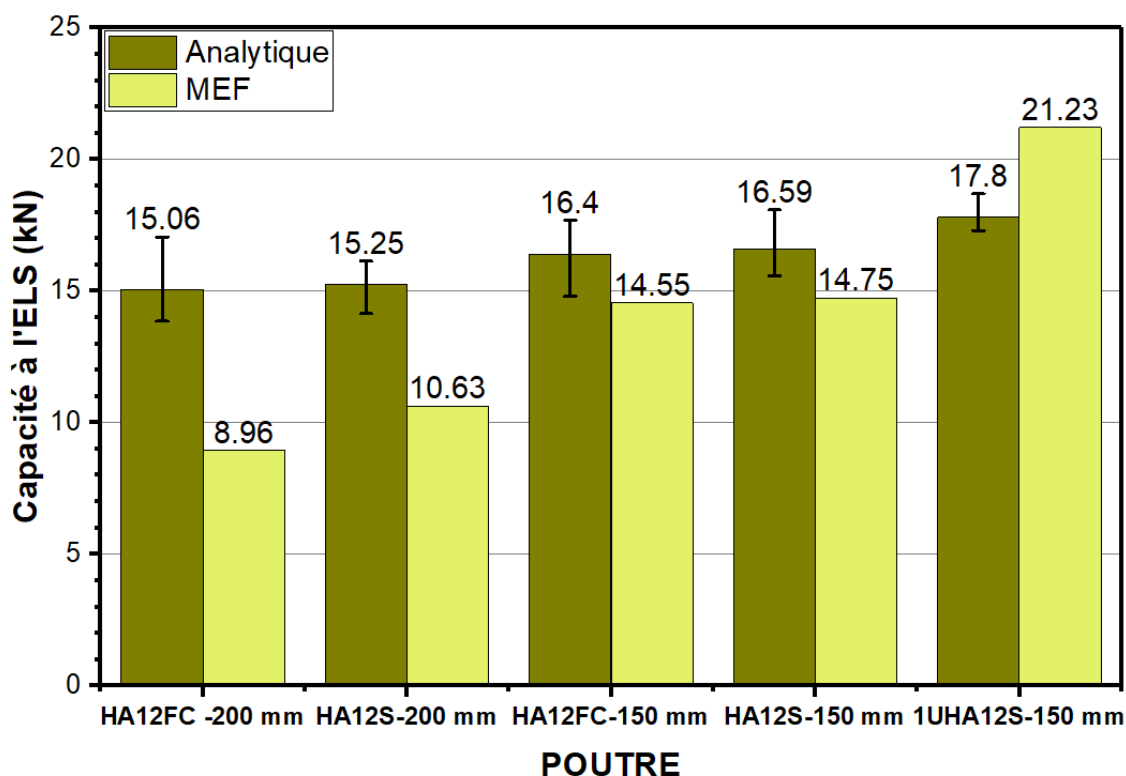


Figure V- 32 : Comparaison des charges d'exploitation des poutres mixtes testées à court terme aux états limites de service – analytiques et numériques.

5.5 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il a été décrit et appliqué le modèle analytique de l'essai de push-out suivant la méthode gamma de l'Eurocode 5. Les valeurs obtenues par la méthode gamma, le modèle analytique développé, le modèle numérique développé et l'expérimentation ont été comparées. Il a été obtenu de résultats presque similaires montrant que les modèles analytiques aussi bien que le modèle numérique prédisent très bien le comportement de la connexion étudiée.

Des études paramétriques ont été menées grâce au modèle numérique sur le diamètre de la tige de fixation, l'épaisseur de la tôle du profilé et la profondeur d'enfoncement. Il s'est avéré que les performances mécaniques des connexions augmentaient avec la profondeur d'ancrage dans le bois et le diamètre de la tige de fixation. On a remarqué que la diminution de l'épaisseur de la tôle pouvait entraîner la diminution des performances mécaniques de la connexion avec la même profondeur d'ancrage.

Le modèle a été utilisé pour simuler deux des connexions réalisées par (Djoubissié et al., 2018) faisant intervenir le fond de coffrage :

- La connexion S90-HA12 : Tige d'acier HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil de bois
- La connexion CTS90-HA12 : Entaille triangulaire et tige d'acier HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens de fil du bois

CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES

Le modèle 3D reproduit bien le comportement expérimental observé pour le S90-HA12. Pour le modèle numérique du CTS90-HA12, nous pouvons remarquer que la force maximale atteinte est la même que lors de l'expérimentation. Toutefois, il y a une phase de baisse de résistance qui n'est pas observée sur le modèle numérique. Nous pensons que cela est dû au fait que la loi de comportement pour les matériaux considérés est élastique parfaitement plastique alors qu'en réalité, il y a l'endommagement et la rupture du béton. De plus, il est également observé que les déformations plastiques sur la tige d'acier obtenues expliquent les changements de pente observés sur les courbes force - glissement.

Le modèle a par la suite été utilisé pour simuler quatre poutres mixtes bois-béton équipées des connexions étudiées en faisant varier les espacements. Les rigidités flexionnelles, les capacités de charges en service et à l'état ultime ont été observées. L'écart entre les rigidités flexionnelles analytiques et numériques des poutres espacées de 150 mm est assez faible comparé aux autres écarts. Le modèle numérique de la poutres mixte 1UHA12FC-150 s'est avéré avoir un comportement en connexion totale. Il faudrait vérifier cette hypothèse par l'expérimentation pour s'en assurer.

6 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les poutres mixtes bois-béton sont une combinaison efficace de deux matériaux couramment utilisés dans la construction, à savoir le bois et le béton. Cette approche consiste à associer une poutre en bois avec une dalle de béton, permettant ainsi de bénéficier des avantages structuraux de chaque matériau. Cependant, afin de créer une connexion solide entre la dalle de béton et la poutre en bois, l'ajout de connecteurs de cisaillement à leur interface est nécessaire. Cette thèse examine le comportement des connecteurs de cisaillement dans les poutres mixtes bois-béton et leur influence sur le comportement global de ces structures.

Selon les études bibliographiques menées sur les poutres mixtes, le fonctionnement d'une poutre mixte en flexion dépend du type et du nombre de connecteurs de cisaillement utilisés. Les connecteurs de cisaillement doivent présenter à la fois une résistance suffisante et une ductilité adéquate pour permettre à la poutre mixte d'atteindre sa résistance plastique maximale dans sa section transversale. Plusieurs méthodes de calcul des poutres mixtes ont été proposées par les chercheurs, notamment en se basant sur des normes telles que l'Eurocode 5 (Comité Européen de Normalisation, 2004), le DTU 31.2 (NF-DTU-31.2, 2019) en France ou le NDS (AWC-American Wood Council, 2018) aux États-Unis.

Divers types de connecteurs de cisaillement ont été proposés, sous différentes formes. Il n'existe pas de connecteur idéal pour la connexion bois-béton. En évaluant les avantages et les inconvénients de chaque type de connexions dans la revue littéraire, des caractéristiques requises en termes de résistance et de ductilité pour permettre à la poutre mixte de fonctionner correctement en flexion ont été identifiées. Cependant, il est important de noter que l'utilisation de poutres mixtes bois-béton reste limitée en Afrique subsaharienne, en raison principalement d'un manque de connaissances approfondies dans ce domaine, de l'absence de connecteurs adaptés dans le contexte local et des préoccupations liées à la durabilité du matériau bois. Dans le but de remédier à cette situation tout en répondant aux objectifs de développement durable, les travaux de Djoubissie (Djoubissie, 2018; Djoubissie et al., 2018) ont été entrepris pour développer des planchers mixtes bois-béton en utilisant des tiges d'acier haute adhérence, couramment utilisées comme armature pour le renforcement du béton armé, comme connecteurs. Ces recherches ont démontré la pertinence de ce choix de connexion tout en identifiant certaines limites et recommandations.

Ces limites et recommandations ont servi de base pour formuler la problématique de cette étude. Il a été proposé d'une part un connecteur par tige d'acier battu dans le bois et d'autre part un nouveau type de connecteur combinant une tige d'acier à un profilé en U. Ces connecteurs ont pour objectif de satisfaire toutes les exigences structurales et fonctionnelles pour fournir à la poutre mixte un comportement en flexion adéquat. Les essais expérimentaux de push-out et de flexion sur des poutres mixtes ont été réalisés, accompagnés du développement de modèles numériques pour approfondir la compréhension et enrichir les connaissances sur le comportement de ces nouvelles connexions.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Avant de procéder aux essais de cisaillement et de flexion, il était nécessaire de réaliser la caractérisation des matériaux et des assemblages étudiés. La caractérisation des matériaux a été réalisée en suivant les recommandations et les exigences des normes en vigueur, à travers des essais de compression, de traction et de flexion. Cette caractérisation a révélé un manque de maîtrise des matériaux à notre disposition, notamment en raison de la présence de deux types de bois et de deux types d'acier. Cependant, malgré cette diversité de matériaux, il a été possible d'identifier les propriétés spécifiques de chaque matériau et d'effectuer des simulations élémentaires sur le bois, le béton et l'acier. Les résultats des essais de caractérisation ont été utilisés pour paramétrer les matériaux dans le modèle par éléments finis, en utilisant l'outil Abaqus. Différentes configurations de connexions par tige d'acier ont été soumises à des essais push-out dans le but d'étudier l'influence de la géométrie du connecteur et de l'ajout d'un profilé en U, sur le comportement mécanique de la connexion. Les résultats obtenus mettent en évidence les points suivants :

- La présence d'un profilé en forme de U présente des avantages significatifs en termes de performances mécaniques de la connexion, notamment en ce qui concerne la résistance, la rigidité et la ductilité ;
- La variation du diamètre de la tige d'acier de 12 mm à 14 mm dans toutes les configurations de connexion utilisant uniquement des tiges d'acier contribue également à améliorer les performances mécaniques de la connexion, notamment en termes de résistance au cisaillement, de module de glissement et de ductilité ;
- Lorsqu'il s'agit de la connexion des tiges d'acier, le filetage de la tige a un effet négatif sur les performances mécaniques, tandis que l'ajout d'un crochet améliore la résistance, la rigidité et la ductilité de la connexion ;
- Les résultats des modèles par éléments finis présentent une bonne corrélation avec le comportement mécanique des connexions étudiées pour les configurations utilisant uniquement des tiges d'acier.

Quatre groupes de trois poutres mixtes bois-béton, présentant des configurations de connexion similaires, ont été conçus et soumis à des essais de flexion à quatre points à court terme. Dans le premier groupe, les poutres étaient connectées à l'aide de connecteurs combinant une tige d'acier avec un profilé en U. Dans le deuxième groupe, les poutres étaient connectées uniquement avec des tiges d'acier. Le troisième groupe utilisait une combinaison de connecteurs tige d'acier/profilé en U aux extrémités et des connexions par tige d'acier seule au niveau intermédiaire. Le quatrième groupe comprenait deux connecteurs tige d'acier/profilé en U aux extrémités et des connexions par tige d'acier seule au niveau intermédiaire. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Les poutres du premier groupe (connectées avec des connecteurs tige d'acier/profilé en U) présentent la plus grande résistance et rigidité, tandis que les poutres du deuxième groupe (connectées avec des tiges d'acier seules) sont les moins résistantes et les moins rigides ;

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

- La présence de connecteurs combinant tige d'acier et profilé en U aux extrémités permet d'accroître la capacité de charge et la rigidité des poutres mixtes par rapport aux poutres du deuxième groupe.
- Le modèle numérique des poutres mixtes parvient à reproduire de manière adéquate le comportement des poutres mixtes bois-béton.

Des simulations sont menées par la suite sur le MEF et il en ressort les différents points suivants :

- Les performances des connexions combinant tige d'acier et profilé en U augmenteraient avec le diamètre de la tige, l'épaisseur de la tôle profilée et la profondeur d'enfoncement dans le bois ;
- En réduisant l'espacement des connecteurs des poutres équipées de connecteurs HA12FC de 200 mm à 150 mm, on pourrait observer une amélioration de la rigidité en flexion de la poutre mixte d'environ 73% ;
- Une poutre mixte, dotée d'un connecteur composé de tiges d'acier et d'un profilé en U aux extrémités, ainsi que de tiges d'acier enfoncées dans le bois à des intervalles de 150 mm en tant que connexions intermédiaires, pourrait présenter un comportement similaire à celui d'une connexion complète.

Ce travail de thèse s'inscrit dans la suite d'une thèse qui a déjà été menée au LEMHaD. Les principaux résultats obtenus sont satisfaisants. Toutefois, il serait intéressant pour les prochaines études de :

- Réaliser des essais supplémentaires avec différentes essences de bois et différents niveaux de résistance du béton ; ces données pourraient servir à vérifier l'applicabilité du MEF. De plus, disposant de résultats expérimentaux sur le bois, une étude statistique suivant l'Eurocode 0 annexes D et E ou autre norme en vigueur pourrait être utilisée pour déterminer les valeurs caractéristiques de résistance du bois par exemple ;
- Développer une approche visant à modéliser avec une meilleure précision la connexion tige d'acier/profilé en U, en prenant en compte les charges de cisaillement et de compression auxquelles le bois est soumis à l'interface du profilé en U et du bois, tout en tenant compte des éventuels dommages causés au bois et d'un terme correcteur ;
- Effectuer d'autres études paramétriques en utilisant le modèle par éléments finis et développer des équations analytiques adaptées aux connexions testées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ahmadi, B. H., & Saka, M. P. (1993). Behavior of Composite Timber-Concrete Floors. *Journal of Structural Engineering*, 119(11), 3111–3130. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119)
- Auclair, S. C., Sorelli, L., & Salenikovich, A. (2016). A new composite connector for timber-concrete composite structures. *Construction and Building Materials*, 112, 84–92. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.025>
- AWC-American Wood Council. (2018). *National Design Specification*.
- Azzi, V. D., & Tsai, S. W. (1965). Anisotropic strength of composites - Investigation aimed at developing a theory applicable to laminated as well as unidirectional composites, employing simple material properties derived from unidirectional specimens alone. *Experimental Mechanics*, 5(9), 283–288. <https://doi.org/10.1007/BF02326292>
- Bedon, C., & Fragiaco, M. (2017a). Three-dimensional modelling of notched connections for timber-concrete composite beams. *Structural Engineering International*, 27(2), 184–196. <https://doi.org/10.2749/101686617X14881932435295>
- Bedon, C., & Fragiaco, M. (2017b). Three-dimensional modelling of notched connections for timber-concrete composite beams. *Structural Engineering International*, 27(2), 184–196. <https://doi.org/10.2749/101686617X14881932435295>
- Benoit, Y. (2018). *Guide des essences de bois* (Eyrolles (ed.); 4ème édition).
- Benoit, Y., Legrand, B., & Tastet, V. (2008). *Eurocode 5 Calcul des structures en bois - Guide d'application* (Vol. 9, Issue décembre 2005).
- Bezerra, L. M., Cavalcante, O. O., Chater, L., & Bonilla, J. (2018). V-shaped shear connector for composite steel-concrete beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 162–174. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.07.016>
- Branco, J. M., Cruz, P. J. S., & Piazza, M. (2009). Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. *Construction and Building Materials*, 23(1), 400–410. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2007.11.011>
- Carvalho, E. P., & Carrasco, E. V. M. (2010). Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints. In *Construction and Building Materials* (Vol. 24, Issue 8, pp. 1313–1322). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.036>
- Carvalho, P. E., & Carrasco, M. E. V. (2010). Influence of test specimen on experimental characterization of timber – concrete composite joints. *Construction and Building Materials*, 24(8), 1313–1322. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.036>
- Ceccotti, A. (1995a). Timber-concrete composite structures. In B. H. et Al. (Ed.), *Timber engineering, step 2: Composite Structures*.
- Ceccotti, A. (1995b). Timber–concrete composite structures. *Timber Engineering, STEP 2, Centrum Ho*(E13/1–E13/12).
- CEN - EN 338 - Structural timber - Strength classes. (1995). *European Committee for Standardization., Brussels*.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- CEN Comité Européen de Normalisation. (2000). *Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale*.
- Chen, T.-M., & Gutkowski, R. M. (1993). *Tests and Analysis of Mixed Wood-Concrete Beams (Preliminary Report)*.
- Chybiński, M., & Polus, Ł. (2022). Experimental Study of Aluminium-Timber Composite Bolted Connections Strengthened with Toothed Plates. *Materials*, 15(15). <https://doi.org/10.3390/ma15155271>
- Clouston, P., Bathon, L. A., & Schreyer, A. (2005). *Shear and Bending Performance of a Novel Wood – Concrete Composite System*. September, 1404–1412. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:9\(1404\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:9(1404))
- Comité Européen de Normalisation. (2004). *Eurocode 5: design of timber structures – part 1.1: general rules and rules for buildings*. Brussels,.
- Comité Européen de Normalisation. (2005). *Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- Crocetti, R., Sartori, T., & Tomasi, R. (2015). Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs. *Journal of Structural Engineering*, 141(9), 04014224. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001203](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001203)
- Deam, B. L., Fragiaco, M., & Buchanan, A. H. (2008). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. *Materials and Structures*, 41(3), 495–507. <https://doi.org/10.1617/S11527-007-9261-X>
- Dias, A. M. P. G. (2005). *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*. PhD thesis, Universidade de Coimbra.
- Dias, A. M. P. G., Van de Kuilen, J. W., Lopes, S., & Cruz, H. (2007). A non-linear 3D FEM model to simulate timber-concrete joints. *Advances in Engineering Software*, 38(8–9), 522–530. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2006.08.024>
- Djoubissie, D. D. (2018). *Étude des performances mécaniques des poutres et planchers mixtes bois-béton – Influence du mode de connexion* –, PhD Thesis, Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement.
- Djoubissie, D. D., Messan, A., Fournely, E., & Bouchaïr, A. (2015). Évaluation des caractéristiques mécaniques des connexions par entaille et barre d'acier ha fileté dans les poutres mixtes bois-béton. *Annales Du Batiment et Des Travaux Publics*, 68, 4–12.
- Djoubissie, D. D., Messan, A., Fournely, E., & Bouchaïr, A. (2018a). Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars. *Engineering Structures*, 172(December 2017), 997–1010. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.084>
- Djoubissie, D. D., Messan, A., Fournely, E., & Bouchaïr, A. (2018b). *Influence of Interlayer in Timber-Concrete Composite Structures with Threaded Rebar as Shear Connector- Experimental Study*. 6(1), 38–45. <https://doi.org/10.12691/ajcea-6-1-5>
- Dong, W., Wang, Z., Zhou, J., Zhang, H., Yao, Y., Zheng, W., Gong, M., & Shi, X. (2020). Embedment strength of smooth dowel-type fasteners in cross-laminated timber. *Construction and Building Materials*, 233, 117243. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117243>
- Dreux, G., & Festa, J. (1998). *Nouveau guide du béton et de ses constituants*. 8e ed. Eyrolles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Duwadi, S. R., & Ritter, M. A. (1997). Timber Bridges in The United States. *Public Roads*, 32–40.
- Eisenhut, L., Seim, W., & Kühlborn, S. (2016). Adhesive-bonded timber-concrete composites – Experimental and numerical investigation of hygrothermal effects. *Engineering Structures*, 125, 167–178. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.056>
- EN 26891 – Timber structures - Joints made with mechanical fasteners general principles for the determination of strength and deformation characteristics. (1991). In *European Committee for Standardization*. (Afnor EDIT).
- FPL-GTR-190. (2010). Wood Handbook - Wood as an Engineering Material. In *United States Department of Agriculture Forest Service* (Vol. 39, Issue 4). <https://doi.org/10.1161/01.RES.39.4.523>
- Fragiacomo, M., & Ceccotti, A. (2006). Long-Term Behavior of Timber–Concrete Composite Beams. I: Finite Element Modeling and Validation. *Journal of Structural Engineering*, 132(1), 13–22. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2006\)132:1\(13\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:1(13))
- Fragiacomo, M., & Yeoh, D. (2010). Design of timber-concrete composite beams with notched connections. *Materials Science*, 2(1), 1–12.
- Gelfi, P., Giuriani, E., & Marini, A. (2002). Stud shear connection design for composite concrete slab and wood beams. *Journal of Structural Engineering*, 128(12), 1544–1550. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:12\(1544\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:12(1544))
- Godycki, T., Pawlica, J., & Kleszczewski, J. (1984). Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte - Forschungsergebnisse und Ausführungsbeispiele. *BauIngenieur*, 59, 477–483.
- Gutkowski, R. M., Brown, K., Shigidi, A., & Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams. *Construction and Building Materials*, 22(6), 1059–1066.
- Hashin, Z. (1980). Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. *Journal of Applied Mechanics*, 47, 329–334.
- Hashin, Z., & Rotem, A. (1973). A Fatigue Failure Criterion for Fiber-Reinforced Materials. *Journal of Composite Material*, 7, 448.
- Hassanieh, A., Valipour, H. R., Bradford, M. A., & Sandhaas, C. (2017). Modelling of steel-timber composite connections: Validation of finite element model and parametric study. *Engineering Structures*, 138, 35–49. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.016>
- ISO. (2018). NF EN ISO 6892-2 (2018) -Matériaux métalliques - Essai de traction - Partie 2 : méthode d’essai à température élevée. *European Committee for Standardization*.
- ISO. (2019). NF EN ISO 6892-1 (2019) - Matériaux métalliques - Essai de traction - Partie 1 : méthode d’essai à température ambiante. *European Committee for Standardization*.
- Jiang, Y., & Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors. *Construction and Building Materials*, 195, 127–139. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066>
- Johansen, K. W. (1949). Theory of timber connections. *International Association of Bridge and Structural Engineering*, 249–262.
- Kavaliauskas, S., Kvedaras, A. K., & Valiūnas, B. (2007). Mechanical behaviour of timber-to-concrete connections with inclined screws. *Journal of Civil Engineering and Management*,

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

13(3), 193–199.

Li, W., Li, Q. N., Jiang, W. S., & Jiang, L. (2011). Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures - State-of-the-art. *Composites Part B: Engineering*, 42(2), 190–206. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2010.10.008>

Lukaszewska, E., Fragiacomò, M., & Johnsson, H. (2010). Laboratory Tests and Numerical Analyses of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors. *Journal of Structural Engineering*, 136(1), 46–55. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000080](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000080)

Lukaszewska, Elzbieta. (2009). *Development Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*. Luleå University of Technology.

Lukaszewska, Elzbieta, Johnsson, H., & Fragiacomò, M. (2008). *Performance of connections for prefabricated timber – concrete composite floors*. 1533–1550. <https://doi.org/10.1617/s11527-007-9346-6>

Mai, K. Q., Park, A., & Lee, K. (2018). Experimental and numerical performance of shear connections in CLT–concrete composite floor. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 51(4). <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1202-3>

Matthews, F. L., & Rawlings, R. D. (1999). Strength of unidirectional composites and laminates. *Composite Materials*, 269–286. <https://doi.org/10.1016/b978-1-85573-473-9.50012-6>

McCullough, C. B. (1943). Oregon Tests on Composite (Timber-Concrete) Beams. *ACI Journal Proceedings*, 14(5), 429–440. <https://doi.org/10.14359/8637>

Meghlat, E. M. (2015). *Développement de modèles numériques par éléments finis pour l'analyse du comportement mécanique des connexion bois/béton*. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Meghlat, E. M., Oudjene, M., Ait-Aider, H., & Batoz, J. L. (2013). A new approach to model nailed and screwed timber joints using the finite element method. *Construction and Building Materials*, 41, 263–269. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.068>

Molina, J. C., Oliveira, C. A. B., Christoforo, A. L., Bôas, D. V., & Junior, C. C. (2019). Influence of the bonding of rebar dowel with adhesive on wood-concrete composite specimens. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 173(12), 904–913. <https://doi.org/10.1680/jstbu.19.00058>

Monteiro, S., Dias, A. M. P. G., & Lopes, S. (2020). Distribution of concentrated loads in timber-concrete composite floors: Simplified approach. *Buildings*, 10(2). <https://doi.org/10.3390/buildings10020032>

Morel, J. (2005). *Calcul des structures métalliques selon l'eurocode 3* (EYROLLES (Ed.); Blanche BT).

Müller, K. (2020). *Timber-concrete composite slabs with micro-notches*. PhD Thesis, ETH ZURICH.

Müller, P. (1921). *Patent DE334431C: Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht*.

Murthy, C. K. (1984). Concrete Composites For Low Cost Housing. *Housing Science*, 8(2), 205–215.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- NF-DTU-31.2. (2019). *Travaux de bâtiment - Construction de maisons et bâtiments à ossature en bois - Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types (CCT)- Partie 1-2 : Critères généraux de choix des matériaux (CGM) - Partie 2 : Cahier des clauses administratives spéciales t.*
- Oudjene, M., Meghlat, E. M., Ait-Aider, H., & Batoz, J. L. (2013). Non-linear finite element modelling of the structural behaviour of screwed timber-to-concrete composite connections. *Composite Structures*, 102, 20–28. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.02.007>
- Pham, H. S. (2007). *Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes*. Ecole nationale des ponts et chaussées, France.
- Polus, L., & Szumigala, M. (2019). Finite Element Modelling of the Connection for Timber-concrete Composite Beams. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 471(5). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/5/052081>
- Porhinčák, M., & Eštoková, A. (2013). Comparative analysis of environmental performance of building materials towards sustainable construction. *Chemical Engineering Transactions*, 35, 1291–1296. <https://doi.org/10.3303/CET1335215>
- Postulka, J. (1983). Strengthening of wooden ceiling constructions. In *IAEBSE Symposium*, 441–447.
- Richart, F., & Williams, C. (1943). Tests of composite timber and concrete beams. *University of Illinois Bulletin*, 39(2), 253–276. <https://doi.org/10.14359/8630>
- Rodrigues, J., Dias, A. M. P. G., & Providência, P. (2013). Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review. *BioResources*, 8(4), 6630–6649. <https://doi.org/DOI:10.15376/biores.8.4.6630-6649>
- Sandhaas, C., Ravenshorst, G. J. P., Blass, H. J., & Van De Kuilen, J. W. G. (2013). Embedment tests parallel-to-grain and ductility aspects using various wood species. *European Journal of Wood and Wood Products*, 71(5), 599–608. <https://doi.org/10.1007/s00107-013-0718-z>
- Schaub, O. (1931). *Patent US1792040A: Wood Reenforced Concrete Structural Member*.
- Schaub, O. (1939). *Patent DE673556C: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte*.
- Susainathan, J., Eyma, F., DE Luycker, E., Cantarel, A., & Castanie, B. (2020). Numerical modeling of impact on wood-based sandwich structures. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 27(18), 1583–1598. <https://doi.org/10.1080/15376494.2018.1519619>
- SIA 260 : Basis of Structural Design, 44 (2003).
- SIA 265, Holzbau (2012).
- Szumigala, M., Szumigala, E., & Polus, Ł. (2018). Laboratory Tests of New Connectors for Timber-Concrete Composite Structures. *Engineering Transactions*, 66(2), 161–173.
- Tannert, T., Endacott, B., Brunner, M., & Vallée, T. (2017). Long-term performance of adhesively bonded timber-concrete composites. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 72, 51–61. <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2016.10.005>
- Tsai, S. W., & Wu, E. M. (1971). A General Theory of Strength for Anisotropic Materials. *Journal of Composite Material*, 5, 58.
- Turrini, G., & Piazza, M. (1983). Una tecnica di recupero statico dei solai in legno. *Revista tecnica. Recuperare* N° 5, 6, 7.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Van der Linden, M. (1999). *Timber-concrete Composite Floor Systems*. Technische Universiteit Delft.
- Wacker, J. P., Dias, A. M. P. G., & Hosteng, T. K. (2020). 100-Year Performance of Timber-Concrete Composite Bridges in the United States. *Journal of Bridge Engineering*, 25(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001513](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001513)
- Wang, Z., Wei, Y., Li, N., Zhao, K., & Ding, M. (2020). Flexural behavior of bamboo–concrete composite beams with perforated steel plate connections. *Journal of Wood Science*, 66(1). <https://doi.org/10.1186/s10086-020-1854-9>
- Xu, B. H., Bouchaïr, A., & Racher, P. (2012). *Analytical study and finite element modelling of timber connections with glued-in rods in bending*. 34, 337–345. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.087>
- Yeoh, D., Fragiacomò, M., De Franceschi, M., & Boon, K. H. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1085–1095.
- Yeoh, David, Fragiacomò, M., Aldi, P., Mazzilli, M., & Kuhlmann, U. (2008). Performance of notched coach screw connection for timber-concrete composite floor system. *10th World Conference on Timber Engineering 2008, 1*, 294–301.
- Zhu, W., Yang, H., Liu, W., Shi, B., Ling, Z., & Tao, H. (2019). Experimental investigation on innovative connections for timber – concrete composite systems. *Construction and Building Materials*, 207, 345–356. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.079>
- Zwicky, D. (2009). Improving the Performance of Timber Beams with Prestressed Laminates. *IABSE Symposium Report, September*. <https://doi.org/10.2749/222137809796067966>

ANNEXE

A-1 Dimensionnement des poutres mixtes bois-béton selon l'Eurocode 5

Dans le but de dimensionner les sections mixtes bois béton, il faut déterminer les modules de glissement des connexions soit expérimentalement soit en utilisant les recommandations de l'Eurocode 5. Une fois ces modules déterminés, il est possible de dimensionner des poutres mixtes suivant des formules données par l'Eurocode 5 à court terme ou à long terme. Mais on a parfois recours à l'essai de flexion pour avoir une meilleure approximation du comportement des poutres mixtes. L'Eurocode 5 nous fournit une base pour un calcul linéaire élastique, la théorie des poutres minces est admise. Les équations d'équilibre sont basées sur un schéma de calcul statique correspondant à une poutre sur deux appuis simples, intégrant un coefficient de glissement entre le bois et le béton. la figure présente le glissement relatif à l'interface bois-béton. Dans le cas des connecteurs métalliques et pour une répartition uniforme de ces derniers, le module de glissement « k » exprime la relation entre le glissement relatif bois-béton, μ , et l'effort tranchant, v , rasant l'interface, selon la relation A-1 :

$$v = k \cdot \mu \quad (A-1)$$

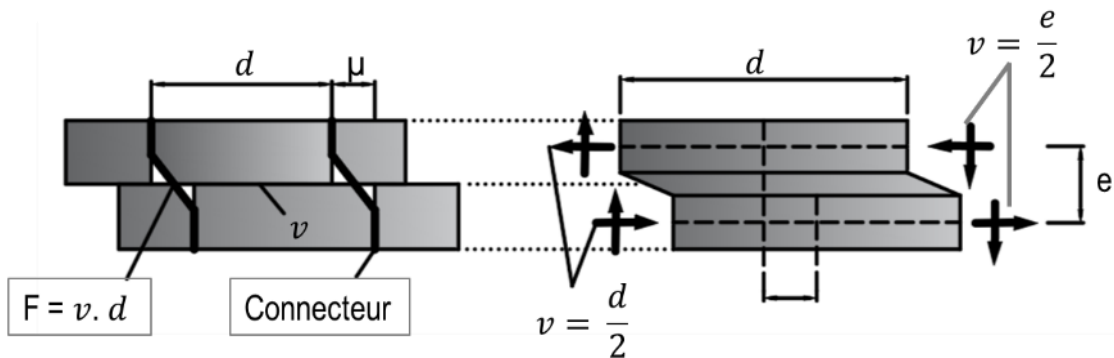


Figure A- 1: Glissement relatif à l'interface bois-béton

A-1.1. Caractéristiques de la section mixte

Pour une section mixte en comportement linéaire élastique, la section de béton est transformée en une section de bois équivalente en introduisant un coefficient d'équivalence donné par la relation :

$$n = \frac{E_c}{E_t} = \frac{E_{\text{beton}}}{E_{\text{bois}}} \quad (A-2)$$

En tenant compte du module de glissement γ entre le bois et le béton, on obtient une section effective A_{eff} donnée en fonction des sections du béton A_c et du bois A_t comme suit :

$$A_{\text{eff}} = \gamma n A_c + A_t \quad (A-3)$$

ANNEXE

Le module de glissement entre chaque matériau, i , est calculé pour une charge sinusoïdale ou uniformément répartie et dans le cas d'une poutre sur appuis simples, avec la relation suivante:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{L^2 K_i}} \quad (A-4)$$

Généralement, γ_2 est pris égal à l'unité (référence) et $\gamma_1 = \gamma$

Où L est la portée de la poutre, K_i ou K_{ser} a été définie précédemment (en N/mm), et s l'espacement entre connecteurs.

Ainsi la position de l'axe neutre Z_G (figure A- 2) de la section composée est donnée par :

$$z_G = \frac{1}{A_{eff}} \left[\gamma n A_c \frac{h_c}{2} + A_t \left(h_c + \frac{h_t}{2} \right) \right] \quad (A-5)$$

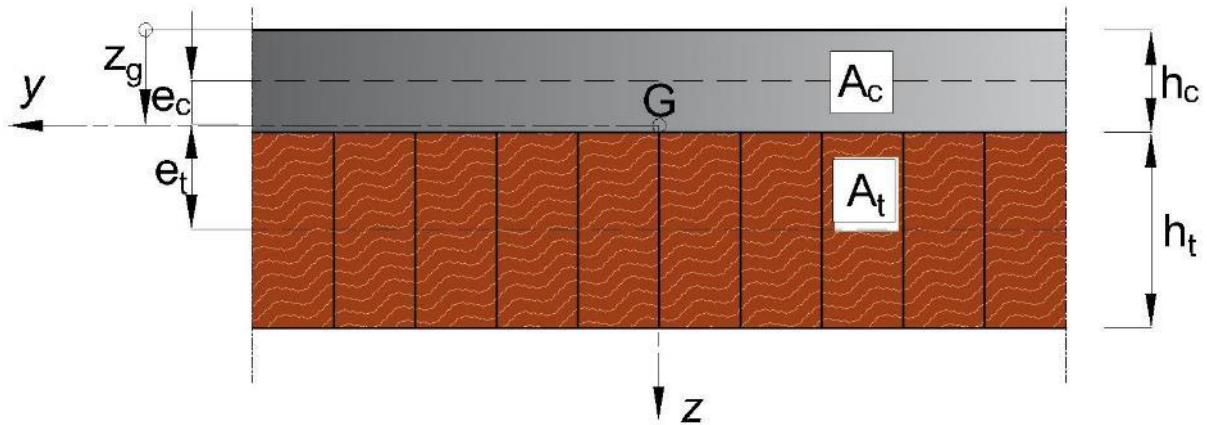


Figure A- 2: Coupe de la section composée bois-béton.

Le moment d'inertie effectif et la rigidité effective de la section mixte sont obtenus par :

$$I_{eff} = nI_c + I_t + \gamma n A_c e_c^2 + A_t e_t^2 \quad (A-6)$$

$$(EI)_{eff} = E_2 I_{eff} \quad (A-7)$$

Avec :

e_c et e_t les distances entre le centre de gravité et les axes de chaque matériau (figure A- 2), calculés comme suit :

$$e_c = z_G - \frac{h_c}{2} \quad (A-8)$$

ANNEXE

$$e_t = h_c + \frac{h_c}{2} - z_G \quad (A-9)$$

Une autre méthode pour le calcul de la rigidité effective consiste à introduire le module de Steiner B_s comme suit :

$$(EI)_{eff} = \sum_1^2 E_i I_i + B_s \quad (A-10)$$

Et :

$$B_s = \frac{\gamma E_c A_c E_t A_t}{\gamma E_c A_c + E_t A_t} e^2 \quad (A-11)$$

Avec e la distance entre les deux axes neutres de chaque matériau.

A-1.2. Calcul des contraintes

Dans chaque élément (matériau) i la contrainte normale totale comprend une partie σ_i due à l'effort normal de la liaison semi- rigide de la section composée agissant à l'axe de l'élément i et une autre partie $\sigma_{m,i}$ due au moment de flexion agissant à l'axe de l'élément i (figure A- 3)

$$\sigma_i = \frac{\gamma E_i e_i M_{max}}{(EI)_{eff}} \quad (A-12)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M_{max}}{(EI)_{eff}} \quad (A-13)$$

Si l'axe neutre de la section mixte se trouve dans l'élément 2 (bois), alors la contrainte tangentielle maximale s'obtient comme suit :

$$\tau_{2,max} = \frac{V_{max}(0.5 E_t b_t h^2)}{(EI)_{eff} b_t} \quad (A-14)$$

Et la contrainte tangentielle dans l'élément 2 à la liaison entre les deux matériaux est donnée par :

$$\tau_2 = \frac{V_{max}(\gamma_c E_c A_c e_c)}{(EI)_{eff} b_t} \quad (A-15)$$

ANNEXE

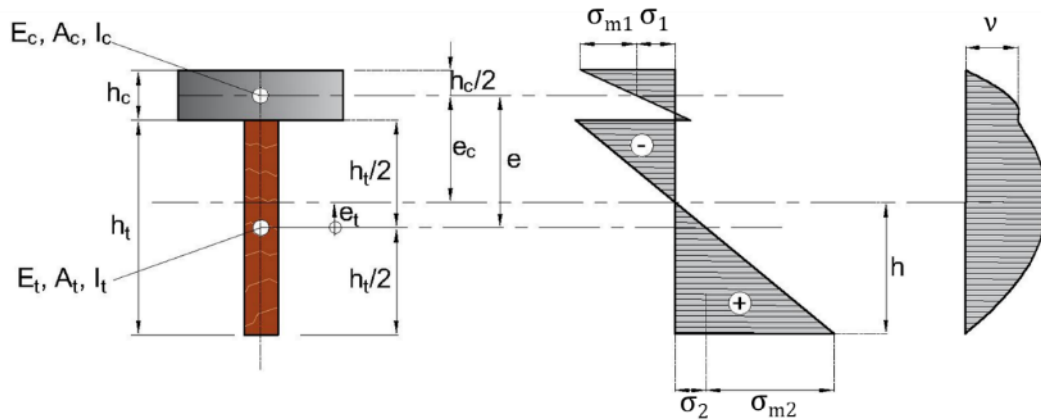


Figure A- 3: Distribution des contraintes dans la section composée.

A-1.3. Calcul de la force reprise par le connecteur

L'effort repris par le connecteur au niveau de la liaison de la poutre mixte est donné par :

$$F_{max} = \frac{V_{max}(\gamma_c E_c A_c e_c s_c)}{(EI)_{eff}} \quad (A-16)$$

A-1.4. Efficacité de la connexion

Grace au calcul de la rigidité de la connexion rencontré précédemment, il est possible de déterminer l'efficacité de la connexion. En effet, la formule A-17 a été proposée par (Gutkowski et al., 2008):

$$E_f = \frac{EI_{eff} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0} \times 100 \quad (A-17)$$

Avec, EI_{eff} la rigidité efficace de la connexion, EI_0 , la rigidité en connexion nulle et EI_{∞} , la rigidité en connexion totale. Plus E_f se rapproche de 100, plus la connexion tend à être parfaite et plus E_f se rapproche de 0, plus la connexion tend à être nulle.

ANNEXE

A-2 Exemple de calcul de la rigidité flexionnelle analytique de poutres mixte testée (PHA12FC)

Tableau A- 1 : Paramètre de calcul

DALLE EN BETON			
Largeur	$b_c =$	500	mm
Epaisseur	$h_c =$	50	mm
Surface	$A_c =$	25000	mm ²
Inertie	$I_c =$	520.10 ⁴	mm ⁴
Module d'élasticité	$E_c =$	21200	MPa
POUTRE EN BOIS			
Largeur	$b_t =$	50	mm
Epaisseur	$h_t =$	150	mm
Surface	$A_t =$	7500	mm ²
Inertie	$I_t =$	1406.10 ⁴	mm ⁴
Module d'élasticité	$E_t =$	18569	MPa
CONNEXION			
HA12FC			
Rigidité en service	K_s	11800	N/mm
rigidité à l'ELU	K_u	9210	N/mm
Espacement	s	200	mm
SURFACE DES COMPOSANTES DE LA SECTION			
$A_c = b_c h_c =$		25000	mm ²
$A_t = b_t h_t =$		7500	mm ²
MOMENT D'INERTIE DES COMPOSANTES DE LA SECTION			
$I_c =$	$\frac{b_c h_c^3}{12} =$	520.10 ⁴	mm ⁴
$I_t =$	$\frac{b_t h_t^3}{12} =$	1406.10 ⁴	mm ⁴
L'ACTION COMPOSEE EST DONNEE PAR			
$\gamma_{t-c} = \left[1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{K_s l^2} \right]^{-1}$		0,07	

ANNEXE

LES DISTANCES DE L'AXE NEUTRE AUX CENTROIDES DES COMPANTES DE LA SECTION	
$a_t = \frac{\gamma_{t-c} E_c A_c (h_c + h_t + 2e)}{2(\gamma_{t-c} E_c A_c + E_t A_t)}$	41,25 mm
$a_c = \frac{h_t}{2} + \frac{h_c}{2} + e - a_t$	58,75 mm
LA RIGIDITE EFFECTIVE EN FLEXION DE LA POUTRE MIXTE	
$(EI)_{ANAL}$ $E_c I_c + \gamma_{t-c} E_c A_c a_c^2 + E_t I_t + E_t A_t a_t^2$	705.85 kN.m ²

ANNEXE

A-3 Utilisation du théorème de Castigliano pour déterminer E et G

Théorème de CASTIGLIANO : L'énergie de déformation étant exprimée en fonction des forces appliquées, la dérivée partielle de l'énergie par rapport à l'une des « forces » a pour valeur la projection du « déplacement » du point d'application de cette force suivant sa ligne d'action.

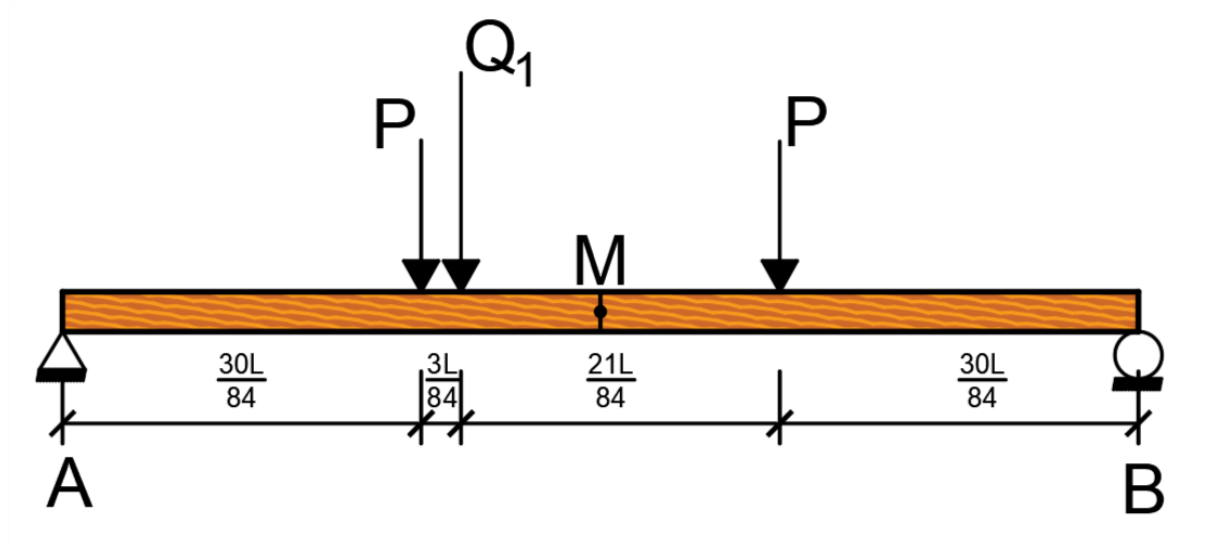


Figure A- 4 : Décomposition de la poutre en bois

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2P + Q_1$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = P + \frac{33}{84}Q_1$$

$$R_A = P + \frac{51}{84}Q_1$$

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 30L/84$

$$V_1 = -R_A$$

$$M_1 = -R_A x$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 3L/84$

$$V_2 = P - R_A$$

$$M_2 = -Px + \left(x + \frac{30L}{84}\right)R_A$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 21L/84$

$$V_3 = R_B - P$$

$$M_3 = -Px + \left(x + \frac{30L}{84}\right)R_B$$

ANNEXE

Tronçon 4 : $0 \leq x \leq 30L/84$

$$V_4 = R_B$$

$$M_4 = R_B x$$

Calcul de δ_1

$$\begin{aligned} \delta_1 = & \int_0^{\frac{30L}{84}} \frac{M_1}{EI} \frac{\partial M_1}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{3L}{84}} \frac{M_2}{EI} \frac{\partial M_2}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{21L}{84}} \frac{M_3}{EI} \frac{\partial M_3}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{30L}{84}} \frac{M_4}{EI} \frac{\partial M_4}{\partial Q_1} dx + \\ & \int_0^{\frac{30L}{84}} \frac{V_1}{GA_c} \frac{\partial V_1}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{3L}{84}} \frac{V_2}{GA_c} \frac{\partial V_2}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{21L}{84}} \frac{V_3}{GA_c} \frac{\partial V_3}{\partial Q_1} dx + \int_0^{\frac{30L}{84}} \frac{V_4}{GA_c} \frac{\partial V_4}{\partial Q_1} dx \end{aligned}$$

On a :

$$\delta_1 = \frac{194,49}{E} P + \frac{0,45}{G} P$$

$$\delta_M = \frac{205,88}{E} P + \frac{0,45}{G} P$$

D'où l'on tire E et G.

ANNEXE

A-4 Simulations préliminaires menées sur les tiges d'acier

Pour déterminer l'acier utilisé lors des essais push-out, des simulations ont été réalisées en utilisant les deux types d'acier qui ont été testés lors de la caractérisation. Les résultats de ces simulations sont illustrés dans la figure ci-dessous. Ces courbes de force par rapport au glissement ont été générées à l'aide d'une analyse par éléments finis (MEF) mise en œuvre dans Abaqus. Il est clair que la courbe obtenue avec l'acier de moindre résistance est plus représentative de l'essai push-out. Cette observation a permis de conclure que l'acier utilisé était en fait l'acier de moindre résistance.

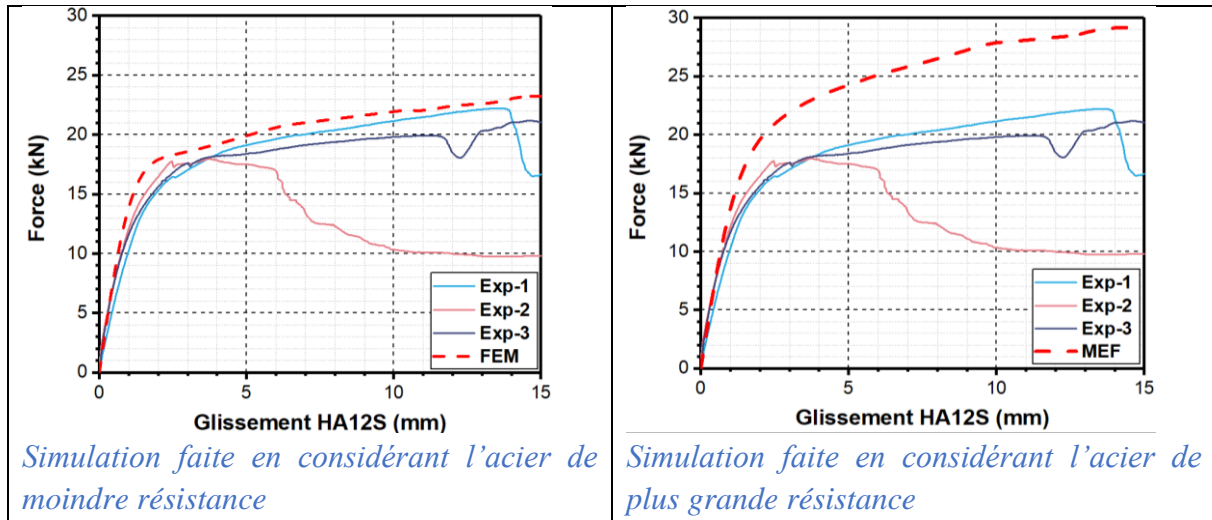


Figure A- 5 : Simulation préliminaires sur les tiges d'acier

TABLE DES MATIERES

7 Table des matières

DEDICACES	iii
REMERCIEMENTS	iv
RESUME	vi
TABLE DES MATIERES	ix
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES TABLEAUX	xix
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART	5
1.1 Introduction	5
1.2 Historique	6
1.3 Conception et Avantage de la construction mixte bois-béton	7
1.4 Matériaux utilisés dans la construction mixte bois-béton.....	9
1.4.1 Le bois	9
1.4.2 Le béton.....	17
1.4.3 L'acier	17
1.5 Typologie des sections mixtes	19
1.6 Systèmes de connexion et comportement des connexions	21
1.7 Détermination des caractéristiques mécaniques des connecteurs.....	28
1.7.1 Essais Push-out.....	28
1.7.2 Détermination de la rigidité de la connexion par l'expérimentation.....	31
1.7.3 Détermination de la rigidité de la connexion par l'Eurocode 5	33
1.7.4 Détermination de la rigidité de la connexion suivant la norme EN 26891	34
1.7.5 Détermination de la ductilité des connecteurs.....	35
1.8 Modèles numériques	36
1.8.1 Conception d'un modèle élément finis du bois	36
1.8.2 Modèles éléments finis de la connexion mixte bois-béton	40
1.9 Conclusion partielle	49
2 CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX (EXPERIMENTATION ET CARACTERISTIQUES NUMERIQUES)	50
2.1 Introduction	50
2.2 Essais expérimentaux	50

2.2.1	Le bois	50
2.2.2	L'acier	66
2.2.3	Le béton.....	72
2.3	Simulations numériques	73
2.3.1	Le bois	73
2.3.2	L'acier	82
2.3.3	Le béton.....	87
2.4	Conclusion partielle	90
3	CHAPITRE 3: ESSAIS PUSH-OUT – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	91
3.1	Introduction	91
3.2	Matériel et méthodes	91
3.2.1	Géométrie des éprouvettes	91
3.2.2	Description des systèmes de connexion	93
3.2.3	Procédé expérimental	95
3.2.4	Modélisation éléments finis	97
3.3	Résultats des essais Push-out.....	101
3.3.1	Courbes force glissement et mode de ruine.....	101
3.3.2	Paramètres des connexions.....	106
3.3.3	Discussion et comparaison des connexions	108
3.3.4	Résultats des simulations	111
3.4	Conclusion partielle	115
4	CHAPITRE 4: ESSAIS DE FLEXION – APPROCHE EXPERIMENTALE ET MODELISATION.....	117
4.1	Introduction	117
4.2	Matériaux, matériels et méthodes	117
4.2.1	Matériaux	117
4.2.2	Description des poutres testées	117
4.2.3	Protocole expérimental.....	121
4.2.4	Description du Modèle éléments finis (MEF).....	123
4.3	Résultats.....	123
4.3.1	Courbes et modes de ruine	123
4.3.2	Analyse et discussions.....	131

4.3.3	Comparaisons entre les différentes méthodes (expérimentales, analytiques et numérique)	137
4.4	Conclusion partielle	143
5	CHAPITRE 5 : APPROCHE ANALYTIQUE ET ETUDES PARAMETRIQUES.....	144
5.1	Introduction	144
5.2	Etude paramétrique sur l'essai Push-out	144
5.2.1	Simulation sur la limite d'élasticité de l'acier du connecteur	145
5.2.2	Simulation bois fort – bois faible	146
5.2.3	Diamètre de la tige pour le connecteur avec profilé en U	147
5.2.4	Influence de l'épaisseur des parois du profilé en U	150
5.2.5	Influence de l'enfoncement du profilé en U dans le bois.....	152
5.2.6	Simulation avec la présence d'un fond de coffrage et d'autres matériaux.....	155
5.3	Approche analytique du comportement des connecteurs tiges d'acier.....	158
5.3.1	Méthode de l'Eurocode 5	158
5.3.2	Formule développée basée sur l'analyse plastique des structures.....	160
5.3.3	Comparaison des méthodes analytiques, expérimentales et numériques	162
5.4	Etude paramétrique sur l'essai de flexion.....	162
5.4.1	Résultats des simulations menées	164
5.4.2	Influence de l'utilisation du connecteur HA12S en lieu et place des connecteurs HA12FC	165
5.4.3	Influence de la réduction de l'espacement	167
5.4.4	Influence de l'utilisation d'un profilé en U aux extrémités pour les poutres mixtes équipées de connecteurs HA12S espacés de 150 mm.....	169
5.4.5	Comparaison entre méthodes analytique et méthodes numérique.	170
5.5	Conclusion partielle.....	175
6	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	177
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	180
	ANNEXE	186
A-1	Dimensionnement des poutres mixtes bois-béton selon l'Eurocode 5	186
A-2	Exemple de calcul de la rigidité flexionnelle analytique de poutres mixte testée (PHA12FC)	190
A-3	Utilisation du théorème de Castigliano pour déterminer E et G	192
A-4	Simulations préliminaires menées sur les tiges d'acier	194
	TABLE DES MATIERES	195

RESUME

Cette thèse se concentre sur l'étude de plusieurs variantes de connecteurs par tige d'acier haute adhérence, couramment utilisés pour le renforcement du béton, dans le but d'améliorer les performances structurales des poutres mixtes bois-béton. Ces poutres combinent une poutre en bois (bois tropicaux) avec une dalle de béton, ce qui nécessite des connecteurs de cisaillement à l'interface des deux matériaux. Dans le contexte spécifique du Burkina Faso, une série d'essais a été réalisée pour évaluer différentes configurations de géométrie de tiges d'acier. Cela comprend les tiges d'acier battues dans le bois, les tiges d'acier filetées et les tiges d'acier filetées avec crochet de diamètre 12 mm et 14 mm. En outre, une solution innovante a été testée, consistant en un connecteur par tige d'acier non fileté de 12 mm de diamètre couplé à un profilé en U. Ce connecteur est issu d'un processus de fabrication simplifié avec une tige d'acier soudée à un profilé en U. Son installation est faite par battage à l'interface de la poutre mixte. L'intérêt de l'utilisation d'un profilé en U réside dans le fait d'offrir une grande surface de contact entre l'acier et le béton pour profiter au mieux de la grande résistance du béton.

Suite à la caractérisation des matériaux, des tests expérimentaux de cisaillement ou push-out ont été réalisés sur les différentes configurations de connecteurs afin d'étudier leur résistance, leur ductilité et leur mode de ruine. Sept systèmes de connexion ont été testés, et la connexion combinant des tiges d'acier haute adhérence non filetées couplées à un profilé en U a été identifiée comme la meilleure en termes de résistance, de rigidité et de ductilité. Les résultats ont montré que le filetage détériore légèrement le comportement des connexions, tandis que la présence du crochet améliore significativement le comportement des connexions par tige d'acier seules. De plus, un modèle numérique 3D utilisant le logiciel Abaqus a été calibré et validé à l'aide des résultats expérimentaux.

Des essais de flexion à quatre points ont ensuite été réalisés sur des poutres mixtes bois-béton. La connexion par tiges d'acier haute adhérence non filetées couplées à un profilé en U a été utilisée en combinaison avec la connexion par tiges d'acier haute adhérence filetées avec crochet vissées dans le bois pour construire des poutres mixtes. Au total, 12 poutres mixtes ont été réalisées. L'objectif de cette étude était d'analyser l'influence du comportement des connecteurs sur le comportement global des poutres mixtes bois-béton. Les résultats des tests expérimentaux ont montré que les poutres équipées uniquement d'un système de connexion par tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U présentaient les meilleures performances mécaniques en termes de capacité et de rigidité effective. Les poutres équipées de systèmes de connexion combinant les tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U et la connexion par tiges d'acier filetées avec crochet avaient une résistance et une rigidité effective proches des poutres équipées uniquement d'un système de connexion par tiges d'acier non filetées couplées à un profilé en U. Le modèle numérique développé pour les poutres mixtes permet de prédire avec précision le comportement des poutres mixtes testées expérimentalement.

Par ailleurs, le modèle numérique créé s'est avéré plus performant que les modèles analytiques pour prédire le comportement des poutres mixtes, et il a été utilisé pour mener des analyses paramétriques sur les connexions. Les études paramétriques réalisées grâce au modèle numérique ont permis de mettre en évidence l'importance de l'enfoncement du profilé en U dans le bois et l'espacement idéal pour obtenir un comportement en connexion totale des poutres mixtes. En perspective, il est prévu de développer une approche visant à modéliser avec une meilleure précision la connexion tige d'acier/profilé en U.

Mots-clés : poutres mixtes bois-béton, Bois tropical, Tige d'acier, Profilé en U, Essais push-out, Essais de flexion, Modèles analytiques et numériques.

ABSTRACT

This thesis focuses on the study of various variants of high-strength rebar connectors commonly used for concrete reinforcement, with the aim of improving the structural performance of timber-concrete composite beams. These beams combine a timber (tropical timber) beam with a concrete slab, requiring shear connectors at the interface of the two materials. In the specific context of Burkina Faso, a series of tests were conducted to evaluate different configurations of rebar geometry. This includes unthreaded rebars that have been hammered into the timber, as well as threaded rebars with or without a hook that have been screwed into the timber. The diameter of the rebar is 12 mm and 14 mm. Additionally, an innovative solution was tested, consisting of a non-threaded 12 mm diameter rebar connector coupled with a U-profile. This connector is derived from a simplified manufacturing process with a rebar welded to a U-profile. It is installed by hammering at the interface of the composite beam. The use of a U-profile offers a large contact surface between the rebar and the concrete to maximize the concrete's high strength.

Following material characterization, experimental push-out shear tests were performed on different connector configurations to study their strength, ductility, and failure mode. Seven connection systems were tested, and the connection combining non-threaded high-strength rebars coupled with a U-profile was identified as the best in terms of strength, stiffness, and ductility. The results showed that threading slightly deteriorates the behavior of the connections, while the presence of the hook significantly improves the behavior of rebar connections alone. Additionally, a 3D numerical model using Abaqus software was calibrated and validated using experimental results.

Four-point bending tests were then conducted on timber-concrete composite beams. The connection with non-threaded high-strength rebars coupled with a U-profile was used in combination with the connection using threaded high-strength rebars with hooks screwed into the timber to construct timber-concrete composite beams. A total of 12 composite beams were constructed. The objective of this study was to analyze the influence of connector behavior on the overall behavior of timber-concrete composite beams. The results of the experimental tests showed that beams equipped solely with the connection system of non-threaded rebars coupled with a U-profile exhibited the best mechanical performance in terms of capacity and effective stiffness. Beams equipped with connection systems combining non-threaded rebars coupled with a U-profile and the connection using threaded rebars with hooks had a bearing capacity and effective stiffness close to beams equipped solely with the connection system of non-threaded rebars coupled with a U-profile. The numerical model developed for the composite beams accurately predicts the behavior of the experimentally tested timber-concrete composite beams.

Furthermore, the created numerical model proved to be more accurate than analytical models in predicting the behavior of composite beams and was used to conduct parametric analyses on the connections. The parametric studies performed using the numerical model highlighted the importance of the embedding of the U-profile into the timber and the ideal spacing to achieve full connection behavior of timber-concrete composite beams. In the future, there are plans to develop an approach to more accurately model the rebar/U-profile connection.

Keywords: Timber-concrete composite beams, Tropical timber, Rebar, U-profile, Push-out tests, Bending tests, Analytical and numerical models.