MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÈNIE CIVIL



# THÈSE DE DOCTORAT SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL

# THÈME

Développement de modèles numériques par éléments finis pour l'analyse du comportement mécanique des connexions bois/béton

# Présentée par

# MEGHLAT El Mahdi

# Devant le jury d'examen composé de :

P <sup>*</sup> Y. BOUAFIA	Professeur à l'U.M.M.T.O	Président
P' H. Ait-Aider	Professeur à l'U.M.M.T.O	Rapporteur
D' M. Oudjene	Maître de conférences à l'U. Lorraine (France)	Co-Rapporteur
P A.J.M FERREIRA	Professeur à l'Université de Porto (Portugal)	Examinateur
P <sup>+</sup> A. Zerizer	Professeur à l'U.M.B. Boumerdès	Examinateur
D' S. Drizi	Maître de conférences A à l'U.M.M.T.O	Examinateur

Soutenue le : 30 / 01 / 2016

Mis en page avec la classe thloria.

## Avant-Propos

Le travail présenté dans cette thèse a été effectué en collaboration avec le Laboratoire d'Études et de Recherche sur le Matériau Bois (LERMAB) de l'Université de Lorraine, en France, sous la direction du Professeur Hacène Ait-Aider.

Je tiens à lui témoigner ma profonde gratitude de m'avoir accueilli dans son équipe de recherche et suivi régulièrement en me faisant bénéficier de sa compétence. Par son expérience, il a su m'éclairer sur les orientations scientifiques de la thèse tout au long de ces quatres années. Il a surtout veillé au bon déroulement de la thèse grâce au soutien à travers plusieurs stages scientifiques d'un mois, au LERMAB, dont j'ai pu bénéficier.

Je remercie vivement Monsieur Marc Oudjene, Maître de conférences à l'Université de Lorraine, responsable de l'équipe modélisation des structures par éléments finis au LERMAB, d'avoir contribué à ce travail en tant que co-directeur de thèse. Marc Oudjene m'a accueilli plusieurs fois dans son équipe de recherche au LERMAB et a mis à ma disposition des moyens matériels et humains indispensables à la réalisation des expériences et des tests mécaniques. Il m'a régulièrement suivi, je lui suis très reconnaissant pour la confiance qu'il m'a témoigné et le temps qu'il m'a accordé tout au long de ce travail.

J'exprime ma gratitude à Messieurs les membres du jury d'avoir accepté d'examiner cette thèse et pour l'intérêt qu'ils ont voulu porter à ce travail. Leur lecture approfondie de la thèse, leurs remarques et interrogations judicieuses m'ont été très précieuses.

Je tiens également à remercier vivement Monsieur le Professeur Youcef Bouafia d'avoir accepté d'examiner ce travail et d'assurer la présidence du jury et plus particulièrment le Professeur Antonio Ferreira d'avoir accepté de participer à ce jury malgré la distance.

Je tiens également à remercier tous mes camarades thèsards et mes collègues enseignants. Que tous ceux qui m'ont soutenu ou qui, d'une manière ou d'une autre ont contribué à l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance. Résumé Les poutres composites bois-béton sont largement utilisées pour améliorer les caractéristiques de résistance et de rigidité flexionnelle des planchers en constructions neuves comme en rénovation. Elles connaissent un grand essor dans les bâtiments à usage d'habitation, administratifs et industriels grâce à la montée en puissance des programmes de réhabilitation et du concept de la diminution du poids des structures. Les performances structurelles des poutres bois-béton dépendent directement de la capacité du connecteur utilisé pour résister aux efforts de cisaillement. Plusieurs types de connecteurs mécaniques, plus au moins rigides, sont utilisés pour connecter les poutres bois aux dalles béton. Le connecteur mécanique peut être discret ou continu. Ce mode de construction permet de combiner les avantages structuraux et non structuraux des deux matériaux (bois et béton). La procédure réglementaire de dimensionnement de ce type de poutre composite est basée sur une approche linéaire élastique en considérant principalement deux critères : l'état limite ultime et l'état limite de service. La plupart des modèles numériques existant dans la littérature sont dédiés aux assemblages par boulons et tiges de gros diamètres et très peu de travaux sur les assemblages réalisés par vis. En effet, la modélisation tridimensionnelle des vis reste très onéreuse et conduit à des temps de calcul inacceptables. La motivation principale de cette thèse est l'absence de modèles numériques prédictifs, adaptés aux situations pratiques, en ce qui concerne les vis et les modèles théoriques actuellement pratiqués, souvent trop simplifies. Dans ce travail, nous présentons un modèle numérique, par éléments finis, pour la simulation du comportement non-linéaire des connections vissées. L'approche est basée sur le couplage poutre/solide, où les vis sont modélisées par un élément de poutre spécial, sans ddl de rotation, et les autres membrures assemblées par des éléments finis volumiques. Les résultats ont été validés par comparaison aux résultats expérimentaux.

Mots-clés bois-béton, vis, éléments finis, experience, couplage poutre-solide.

**Abstract** Nowadays, composite timber-to-concrete beams are extensively used for strength and stiffness upgrading of existing and new flooring systems. They have gained more and more interest in residential and non-residential building constructions with the development of lightweight construction and rehabilitation programs. The structural performance of timber-to-concrete connections is highly depending on the shear resistance of the mechanical connector, which is a key parameter. A large range of mechanical shear connectors, with an extensive variety of stiffness and strength, are used to connect a timber beam to an upper concrete slab. Timber-to-concrete system is an effective means for combining the structural and non-structural benefits and eliminating some weaknesses of each material. The shear connectors can be either discrete or continuous elements. The standard procedure for the design of timber-to-concrete composite connections assumes linear elastic analysis, and must satisfy both ultimate (ULS) and serviceability (SLS) limit states.

To date, 3D FE models have mainly focussed on bolted connections, with relatively large diameter such as bolts, and very few 3D FE models dealing with screws have been developed. The research reported herein is motivated by the lack of finite element simulations of timber-to-concrete connections and the oversimplified standard procedures currently adopted in practice for such connections. In this thesis, a numerical approach issue related to the simulation of the non-linear load-slip behaviour of timber-to-concrete composite connections made with screws is presented. The approach is based on beamto-solid coupling, where the screws were modelled using a novel 4-node one-dimensional beam element, with only translational d.o.f., while the timber and concrete members were modelled, in detail, using 3D solid elements. The results are compared to the experimental ones and the main advantages of the approach developed are discussed by comparison to the currently available models in the literature.

Keywords Timber-to-concrete, screw, FEM, experimental, beam-to-solid coupling.

# Table des matières

Table o	les fig	ıres		ix
Liste d	es tab	leaux		xiii
Chapit	re 1			
Introd	uction	générale	1	
1.1	Introd	uction		1
1.2	Motiva	ations et objectifs de la thèse		6
	1.2.1	Description de la problématique		6
	1.2.2	Plan de travail et organisation de la thèse		6
Chapit	re 2			
Etat de	e l'art	sur les sections bois/béton		
2.1	Introd	uction		9
2.2	Types	de sections mixtes bois/béton		10
2.3	Types	de liaisons dans les connexions bois/béton		12
2.4	Les co	nnecteurs disponibles sur le marché		15
	2.4.1	Les connecteurs continus		15
		2.4.1.1 Assemblage par collage		15
		2.4.1.2 Connecteurs surfaciques (métalliques) $\ldots \ldots \ldots$		16
	2.4.2	Les connecteurs discrets		17
2.5	Domai	nes d'utilisation du bois/béton $\ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots$		22
2.6	Calcul	des sections bois/béton selon l'Eurocode 5 $\ .$		24
	2.6.1	Caractéristiques de la section composée		25
	2.6.2	Déformation spécifique d'un connecteur		27
	2.6.3	Calcul des contraintes		27

	$\mathcal{O} \in \mathcal{A}$	Calcul de la ferree r	ennice non le connectour	20
0 7	2.0.4			20
2.7	Aspec	s bibliographiques (	litterature scientifique)	28
	2.7.1	Modèles théoriques		34
	2.7.2	Modèles éléments fi	inis simplifiés	35
	2.7.3	Modèles éléments fi	inis avancés	36
2.8	Concl	$\operatorname{sion}$		39
Chapit	re 3			
Caract	érisati	on Expérimentale		
3.1	Introd	uction		41
3.2	Carac	érisation des matéri	aux	42
	3.2.1	Caractérisation du	bois	42
	3.2.2	Caractérisation du	béton	46
	3.2.3	Caractérisation de	la vis	47
3.3	Carac	érisation des assemb	blages	48
	3.3.1	Assemblage bois/bo	ois	48
		3.3.1.1 Descriptio	on des éprouvettes	48
		3.3.1.2 Test de ci	saillement	49
		3.3.1.3 Résultats	et analyse	51
	3.3.2	Assemblage bois/bo	éton	54
		3.3.2.1 Descriptio	on des éprouvettes	54
		3.3.2.2 Test de ci	saillement	55
		3.3.2.3 Résultats	et analyse	56
	3.3.3	Poutre composite e	en T bois/béton	59
		3.3.3.1 Confection	nnement des poutres composites	59
		3.3.3.2 Test de fle	exion et instrumentation	60
		3.3.3.3 Résultats	et analyse	61
	3.3.4	Conclusion	~ 	63
Chapit	re 4	des connerions u	iccócc	
Model	Isation	des connexions v	Issees	
4.1	Introd	iction		65
4.2	Positi	n du problème		66
4.3	Descri	otion de l'approche	proposée	66
	4.3.1	Objectifs de l'appro	oche	66

4.3.2	Principe	et hypothèses	67
4.3.3	Modifice	tion de l'élément fini de poutre à 2 noeuds $\ldots \ldots \ldots$	69
	4.3.3.1	Formulation de l'élément de poutre à 4 noeuds	70
	4.3.3.2	Traitement particulier des conditions aux limites	73
	4.3.3.3	Validation numérique	73
4.3.4	Choix de	es modèles de comportement	75
4.3.5	Simulati	on numérique des assemblages	80
	4.3.5.1	Assemblage bois/béton	80
	4.3.5.2	Assemblage bois/bois	83
	4.3.5.3	Poutre composite bois/béton	85
	4.3.5.4	Conclusion	88

# Chapitre 5

Conclusion générale et perspective	$\mathbf{s}$
------------------------------------	--------------

5.1	Conclusion	91
5.2	Perspectives	93

## Bibliographie

# 95

# Chapitre 6 Annexe : Contact-Frottement

6.1	Modél	sation du contact-frottement
	6.1.1	Principaux modèles de frottement
		6.1.1.1 Phénomènologie
		6.1.1.2 Modélisation du frottement $\hdots$
		6.1.1.3 Les modèles de frottement
6.2	Traite	nent du contact frottement $\ldots \ldots 110$
	6.2.1	Régularité des modèles de frottement $\hdots$
	6.2.2	Gestion numérique du contact
	6.2.3	Gestion du contact entre deux surfaces déformables $\ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ $
	6.2.4	Analyse statique du contact $\hdots$
	6.2.5	Analyse dynamique du contact

Table des matières

# Table des figures

1.1	Exemple de plancher bois/béton pré-fabriqué	2
1.2	Dalle bois/béton – Mise en place des connecteurs	2
1.3	Exemple de tablier de pont en bois/béton (source : V. Barbier et J-Y.	
	Joineau CETE de l'Est-LRPC Nancy)	3
1.4	Exemple de liaisons mécaniques : (a) tire-fonds type SBB, (b) vis bois/béton type SFS, (c) rainure + goujons précontraints, (d) connecteurs métalliques	
	type tube	4
2.1	Comportement linéaire élastique d'une section composée en fonction de	
	l'éfficacité de la liaison mécanique	10
2.2	Différents types de sections mixtes bois /béton (liste non exhaustive) $\ . \ .$ .	11
2.3	Exemple de poutre bois/béton réalisée en bois rond	11
2.4	Différents types de liaisons mécaniques bois/béton	14
2.5	Courbes typiques charge-déplacement pour différents moyens d'assemblage	14
2.6	Assemblage par collage : (a) mélange de la colle, (b) application de la colle	
	sur le bois	16
2.7	Les différents connecteurs surfaciques continus	17
2.8	Les connecteurs à tige cylindrique et tube	18
2.9	Les connecteurs type SBB (tire-fonds)	18
2.10	Les connecteurs type Tecnaria (mise en oeuvre en rénovation et en construc-	
	tion neuve)	19
2.11	Les connecteurs type SFS VB : (a) vis SFS, (b) exemple de mise en oeuvre	20
2.12	Les connecteurs type TEMCO : (a) vis TEMCO, (b) exemple de mise en	
	oeuvre	20
2.13	Les connecteurs HILTI	21
2.14	(a) Système D-Dalle, (b) rainure + goujon précontraint	21
2.15	Planchers bois/béton : (à gauche) en construction neuve, (à droite) en	
	rénovation	22

<ul> <li>2.17 Suppression de la flèche due au fluage grâce à la dalle de compression béton 2</li> <li>2.18 Pont bois/béton Ragoztobel (Suisse)- Pose des poutres en bois avec leurs connecteurs préparés en atelier</li></ul>	<ul> <li>23</li> <li>24</li> <li>24</li> <li>25</li> <li>26</li> <li>28</li> <li>29</li> <li>30</li> <li>31</li> <li>31</li> <li>32</li> </ul>
<ul> <li>2.18 Pont bois/béton Ragoztobel (Suisse)- Pose des poutres en bois avec leurs connecteurs préparés en atelier</li></ul>	24 25 26 28 29 30 31 31 31
connecteurs préparés en atelier2.192.19Pont bois/acier/béton des Fayettes (France)2.202.20Glissement relatif à l'interface bois/béton2.212.21Coupe de la section composée bois/béton2.222.22Distribution des contraintes dans la section composée2.222.23Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]2.222.24Comparaison des comportements globaux de différents planchers2.23	<ul> <li>24</li> <li>24</li> <li>25</li> <li>26</li> <li>28</li> <li>29</li> <li>30</li> <li>31</li> <li>31</li> <li>32</li> </ul>
2.19       Pont bois/acier/béton des Fayettes (France)       2         2.20       Glissement relatif à l'interface bois/béton       2         2.21       Coupe de la section composée bois/béton       2         2.22       Distribution des contraintes dans la section composée       2         2.23       Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]       2         2.24       Comparaison des comportements globaux de différents planchers       2	<ul> <li>24</li> <li>25</li> <li>26</li> <li>28</li> <li>29</li> <li>30</li> <li>31</li> <li>31</li> <li>32</li> </ul>
2.20       Glissement relatif à l'interface bois/béton       2         2.21       Coupe de la section composée bois/béton       2         2.22       Distribution des contraintes dans la section composée       2         2.23       Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]       2         2.24       Comparaison des comportements globaux de différents planchers       2	<ol> <li>25</li> <li>26</li> <li>28</li> <li>29</li> <li>30</li> <li>31</li> <li>31</li> <li>32</li> </ol>
2.21       Coupe de la section composée bois/béton       2         2.22       Distribution des contraintes dans la section composée       2         2.23       Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]       2         2.24       Comparaison des comportements globaux de différents planchers       2	26 28 29 30 31 31 32
2.22 Distribution des contraintes dans la section composée       2         2.23 Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]       2         2.24 Comparaison des comportements globaux de différents planchers       2	28 29 30 31 31 31 32
2.23 Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]	29 30 31 31 32
2.24 Comparaison des comportements globaux de différents planchers	30 31 31 32
- Person and the providence Oreganit as anterestory branchers	31 31 32
2.25 Comportement des poutres bois/béton : (à gauche) courbes forces-flèches,	31 31 32
(à droite) mode de rupture $\ldots$	31 32
2.26 Assemblage bois/béton avec une plaque perforée : (à gauche) mise en place	31 32
des connecteurs, (à droite) dispositif d'essai en cisaillement $\ldots$ $\ldots$ $\ldots$	32
2.27 Assemblage bois/béton étudié par Branco et al. [Branco (2009)]	
2.28 Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de la littérature [Branco	
$(2009)] \ldots \ldots$	32
2.29 Connexion étudiée par Chuan et al. et son mode de rupture	33
2.30 Comparaison de différents moyens d'assemblage bois/béton [Dias (2010)] . 3	33
2.31 Modèle théorique basé sur la théorie des poutres sur appuis élastiques [Chui	
$(1998)] \ldots \ldots$	35
2.32 Modélisation des vis par des ressorts [Fragiacomo (2004)]	36
2.33 Modélisation des liaisons bois-béton par un treillis équivalent [Bathon (2010)] 3	36
2.34 Modèle éléments finis simplifié des connecteurs acier/béton [Queiroz (2007)] $\stackrel{\scriptstyle <}{\scriptstyle \sim}$	37
2.35 Modèles éléments finis avancés en $3D$ : (à gauche) [Junior (2010)], (à droite)	
[Crocetti (2010)]	38
2.36 Modèle éléments finis avancé (3D) d'un assemblage bois réalisé par vis	
$[Hong (2011)] \dots \dots$	38
2.37Modèle éléments finis avancé (3D) d'un assemblage bois/béton réalisé par	
vis [Chuan (2008)]	39
2.38 Comparaison expérience/numérique - divergence des calculs [Chuan (2008)] $\$	39
3.1 Géométrie des éprouvettes et illustration des compressions uni-axiales 4	42
3.2 Courbes contrainte-déformation en compression radiale	43
3.3 Courbes contrainte-déformation en compression longitudinale	43
3.4 Dispositif du test de flexion 4 points selon la norme EN 408	44
3.5 Courbe force-flèche dans la plage des déplacements élastiques	45
3.6 Courbes expérimentales force-flèche à mi-portée issues des essais de flexion.	15

3.7	Tests de compression sur les éprouvettes en béton	46
3.8	Courbe moyenne contrainte-déformation de la vis	47
3.9	Configurations des assemblages bois/bois étudiées	48
3.10	Dispositif expérimental de l'essai de cisaillement	49
3.11	Mode opératoire de chargement selon la norme EN26891 [EN 26891 (1991)]	50
3.12	Courbe typique charge glissement selon la norme EN 26891 [EN 26891 (1991)]	50
3.13	Courbes expérimentales charge-glissement pour l'assemblage "Type A" $$ .	51
3.14	Courbes charge-glissement fonction de l'angle d'inclinaison de la vis $\ldots$ .	52
3.15	Modes de rupture de l'assemblage : (a) rotules plastiques au niveau de la	
	vis (type A), (b) sortie de la tête de vis (type B) et (c) enfoncement de la	
	tête de vis (type C) $\ldots$	54
3.16	Les assemblages bois/béton : (a) Mise en place du coffrage, (b) Bétonnage	
	et (c) Eprouvettes finies	55
3.17	Définitions géométriques et dispositif expérimental	56
3.18	Modes de rupture de l'assemblage : (a) rotules plastiques dans la vis et	
	écrasement du béton, (b) rupture par portance locale du bois	57
3.19	Courbes force-glissement des assemblages bois/béton	57
3.20	Dispositif expérimental en flexion 4-points selon l'EN 408	59
3.21	Confectionnement des poutres : (a) Mise en place des connecteurs, (b) Mise	
	en place du film protecteur, (c) Coffrage et ferraillage, (d) Poutres bétonnées	60
3.22	Mise en place de la poutre et intrumentation : (a) Poutre sur deux appuis,	
	(b) Mise en place d'un capteur déplacement LVDT à mi-portée, (c) Mise	
	en place d'un capteur déplacement LVDT au voisinage de l'appui	61
3.23	Modes de rutpure : (a) Rupture du bois en traction, (b) Glissement relatif	
	bois/béton	62
3.24	Courbes expérimentales force-flèche	63
3.25	Courbes expérimentales force-glissement relatif	63
4.1	Exemple de structure non adaptée à une discrétisation des vis par éléments	
	volumiques	67
4.2	Schéma de principe de l'approche proposée	68
4.3	Illustration du couplage poutre-solide [Bucalem (2011)]	69
4.4	Définition de l'élément de poutre à 4 noeuds	70
4.5	Définition des rotations en fonction des déplacements transversaux [24]	71
4.6	Poutre en console, dimensions en (mm).	74
4.7	Poutre sur deux appuis simples.	75
4.8	Coupe transversale d'un tronc d'arbre	76

4.9	(a) : Coupes longitudinale et transversale, (b) : Axe local définissant les	
	directions d'orthotropie [Reiterer (2001)]	76
4.10	Courbes typiques contrainte-déformation du bois	77
4.11	Modes de rupture en compression longitudinale [Gibson (1997), Bariska	
	(1985)]	78
4.12	Mécanismes de rupture des trachéides du bois dans les sens tangentiel et	
	radial [Gibson (1997)] $\ldots$	79
4.13	L'assemblage bois/béton : (a) modèle physique, (b) modèle EF (un quart)	82
4.14	Influence du maillage sur la courbe force-glissement	82
4.15	Comparaison des courbes force-glissement	83
4.16	Distribution des contraintes en fonction du niveau de glissement : (a) 5	
	mm, (b) 10 mm, (c) 14 mm et (d) 20 mm	84
4.17	Comparaison des résultats pour différentes configurations d'assemblage	85
4.18	Influence du frottement bois/bois (assemblage Type A)	86
4.19	Influence du diamètre de la vis (assemblage Type A)	86
4.20	Distribution des contraintes pour 20 mm de glissement	87
4.21	Courbes force-flèche à mi-portée	88
4.22	Courbes force-glissement relatif	88
4.23	Visualisation des contraintes générées par les vis	89
4.24	Comparaison expérience/numérique du glissement à l'interface bois/béton .	90
5.1	Exemples de renforcement par vis : (a) sur appui (vis-à-vis de la traction	
	transversale). (b) vis-à-vis du cisaillment	94
		-
6.1	Rugosité de surface d'une tôle d'emboutissage	104
6.2	Ecrasement d'aspérités lors du contact [Hammi (2000)]	104
6.3	Complexité de la composition du matériau au voisinage du contact [Hammi	
	$(2000)] \ldots \ldots$	104
6.4	Schématisation de deux corps en contact	105
6.5	Schématisation du modèle de Tresca [Hammi 00]	108
6.6	Schématisation du modèle de Coulomb [Hammi (2000)]	109
6.7	Schématisation du modèle de Norton-Hoff [Hammi (2000)]	110
6.8	Problème de contact en plasticité avec frottement de Coulomb [Hammi	
	$(2000)] \ldots \ldots$	112
6.9	Gestion du contact avec la notion de surfaces maître-esclave [Abaqus (2010]	]114
6.10	Algorithme de gestion du contact dans ABAQUS/Standard	115

# Liste des tableaux

3.1	Valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques du bois	46
3.2	Caractéristiques mécaniques du béton	47
3.3	Caractéristiques des assemblages bois/bois $\hdots$	53
3.4	Valeurs caractéristiques des assemblages bois/béton	58
3.5	Erreur relative concernant le module de glissement $K_{ser}$	58
3.6	Valeurs caractéristiques des poutres composites bois/béton $\hdots$	62
4.1	Comparaison de la flèche maximale à l'extrémité libre de la poutre	74
4.2	Comparaison de la flèche au point C $(W_C)$	75
4.3	Propriétés élastiques du bois [Zhou (2011)]	81

Liste des tableaux

# Introduction générale

## 1.1 Introduction

En construction bois, la taille des grumes disponibles (longueur, diamètre) pose souvent une limite très restrictive. En effet, la conception à partir de bois ronds ou sciés ne suffit plus pour franchir des grandes portées. Le recours à d'autres typologies tels que l'arc, le treillis, le haubanage est donc nécessaire. C'est une voie qui est très répandue en génie-civil. Une autre solution consiste à améliorer directement les caractéristiques de la section transversale par la mixité des matériaux en la reconstituant par plusieurs sections réunies. On peut citer, par exemple, les sections reconstituées en charpente métallique, les planchers collaborant acier/béton et les planchers mixtes bois/béton (figures 1.1 et 1.2).

Dans le cas des dalles soumises à la flexion, la combinaison du bois et du béton permet d'utiliser au mieux les propriétés de ces deux matériaux. Le béton placé en partie supérieure travaillera en compression tandis que le bois placé en partie inférieure reprendra les efforts de traction. D'un point de vue statique, par rapport à une section de bois seul, l'ajout d'une dalle de compression en béton permet d'augmenter considérablement la rigidité flexionnelle pour une hauteur statique limitée. Il s'agit d'un mode de construction dont la compétitivité est avérée pour des poutres ayant une portée de 6 à 15 m [Natterer (2000)]. Ainsi, ce type de planchers mixtes bois/béton trouve autant sa place dans des bâtiments neufs qu'en rénovation, ils sont très répondus en construction de bâtiments in-



FIGURE 1.1 – Exemple de plancher bois/béton pré-fabriqué



FIGURE 1.2 – Dalle bois/béton – Mise en place des connecteurs

dustriels, administratifs, complexes sportifs et bâtiments scolaires. En effet, l'ajout d'une dalle de compression en béton permet un fonctionnement en diaphragme et permet ainsi de rigidifier tout le bâtiment. Cette technique s'applique aussi aux bâtiments à plusieurs étages, aux passerelles et aux ponts (figure 1.3).

Au delà des caractéristiques de rigidité, d'autres avantages peuvent également être cités :

- par la masse qu'apporte le béton, l'isolation contre le bruit aérien est améliorée par rapport à un plancher bois simple;
- la couche de béton empêche la propagation de l'incendie d'un étage à l'autre et elle



FIGURE 1.3 – Exemple de tablier de pont en bois/béton (source : V. Barbier et J-Y. Joineau CETE de l'Est-LRPC Nancy)

constitue une étanchiété à l'eau de l'extinction;

- le système mixte bois/béton permet de réduire le poids, par rapport aux planchers classiques en béton conduisant ainsi à moins de risque de tassement différentiel et moins de sollicitations sismiques;
- les planchers bois-béton peuvent être préfabriqués, ce qui conduit à un gain de temps important sur chantier;

Toutefois, l'association de plusieurs sections d'un même matériau ou de plusieurs matériaux différents ne permet d'obtenir une section reconstituée efficace que s'il existe une liaison entre les différentes sections réunies. Dans le cas contraire, les caractéristiques de la section totale se réduiraient à la simple somme des caractéristiques de chaque section constitutive. Le rôle de la liaison est donc d'absorber l'effort tranchant rasant la liaison. On distingue plusieurs catégories de liaison plus au moins rigides :

- les liaisons par tiges cylindriques (clous, vis, tire-fonds, fer à béton collé, goujons...);
- les liaisons par connecteurs surfaciques (plaques dentées, anneaux, crampons...);
- les liaisons par collage;
- les liaisons par rainure dans le bois

L'exemple d'une section reconstituée avec une liaison considérée comme parfaitement rigide est la liaison collée. En effet, du fait que les déformations dues à l'effort tranchant au niveau du joint de colle soient négligeables, on peut considérer une section monobloc. Les comportements d'une section reconstituée par collage et d'une section sans liaison sont les deux comportements limites (extrêmes) entre lesquels se trouve le large champ des sections composées avec une liaison semi-rigide, généralement réalisée à l'aide d'organes mécaniques (figure 1.4).



(a)



(C)



Ф



FIGURE 1.4 – Exemple de liaisons mécaniques : (a) tire-fonds type SBB, (b) vis bois/béton type SFS, (c) rainure + goujons précontraints, (d) connecteurs métalliques type tube.

Le développement de ces éléments constructifs utilisant la combinaison bois/béton, par connecteurs métalliques, est en plein essor comme en témoignent les nombreux travaux menés ces dernières années [Balogh (2002), Branco (2009), Carvalho (2010), Ceccotti (1995), Ceccotti (2006), Clouston (2005), Crocetti (2010), Deam (2008), Dias (2010), Dias (2011), Fragiacomo (2012), Fernandez-Cabo (2012), et bien d'autres, dans le cadre de poutres porteuses et de planchers composites bois/béton. Ces différents travaux ont permis de montrer l'intérêt et les multiples avantages de cette technologie par comparaison aux structures traditionnelles en bois ou en béton, mais aussi le développement de solutions innovantes en ce qui concerne les liaisons par organes mécaniques en tenant compte des exigences et solutions de pré-fabrication.

Cependant, l'utilisation des planchers mixtes bois/béton en construction exige de disposer de méthodes de calcul et de dimensionnement capables d'appréhender le comportement de ces sections reconstituées.

Par ailleurs, la revue de la littérature scientifique (voir Chapitre 2), montre que la recherche dans ce domaine est encore limitée aux investigations expérimentales touchant principalement aux connecteurs mécaniques ainsi qu'aux solutions de pré-fabrication des planchers. Très peu de travaux ont été menés sur les aspects de modélisation numérique afin de réduire les tests expérimentaux lors de la validation de nouveaux concepts.

Les méthodes couramment utilisées sont basées sur une approche linéaire élastique en considérant une section homogène équivalente et en tenant compte de deux critères : l'état limite ultime et l'état limite de service. C'est notamment la méthode dite "Gamma" suggérée par l'Eurocode 5 [EN 1995 (2004)]. Elle repose sur le calcul des caractéristiques effectives de la section composite bois/béton, notamment la rigidité effective, dépendant du coefficient de glissement à l'interface bois/béton. Ce coefficient de glissement est calculé en fonction du module de glissement de service,  $K_{ser}$  ou ultime,  $K_u$ , du connecteur utilisé. On distingue, généralement, deux possibilités pour obtenir le module de glissement d'une connexion bois/béton :

- par tests expérimentaux, de type cisaillement, réalisés selon la norme européenne EN 26891 [EN 26891 (1991)];
- par différentes formules empiriques suggérées dans la littérature (Eurocode 5, Ceccotti [Ceccotti (1995)], Turrini et Piazza [Turrini (1983)]).

Les travaux disponibles dans la littérature sont très focalisés sur l'expérimentation et très peu de travaux orientés vers la modélisation numérique ont été publiés. Il est donc tout à fait pertinent de développer un modèle numérique, par éléments finis, prédictif basé uniquement sur la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux constituant la connexion composite.

## 1.2 Motivations et objectifs de la thèse

#### 1.2.1 Description de la problématique

Le développement d'un modèle numérique, par éléments finis, doit être prédictif et moins coûteux. En effet, le recours à des tests expérimentaux pour la caractérisation des sections composites bois/béton et très onéreux et coûteux (confectionnement des éprouvettes, temps de prise du béton, montage et réalisation des tests...). Par ailleurs, les méthodes de calcul basées sur des formules empiriques sont limités au comportement linéaire-élastique et le calcul du coefficient de glissement de la connexion n'est valable que dans le cas d'une poutre soumise à une charge répartie ou sinusoidale reposant sur deux appuis simples. La modélisation par éléments finis simplifiée basée sur un modèle ressort est moins prédictive et nécessite souvent le recours aux tests expérimentaux pour obtenir la raideur de la liaison afin d'alimenter le modèle concernant le ressort. Quant à la modélisation numérique avancée impliquant un maillage tridimensionnelle des connecteurs, elle n'est pas envisageable pour une application industrielle comportant plusieurs dizaines de vis (connecteurs). La capacité portante des assemblages bois/bois par organes métalliques (broches, boulons, plaques...etc), en simple ou en double plan de cisaillement, peut être estimée à l'aide des formules empiriques suggérées par l'Eurocode 5. En revanche, il n'existe aucune suggestion concernant le calcul de la capacité portante des assemblages bois/béton. Certains auteurs utilisent les formules dédiées aux assemblages bois/métal pour évaluer les assemblages bois/béton [Taazount (2013)].

L'objectif donc est de développer un modèle prédictif, facile à mettre en oeuvre, moins coûteux et surtout utilisable pour des applications de taille industrielle.

#### 1.2.2 Plan de travail et organisation de la thèse

Ce mémoire de thèse est décomposé en 5 chapitres et organisé de la manière suivante :

#### Chapitre 2

Ce chapitre est consacré à l'état de l'art sur les liaisons mécaniques bois/béton dédiées à la construction de planchers mixtes bois/béton. Nous nous intéresserons dans un premier temps aux différentes sections et configurations utilisées en pratique ainsi qu'aux différentes solutions de liaison entre le bois et le béton. Nous présenterons, ensuite, les aspects théoriques pour le calcul des caractéristiques effectives d'une section composite (reconstituée) avec une liaison semi-rigide, selon la méthode "Gamma" et nous rappelerons les différentes formules empiriques permettant d'obtenir le coefficient de glissement d'une connexions bois/béton. En fin, nous rapporterons, de manière synthétique, la revue de la littérature scientifique concernant l'étude et la modélisation des planchers (poutres) bois/béton. Une attention particulière sera portée aux modèles numériques existants.

#### Chapitre 3

Ce chapitre est dédié à la caractérisation expérimentale des matériaux et assemblages étudiés. Tout d'abord, les matériaux bois et béton ainsi que les vis (vis à bois et vis spéciales bois/béton de type SFS), utilisés dans cette étude, ont été caractérisés selon les normes européennes en vigueur. Ensuite, des assemblages bois/bois et bois/béton, à deux plans de cisaillement, ont été confectionnés en utilisant respectivement des vis à bois et des vis spéciales bois/béton (dite SFS) et caractérisés de manière expérimentale selon la norme EN 26891 [EN 26891 (1991)]. Finalement, des poutres composites bois/béton avec une section en T, à grande échelle, ont été confectionnées et testées mécaniquement jusqu'à rupture. Dans tous ces tests expérimentaux, les caractéristiques de résistance et de rigidité ont été mesurées. L'ensemble des données expérimentales sont ensuite fournies au chapitre 4 afin d'alimenter les modèles numériques développés et de les valider expérimentalement.

#### Chapitre 4

Ce chapitre est essentiel, il est dédié à la formulation, à la mise en oeuvre et à la validation du modèle éléments finis développé. Tout d'abord, il décrit le principe du modèle et justifie les différentes hypothèses retenues. Ensuite, il introduit la notion de couplage entre élément de poutre et élément solide (volumique) en portant une attention particulière sur l'incompatibilité des degrés de liberté (ddl) entre élément de poutre classique, en membrane/flexion, et l'élément solide et en présentant la solution de traitement classiquement utilisée. Par la suite, il propose une formulation d'un nouvel élément de poutre sans ddl de rotation inspiré des éléments de coque sans ddl de rotation de type Batoz, appelés DKTRF. Cet élément sans ddl de rotation (uniquement des ddl de translation) est tout à fait compatible avec les éléments solides et il n'est plus nécessaire d'introduire des conditions (équations) supplémentaires pour traiter l'incompatibilité des ddl. Après les aspects théoriques, l'implémentation et la validation de l'élément sans ddl de rotation sont présentées. En fin, l'élément développé est appliqué pour modéliser des assemblages bois/bois et bois/béton réalisés par vis ainsi que des poutres composites bois/béton, à grande échelle, comportant plusieurs dizaines de vis.

#### Chapitre 5

En fin ce dernier chapitre, conclut le travail de ce mémoire et donne quelques pespectives de développements futurs sur les plans numérique et expérimental.

2

# Etat de l'art sur les sections bois/béton

## 2.1 Introduction

Les sections composées ou reconstituées sont particulièrement très répondues dans le domaine du génie civil. Dans la construction bois, par exemple, les dimensions des sections sont souvent limitées par la taille des grumes. Les constructeurs ont alors envisagé la possibilité de constituer des éléments non plus d'une section unique, mais de plusieurs sections réunies.

La possibilité de combiner le bois avec d'autres matériaux, et ainsi de profiter de leurs caractéristiques intrinsèques, à conduit au développement de sections le plus souvent composées de deux matériaux à l'image des sections mixtes bois/béton, sur lesquelles ce chapitre se focalisera.

Le comportement mécanique d'une section composée est fortement dépendant du type et de l'efficacité de la liaison entre les deux matériaux. Le comportement d'une section composée se trouve donc bornée entre deux comportements limites, à savoir le comportement sans liaison et le comportement avec liaison parfaite (figure 2.1). Dans le premier comportement les caractéristiques de la section composée sont égales tout simplement à la somme des caractéristiques de chaque matériau et il n'y a aucun gain. L'exemple type du deuxième comportement (liaison parfaite) est la section en bois lamellé-collé, qui est considéré comme une section monobloc (sans glissement entre les deux matériaux).



Cependant, l'association du bois avec d'autres matériaux, notamment le béton nécessite

FIGURE 2.1 – Comportement linéaire élastique d'une section composée en fonction de l'éfficacité de la liaison mécanique

de disposer d'un outil de calcul efficace est prédictif afin d'appréhender le comportement statique de la section composée assemblée mécaniquement (capacité portante, rigidité...etc.).

Après une revue générale des différents moyens d'assemblage mécanique, ce chapitre abordera la procédure de calcul linéaire élastique d'une section composée bois/béton. Nous nous ne prétendons pas décrire toutes les méthodes analytiques qui existent mais nous nous limiterons volontairement à la méthode de Möhler [Möhler (1956)] qui est retenue dans la plus part des normes, notamment dans l'Eurocode 5 [EN 1995-1-1 (2004)]. En fin, le chapitre décrira les travaux de recherche, expérimentaux et numériques, menés dans plusieurs laboratoires dans le cadre des planchers et de poutres bois/béton.

# 2.2 Types de sections mixtes bois/béton

Différents types de sections peuvent être envisagées pour la partie bois, en fonction de la destination finale de l'ouvrage. La constitution de la section de bois varie selon la portée, les sollicitations et les exigences esthétiques (figure 2.2).

Les sections brutes, en bois rond, présentent le meilleur rendement étant donné l'absence de façonnage. Ce type de section est adapté à des ouvrages sans exigences particulières en dehors de la capacité portante : c'est la section idéale pour des ponts et passerelles. Cette disposition nécessite cependant l'alternance du sens de la conicité des



FIGURE 2.2 – Différents types de sections mixtes bois /béton (liste non exhaustive)

fûts afin de conserver une largeur de dalle égale à chaque extrémité et une répartition moyenne de la matière sur la hauteur (figure 2.3).

Cependant, la section circulaire des éléments ainsi que leur surface plus ou moins régulière



FIGURE 2.3 – Exemple de poutre bois/béton réalisée en bois rond

conduisent à la pose de couvre joints, afin d'améliorer l'étanchéité lors du bétonnage et de limiter le volume de béton soumis à la traction. Dans le but d'obtenir une largeur des éléments constante et une meilleure étanchéité lors du bétonnage, il est possible de recourir aux sections dédossées dont seules les dosses sur deux cotés sont débitées. Si aucune exigence particulière ne se rapporte à l'aspect de la face inférieure, la disposition judicieuse des éléments conduit à profiter de leur conicité naturelle pour obtenir une contre-flèche. Les troncs seront disposés de manière à ce que la génératrice soit horizontale sur la partie supérieure, la conicité étant de ce fait reportée sur la face inférieure. L'épaisseur de la couche du béton est ainsi uniforme sur la surface de la dalle. Comme pour les sections brutes, l'alternance du sens de la conicité des fûts est nécessaire. Des cales seront placées aux appuis pour compenser les différences de hauteur entre les troncs. Une configuration présentant une surface inférieure plane reporte la conicité dans l'épaisseur du béton, ce qui conduit à une épaisseur de béton légèrement supérieure et à une distribution moins uniforme des matériaux à l'appui. Il est également possible d'utiliser des sections équarries, soit juxtaposées dans le cas de dalles massives, soit pour la réalisation de poutre en T. Ce cas de figure se retrouve le plus souvent dans les transformations de bâtiments anciens. Des sections en planches juxtaposées (clouées ou vissées) sont une alternative intéressante. Elle favorise la préfabrication des éléments en bois où, dans certains cas, la préfabrication inclut la mise en place du béton, ce qui réduit le temps d'intervention sur le chantier et les apports d'eau au bâtiment. Ces types de sections permettent d'obtenir toute une série de variations de l'état de surface du plafond à moindres frais, dont certaines améliorent l'acoustique. D'un point de vue esthétique, le bois structural présente une finition soignée, il reste apparent et ne nécessite pas la pose d'un faux plafond. Enfin, l'utilisation de sections en lamellé-collé, soit horizontales, soit verticales dans des poutres en T, permet d'obtenir des planchers à haute capacité portante. Dans le cas de sections horizontales, il est nécessaire de prévoir des joints entre les éléments, aptes à absorber les mouvements lors des variations hygroscopiques du bois [Natterer (2000)].

# 2.3 Types de liaisons dans les connexions bois/béton

Les premiers systèmes de connexion utilisés pour les structures mixtes bois-béton étaient similaires à ceux utilisés pour la connexion bois-bois. A partir des années 1960, plusieurs projets de recherche ont été lancés pour développer et tester de nouveaux systèmes de connexion. En Nouvelle Zélande, la construction de ponts en bois/béton a commencé à voir le jour dès les années 1970 [Linden (1999)]. En effet, l'amélioration du mécanisme de transmission des efforts dans le béton et le bois permet d'atteindre une rigidité et une résistance très élevées. Les divers développements réalisés dans ce domaine ont permis d'offrir une large gamme de systèmes de connexion, adaptés à des portées allant de 5 m à plus de 30 m pour des poutres droites, et jusqu'à 80 m pour des poutres en arcs.

Afin de profiter pleinement des avantages des sections mixtes bois/béton, il est nécessaire d'obtenir une bonne liaison entre les deux matériaux. L'élément de liaison entre les sections transmet l'effort de cisaillement. Cette liaison peut être de plusieurs types : tiges métalliques, connecteurs surfaciques, liaisons avec rainures et liaisons collées (figure 2.4a). La rigidité du système de liaison bois/béton peut être classée dans un ordre croissant. Par exemple, les éléments assemblés par des organes de type clous, broches ou vis (figure 2.4b) sont moins rigides que les éléments connectés par des assemblages surfaciques (figure 2.5) et même moins rigides que lorsque des rainures sont faites dans le bois lui-même (figure 2.4c). Les liaisons les plus rigides sont celles où il existe un collage entre le bois et le béton (figure 2.4d).

Outre la rigidité, un autre paramètre doit être également pris en compte dans la conception des liaisonsen fonction de leur utilisation finale : la ductilité. En effet, audelà du critère d'aptiture au service, une liaison mécanique doit être conçues avec un minimum de ductilité afin qu'elle puisse dissiper de l'energie et absorber des efforts sans risque de rupture fragile.

Dans la mesure du possible, il est préférable d'éviter de combiner différents moyens d'assemblage pour reprendre un même effort car leur déformabilité peut être très variable (figure 2.5). La comptabilité des déformations implique qu'en cas d'utilisation de plusieurs moyens d'assemblage, les plus rigides sont les plus sollicités. Pour de fortes différences de rigidité, par exemple pour la combinaison colle/vis, il faut vérifier que le collage soit en mesure de reprendre la totalité des efforts, les vis ne reprenennent des efforts que pour des déformations pour lesquelles la rupture du collage s'est déjà produite.

Dans le cadre de cette thèse nous nous sommes intéressés uniquement aux connexions de type tiges cylindriques de type vis. Grâce à leur facilité de mise en place et à leurs performances mécaniques, les assemblages de type tige sont utilisés couramment dans la construction en bois. En effet, les liaisons clouées ou vissées constituent le mode d'assemblage mécanique le plus traditionnel utilisé correspondant aux organes linéiques de type tige traversant ou ancré dans le bois. Ils ont un fonctionnement analogue à celui d'une poutre sur appuis élastiques continus. Les assemblages cloués ou vissés sont des assemblages ductiles typiques qui sont la raison principale pour la bonne résistance au séisme des constructions bois. La capacité portante prévue dans les normes est souvent



Chapitre 2. Etat de l'art sur les sections bois/béton

FIGURE 2.4 – Différents types de liaisons mécaniques bois/béton



 $\label{eq:FIGURE-2.5-Courbes-typiques-charge-deplacement pour différents moyens d'assemblage$ 

régie par la déformation plutôt que par la résistance. Dans les assemblages cloués soumis à des charges latérales les clous sont soumis principalement à des efforts de cisaillements et ne dépendent pas considérablement de la résistance d'arrachement, par contre l'avantage des liaisons par vis est de permettre de réaliser des assemblages résistant à l'effort de cisaillement et de traction (arrachement). Elles peuvent donc être utilisées en cas de sollicitation de cisaillement accompagnée de traction parallèle à la tige [Natterer (2000)].

## 2.4 Les connecteurs disponibles sur le marché

Nous présentons dans cette section quelques exemples de connecteurs (liste non exhaustive) disponibles actuellement sur le marché et/ou ayant fait l'objet d'une étude. On distingue les connecteurs continus et les connecteurs discrets.

#### 2.4.1 Les connecteurs continus

#### 2.4.1.1 Assemblage par collage

Le béton est coulé sur la poutrelle en bois, puis décoffré une fois durci. La face de béton à encoller est ensuite sablée. L'assemblage par collage est effectué 7 jours après le coulage du béton. Une couche de colle de type époxy (Etancol 492), d'une épaisseur d'environ 1 mm, est appliquée sur chaque partie à coller (figure 2.6). L'ensemble est ensuite assemblé et maintenu en contact par une légère pression pendant 24 heures et placé ensuite dans un four à 45°C pendant 24 heures.



FIGURE 2.6 – Assemblage par collage : (a) mélange de la colle, (b) application de la colle sur le bois

#### 2.4.1.2 Connecteurs surfaciques (métalliques)

Ce type de connecteur a une forme d'une maille, de plaque dentée ou encore de plaque perforée. Les connecteurs continus sont insérés et collés dans une rainure continue pratiquée dans la poutre en bois (figure 2.7). L'adhésif utilisé est choisi, généralement, pour résister au feu jusqu'à environ 200°C (392° F) et avec environ 30 minutes d'exposition. Ce type de connecteur possède une adhérence qui peut être considérée comme parfaite avec le béton.



2.4. Les connecteurs disponibles sur le marché

FIGURE 2.7 – Les différents connecteurs surfaciques continus

#### 2.4.2 Les connecteurs discrets

#### A) Les connecteurs de type tige cylindrique et tube

Les tiges sont des barres cylindriques (figure 2.8) de 15 mm de diamètre. Les tubes ont un diamètre extérieur de 30 mm et une épaisseur de 1,5 mm. Ces connecteurs sont collés dans des trous pré-percés dans le bois sur une profondeur de 50 mm et sont ancrés dans le béton sur 30 mm.

#### B) Les connecteurs de type SBB

Les connecteurs de type SBB sont des tire-fonds métalliques (figure 2.9). Leur diamètre est de 20-25 mm pour une longueur de 150 mm, 170 mm ou 250 mm. Ils sont utilises pour les dalles de faibles épaisseurs. Le système SBB peut être utilisé en réhabilitation ou en construction neuve pour tout type de bâtiments, dont la structure porteuse verticale peut être en béton armé, en maçonnerie ou en bois.

Chapitre 2. Etat de l'art sur les sections bois/béton



FIGURE 2.8 – Les connecteurs à tige cylindrique et tube



FIGURE 2.9 – Les connecteurs type SBB (tire-fonds)

#### C) Les connecteurs de type TECNARIA

Il s'agit de connecteurs a ergots et crampons (figure 2.10) très simples a poser. Il suffit

en effet de viser des vis dans la poutre pour installer le connecteur. La plaque de base fait 50 mm x 50 mm x 4 mm avec des vis de 8 mm de diamètre pour une longueur de 70, 100 ou 120 mm. L'ergot fait 12 mm de diamètre avec un crampon en tète de 18 mm. Pour la hauteur, il existe différents modèles disponibles 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125,150, 175, 200 mm.



FIGURE 2.10 – Les connecteurs type Tecnaria (mise en oeuvre en rénovation et en construction neuve)

#### D) Les connecteurs de type SFS VB

Il s'agit de grosses vis spécialement conçues pour le bois/béton (figure 2.11a) et ne nécessitant pas de pré-perçage. La partie filetée mesure 100 mm pour un diamètre de 7.5 mm. Pour une meilleure utilisation de ces vis, elles sont généralement disposées par paire et doivent être inclinées a 45° par rapport au plan horizontal (figure 2.11b). Cette disposition permet une sollicitation combinée en traction et compression des vis. La paire de connecteurs est placée sur le même axe transversal et espacée au maximum de 20 cm, pour les cas d'une poutre très large, il faut placer deux paires de connecteurs avec un espacement maximum de 60 cm entre les paires. Dans le sens longitudinal, l'espacement maximum est de 80 cm.



FIGURE 2.11 – Les connecteurs type SFS VB : (a) vis SFS, (b) exemple de mise en oeuvre

#### E) Les connecteurs de type TEMCO

Il s'agit d'une sorte de vis de 150 mm de longueur (figure 2.12) et un diamètre de 7.3 mm avec revêtement anticorrosion.



(b)

FIGURE 2.12 – Les connecteurs type TEMCO : (a) vis TEMCO, (b) exemple de mise en oeuvre

#### F) Les connecteurs HILTI

D'autres types de connecteurs métalliques développés par HILTI pour les connexions
acier/béton et bois/béton sont présentés en figure 2.13.



FIGURE 2.13 – Les connecteurs HILTI

## G) Les connecteurs de type goujon précontraint + rainure

Les premiers systèmes de connexion utilisés pour les structures mixtes bois/béton étaient similaires à ceux utilisés pour la connexion bois/bois (figure 2.14a).



FIGURE 2.14 – (a) Système D-Dalle, (b) rainure + goujon précontraint

Il existe aussi un système de connexion par rainurage dans le bois avec des goujons précontraints (figure 2.14b) pour assurer un contact permanent entre le bois et le béton.

## 2.5 Domaines d'utilisation du bois/béton

Après avoir été quasiment abandonné pendant un siècle au détriment de l'acier et du béton, le bois connait un regain dans son utilisation tant dans le secteur de la construction de bâtiments que dans celui des ouvrages d'art. Il faut dire aussi que ce regain d'utilisation du bois est dû en partie à la poussée du concept du développement durable. Le concept des planchers mixtes bois/béton a sa place tant dans des bâtiments neufs qu'en rénovation (figure 2.15), ils sont très répondus en construction de bâtiments industriels, administratifs, complexes sportifs et bâtiments scolaires mais aussi dans les bâtiments multi-étages (figure 2.16).





FIGURE 2.15 – Planchers bois/béton : (à gauche) en construction neuve, (à droite) en rénovation

De plus, en rénovation de planchers en bois anciens, l'ajout d'une dalle de compression (système bois/béton) permet de supprimer les flèches occasionnées dans les poutres en bois dues au fluage (figure 2.17).



FIGURE 2.16 – Exemples de bâtiments multi-étages avec planchers mixtes bois/béton



FIGURE 2.17 – Suppression de la flèche due au fluage grâce à la dalle de compression béton

Les sections reconstituées bois/béton trouvent également leur place en construction de passerelles et de ponts (figures 2.18 et 2.19).



FIGURE 2.18 – Pont bois/béton Ragoztobel (Suisse)<br/>- Pose des poutres en bois avec leurs connecteurs préparés en atelier



FIGURE 2.19 – Pont bois/acier/béton des Fayettes (France)

# 2.6 Calcul des sections bois/béton selon l'Eurocode 5

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 24

sur deux appuis simples, intégrant un coefficient de glissement entre le bois et le béton (figure 2.20). 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, u, et l'effort tranchant, v, rasant l'interface, selon la relation suivante :

v = k.u



FIGURE 2.20 – Glissement relatif à l'interface bois/béton

## 2.6.1 Caractéristiques de la section composée

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 :

$$n = \frac{E_1}{E_2} = \frac{E_{beton}}{E_{bois}} \tag{2.2}$$

En tenant compte du module de glissement  $\gamma$  entre le bois et le béton, on obtient une section effective  $A_{ef}$  donnée en fonction des sections du béton  $A_1$  et du bois  $A_2$  comme suit :

$$A_{ef} = \gamma n A_1 + A_2 \tag{2.3}$$

Le module de glissement entre chaque matériau, i, est calculé pour une charge sinusoidale ou uniformément répartie et dans le cas d'une poutre sur appuis simples, avec la relation suivante :

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{L^2} \frac{E_i A_i s_i}{K_i}}$$
(2.4)

Généralement,  $\gamma_2$  est pris égal à l'unité (référence) et  $\gamma_1 = \gamma$ .

25

(2.1)

Où L est la portée de la poutre, K la déformation spécifique d'un connecteur (en N/mm), et s l'espacement entre connecteurs.

Ainsi la position de l'axe neutre  $z_G$  (figure 2.21) de la section composée est donnée par :

$$z_G = \frac{1}{A_{ef}} \left[ \gamma n A_1 \frac{h_1}{2} + A_2 \left( h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right]$$
(2.5)



FIGURE 2.21 – Coupe de la section composée bois/béton

Le moment d'inertie effectif et la rigidité effective de la section mixte sont obtenus par :

$$I_{ef} = nI_1 + I_2 + \gamma nA_1 e_1^2 + A_2 e_2^2$$
(2.6)

$$(EI)_{ef} = E_2 I_{ef} \tag{2.7}$$

Avec :

 $e_1$  et  $e_2$  les distances entre le centre de gravité et les axes de chaque matériau (figure 2.13), calculés comme suit :

$$e_1 = z_G - \frac{h_1}{2} \tag{2.8}$$

$$e_2 = h_1 + \frac{h_1}{2} - z_G \tag{2.9}$$

Une autre méthode pour le calcul de la rigidité effective consiste à introduire le module de Steiner  $B_s$  comme suit :

$$(EI)_{ef} = \sum_{1}^{2} E_i I_i + B_s \tag{2.10}$$

Et:

$$B_s = \frac{\gamma E_1 A_1 E_2 A_2}{\gamma E_1 A_1 + E_2 A_2} e^2 \tag{2.11}$$

Avec e la distance entre les deux axes neutre de chaque matériau.

## 2.6.2 Déformation spécifique d'un connecteur

La déformation spécifique d'un connecteur peut être déterminée par deux moyens :

- en utilisant les formules empiriques, proposées notamment par l'Eurocode 5;
- en utilisant des tests expérimentaux en cisaillement selon la norme EN 26891 (voir chapitre 3).

Ainsi 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 :

$$K_{ser} = \rho^{1.5} \frac{d}{23} \tag{2.12}$$

La valeur ultime est ainsi obtenue par :

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \tag{2.13}$$

Pour l'évaluation de la déformation spécifique d'une connexion bois/béton, Turrini [Turrini (1983)] et Ceccotti [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) :

$$K_{ser} = 0.08Ed \tag{2.14}$$

$$K_{ser} = 0.125Ed$$
 (2.15)

## 2.6.3 Calcul des contraintes

Dans chaque élément (matériau) *i* la contrainte normale totale comprend une partie  $\sigma_i$  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 2.22).

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i \, e_i M_{\text{max}}}{(EI)_{ef}} \tag{2.16}$$

27

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5E_i h_i M_{\text{max}}}{(EI)_{ef}} \tag{2.17}$$

Si l'axe neutre de la section composée se trouve dans l'élément 2 (bois), alors la contrainte tangentielle maximale s'obtient comme suit :

$$\tau_{2,\max} = \frac{V_{\max}\left(0.5E_2b_2h^2\right)}{(EI)_{ef}b_2} \tag{2.18}$$

Et la contrainte tangentielle dans l'élément 2 à la liaison entre les deux matériaux est donnée par :

$$\tau_2 = \frac{V_{\max}\left(\gamma_1 E_1 A_1 e_1\right)}{(EI)_{ef} b_2} \tag{2.19}$$



FIGURE 2.22 – Distribution des contraintes dans la section composée

## 2.6.4 Calcul de la force reprise par le connecteur

L'effort repris par connecteur au niveau de la liaison de la poutre composée est donné par :

$$F_{1,\max} = V_{\max} \frac{\gamma_1 E_1 A_1 e_1 s_1}{(EI)_{ef}}$$
(2.20)

## 2.7 Aspects bibliographiques (littérature scientifique)

Nous présentons dans cette section une revue de l'état de l'art sur les assemblages réalisés par tiges cylindriques en se limitant volontairement aux connexions bois/béton.

Plusieurs études expérimentales ont été menées ces dernières années pour caractériser et évaluer les performances mécaniques des connexions composites bois/béton. Ces différentes études, se sont focalisées principalement sur les caractéristiques de résistance (capacité portante) et de rigidité. Plusieurs auteurs ont étudié expérimentalement des connexions bois/béton par tests de cisaillement (en simple ou double plan de cisaillement). La hauteur des éprouvettes était généralement comprise entre 30 cm et 65 cm [Faust (1999), Weaver (1999), Mungwa (1999), Ceccotti (2006), Capretti (1998), Holshemacher (2002), Branco (2009), Heiduscke (), Clouston (2004), Carvalho (2010)]. Carvalho et Carrasco ont comparé plusieurs configurations d'éprouvettes (figure 2.23) et ont montré que la géométrie des éprouvettes a une influence sur les caractéristiques des connexions (effet d'échelle).



FIGURE 2.23 – Différentes configurations testées dans [Carvalho (2010)]

### Chapitre 2. Etat de l'art sur les sections bois/béton

D'autres auteurs ont travaillé sur la caractérisation en flexion de poutres ou de planchers composites bois/béton à grande échelle. Skowron et al. [Skowron (2010)] ont mené une campagne d'essais en flexion 4 points sur des partie de planchers ayant jusqu'à 5,7 m de portée. Différentes configurations ont été testées : (1) poutre en bois + panneau OSB comme plancher de référence, (2) plancher de référence + chape à l'anhydrite sans connexion, (3) plancher de référence + chape à l'anhydrite avec connexion. L'objectif était de montrer et de quantifier l'apport (figure 2.24) de la liaison mécanique ainsi que la chape par rapport à un plancher bois simple (plancher de référence).



FIGURE 2.24 – Comparaison des comportements globaux de différents planchers

Gutkowski et al. [Gutkowski (2008)] ont testé des poutres composites bois/béton de 3,5 m de long en flexion 4 points (figure 2.25). La connexion entre le bois et le béton a été réalisée avec des rainures dans le bois et des goujons précontraints. Les résultats de cette étude a montré que les modes de rupture sont amorcés soit dans la poutre en bois, par rupture des fibres en traction longitudinale, soit dans le béton en compression (non féraillé).

Miotto et Dias [Miotto (2012)] ont caractérisé des connecteurs continus en plaques métalliques perforées à deux plans de cisaillement (figure 2.26).

Branco et al. [Branco (2009)] ont comparé les résultats expérimentaux de tests de cisaillement, réalisés sur des assemblages bois/bois et bois/béton (figure 2.27), à ceux issus de plusieurs méthodes empiriques, notamment l'Eurocodes 5, formules de Turrini et Piazza [Turrini (1983)] et de Ceccotti [Ceccotti (1995)]. Les quantités mécaniques ob-



FIGURE 2.25 – Comportement des poutres bois/béton : (à gauche) courbes forces-flèches, (à droite) mode de rupture



FIGURE 2.26 – Assemblage bois/béton avec une plaque perforée : (à gauche) mise en place des connecteurs, (à droite) dispositif d'essai en cisaillement

servées (comparées) sont : le module de glissement des assemblages ainsi que la capacité portante. Il en ressort de cette étude que toutes les méthodes citées précédement surestiment le module de glissement des connexions bois/béton (figure 2.28).



FIGURE 2.27 – Assemblage bois/béton étudié par Branco et al. [Branco (2009)]



FIGURE 2.28 – Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de la littérature [Branco (2009)]

Chuan et al. [Chuan (2008)] ont étudié les connections bois/béton réalisées par rainures et tire-fonds, à deux plans de cisaillement (figure 2.29).

D'autres auteurs se sont intéressés à l'innovation dans les connecteurs métalliques et à l'évaluation de la performance de différents moyens d'assemblage mécaniques. Dias et Jorge [Dias (2011)] ont comparé plusieurs moyens d'assemblage discrets au moyen d'assemblage continu réalisé par collage (figure 2.30). Il en ressort de cette étude que le moyen d'assemblage qui se rapproche du collage (le plus rigide) est l'assemblage par rainures pratiquées dans le bois.

L'analyse théorique du comportement mécanique des assemblages bois/béton est très complexe, due aux différents paramètres géométriques et mécaniques des éléments d'assemblage, à l'anisotropie du bois et au frottement entre les composants de la connexion.



2.7. Aspects bibliographiques (littérature scientifique)

FIGURE 2.29 – Connexion étudiée par Chuan et al. et son mode de rupture



FIGURE 2.30 – Comparaison de différents moyens d'assemblage bois/béton [Dias (2010)]

L'analyse expérimentale reste toujours très onéreuse et coûteuse pour comprendre le comportement de tels assemblages. Il est difficile d'entreprendre une étude analytique due aux interactions des différents paramètres. Ainsi, des modèles théoriques basés sur le comportement d'une poutre sur appuis élastique, des modèles éléments finis utilisant des ressorts en 2D et des modèles éléments finis utilisant un maillage volumique (3D) des vis sont développés au cours de ces dernières années, pour simuler et étudier la performance mécanique des assemblages des structures en bois/béton. Nous commentons dans ce qui suit l'essentiel des modèles numériques utilisés dans la littérature.

## 2.7.1 Modèles théoriques

L'approche cinématique des assemblages amène à rapprocher le comportement de la tige et l'enfoncement du bois au comportement d'une poutre sur appuis continus (fondations). La poutre correspond à la tige, alors que la fondation continue représente le comportement à l'enfoncement du bois. La relation contraintes-enfoncement de la fondation est alors définie par des essais d'enfoncement dans bois. Le bois en pression est représenté par des ressorts élastiques. La vis est représentée par des éléments de type poutre en interaction avec les ressorts représentant le bois (fondation continue). Il existe plusieurs études numériques en 2D basées sur le modèle de la poutre sur appuis continus [Chui (1998), Stehn (2004), Balogh (2007), Queiroz (2004)] qui permettent d'étudier le comportement d'assemblages sous différentes sollicitations. Ces modèles associent souvent deux plans qui représentent, de façon découplée, le caractère tridimensionnel de l'assemblage : le plan perpendiculaire et le plan parallèle à l'axe de l'élémént d'assemblage (figure 2.31). Le plan perpendiculaire permet d'analyser les effets des dimensions des pièces sur la répartition des contraintes et les résistances des assemblages de faible épaisseur. Le plan parallèle représente l'effet de l'élancement de l'assembleur sur la réponse de l'assemblage, en terme de courbe globale charge-déplacement.



FIGURE 2.31 – Modèle théorique basé sur la théorie des poutres sur appuis élastiques [Chui (1998)]

## 2.7.2 Modèles éléments finis simplifiés

Afin de simplifier le calcul numérique et de limiter son coût, plusieurs auteurs (Fragiacomo (2004), Queiroz (2007), Bathon (2010), Lopes (2012) ont proposé des études numériques bidimensionnelles en 2D basées sur des modèles éléments finis pour simuler le comportement d'assemblages en bois-béton. Dans ces assemblages la liaison, de type tige cylindrique, est modélisée sous forme de ressort (figure 2.32) ou bien sous forme de treillis (figure 2.33). Selon les observations expérimentales, ces modèles peuvent bien simuler le comportement d'assemblage bois-béton avec des organes rigides soumis à différentes sollicitations en ajoutant des équations de couplage au niveau des noeuds communs appartenant aux tiges cylindriques et au bois (ou le béton). Pour l'assemblage de type tige cylindrique (vis ou clou) avec un mode de rupture ductile, le comportement est caractérisé par la déformation de l'organe d'assemblage et/ou la portance locale du bois.

Queiroz et al. [Queiroz (2007)] ont également utilisé un modèle éléments finis simplifié avec des ressorts dans le cadre de poutre composites acier/béton (figure 2.34).



FIGURE 2.32 – Modélisation des vis par des ressorts [Fragiacomo (2004)]



FIGURE 2.33 – Modélisation des liaisons bois-béton par un treillis équivalent [Bathon (2010)]

## 2.7.3 Modèles éléments finis avancés

Dans le but se rapprocher du comportement réel des connexions bois-béton, plusieurs chercheurs [Chuan (2008), Junior (2010), Crocetti (2010), Hong (2011)] se sont penchés sur des modèles éléments finis avancés en modélisant tous les composant de la connexion par des éléments solide en 3D, figure 2.35. Car en réalité, les assemblages bois/béton ont plutôt un comportement de type tridimensionnel (interaction entre les plans parallèle et perpendiculaire à l'axe de l'assembleur), d'où la nécessité de développer des modèles en 3D. Contrairement aux modèles simplifiés avec ressorts, les modèles 3D, développés



FIGURE 2.34 – Modèle éléments finis simplifié des connecteurs acier/béton [Queiroz (2007)]

pour prédire le comportement réel des assemblages bois/béton, exige la modélisation du comportement non-linéaire (plasticité) du matériau bois, en particulier au voisinage des trous de vis (connecteurs). Il est donc nécessaire de développer une modélisation du bois pour constituer une bonne représentation du comportement de charge-glissement et de la résistance ultime des assemblages en bois/béton.

Une autre difficulté réside dans la discrétisation (maillage) des trous de vis et des vis avec une taille d'éléments très petite (figure 2.36), à cause du petit diamètre de celles-ci devant les dimensions de la connexion. Cela est souvent source de problème numérique induisant la divergence des calculs.

Hong et al. [Hong (2011)] ont étudié un assemblage bois/bois, tenon-mortaise et réalisé par vis, en utilisant un modèle éléments finis avancé avec des éléments volumique (figure 2.37).

Chuan et al. [Chuan (2008)] ont modélisé les tire-fonds en 3D à l'aide d'éléments finis



Chapitre 2. Etat de l'art sur les sections bois/béton

FIGURE 2.35 – Modèles éléments finis avancés en 3D : (à gauche) [Junior (2010)], (à droite) [Crocetti (2010)]



FIGURE 2.36 – Modèle éléments finis avancé (3D) d'un assemblage bois réalisé par vis [Hong (2011)]

volumiques (figure 2.37). Les auteurs rapportent des difficultés au niveau de la convergence des calculs éléments finis, en particulier dans le domaine non-linaire (plasticité). En effet, après le domaine élastique les calculs divergent (figure 2.38) à cause de la distorion des éléments (maillage trop fin).



FIGURE 2.37 – Modèle éléments finis avancé (3D) d'un assemblage bois/béton réalisé par vis [Chuan (2008)]



FIGURE 2.38 – Comparaison expérience/numérique - divergence des calculs [Chuan (2008)]

## 2.8 Conclusion

Nous avons vu tout au long de cette étude bibliographique que les poutres et planchers mixtes bois/béton représentent une alternative intéressante en comparaison avec les structures traditionnelles en bois simple ou en béton. Par ailleurs, le comportement et les performances mécaniques de telles structures dépendent directement du moyen de liaison (connecteur) utilisé entre le bois et le béton. Les différents moyens de liaison présentés précédemment sont plus au moins rigides et surtout plus au moins intéressants en terme de gain de productivité et de la facilité de la mise en oeuvre sur chantier. Dans ce contexte, les connecteurs à tige cylindrique (vis, tire-fonds...) sont les mieux placés.

Actuellement, la recherche dans ce domaine est limitée aux investigations expérimentales et très peu sur la modélisation. Les différents modèles existants (méthodes analytiques, modèles éléments finis simplifiés, modèles éléments finis avancés) pour le calcul des connexions bois/béton sont soit moins prédictifs où bien inadaptés pour des applications de taille industrielle. Au regard des applications visées dans cette étude, le développement d'un modèle numérique simple d'utilisation et valide pour des applications réelles présente un attrait indéniable.

Par conséquent, la modélisation numérique des poutres et planchers bois/béton à grande échelle est un sujet qui peut intéresser les acteurs de la construction. Dans ce cadre, nous développerons et nous validerons dans le chapitre suivant un modèle éléments finis original tout en réduisant les hypothèses limitant son utilisation.

# 3

# Caractérisation Expérimentale

## 3.1 Introduction

Dans ce chapitre, une campagne d'essais mécaniques est présentée en vue de caractériser les matériaux et les assemblages (connexions) étudiés. Cette campagne d'essais comprend :

- une caractérisation des matériaux employés (bois, béton, acier (vis));
- une caractérisation des connexions vissées, à moyenne échelle;
- une caractérisation de poutres composites bois/béton, à grande échelle.

Les résultats expérimentaux, concernant la caractérisation des matériaux, seront utilisés pour identifier les paramètres du modèle éléments finis présenté en chapitre 4, quant à ceux des d'assemblages et structures, ils serviront à confronter les résultats numériques à ceux de l'expérience pour validation. La fabrication des éprouvettes ainsi que les tests expérimentaux ont été réalisés au Laboratoire d'Etudes et de Recherche sur le Matériau Bois (LERMAB) de l'Université de Lorraine (France), sur le site d'Epinal.

## 3.2 Caractérisation des matériaux

## 3.2.1 Caractérisation du bois

Les propriétés mécaniques du bois sont les grandeurs qui permettent de caractériser son comportement, de point de vue élastique et de point de vue de sa résistance. Les modules d'élasticité, de cisaillement et les coefficients de Poisson sont associés à la description du comportement élastique selon les trois axes d'orthotropie du matériau. Le module de rupture en flexion, les contraintes limites de compression, de traction parallèle et perpendiculaire au fil, ainsi que la contrainte de cisaillement sont associés à la description de la résistance.

Le bois utilisé pour cette étude est du sapin avec une masse volumique d'environ 420  $kg/m^3$  à 12% d'humidité. Des tests de compression axiale et transversale ont été réalisés pour obtenir les résistances axiale  $(f_{c,0})$  et transversales  $(f_{c,90})$  du bois. Les éprouvettes testées ont une section de 10 mm par 10 mm et mesure 20 mm de hauteur (figure 3.1).



FIGURE 3.1 – Géométrie des éprouvettes et illustration des compressions uni-axiales

Les éprouvettes ont été testées en compression à l'aide d'une machine standard Ins-

tron avec une vitesse de charge égale à 2 mm/min. Dix éprouvettes ont été utilisées dans chaque direction (longitudinale et transversale) . Les courbes contrainte-déformation obtenues pour chaque direction sont données en figures 3.2 et 3.3.



FIGURE 3.2 – Courbes contrainte-déformation en compression radiale



FIGURE 3.3 – Courbes contrainte-déformation en compression longitudinale

Les courbes contraintes-déformations précedentes témoignent de la forte anisotropie du bois.

Le module d'élasticité  $E_m$ , global, a été obtenu par un test de flexion quatre points (figure 3.4), mené conformément à la norme EN 408 [EN 408 (2010)]. Il est calculé selon la relation suivante :

$$E_{m,global} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 (2\frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh})}$$
(3.1)



FIGURE 3.4 – Dispositif du test de flexion 4 points selon la norme EN 408

Où :

- $-(F_2 F_1)$  est un accroissement de force en N sur la ligne de régression avec un coefficient de corrélation de 0.99 ou mieux (voir figure 3.5).
- $(w_2 w_1)$  est l'accroissement de flèche correspondant à  $(F_2 F_1)$ , en mm.
- -G est le module de cisaillement. S'il n'est pas connu, G peut être pris égal à l'infini.
- $-F_{max}$  est la force maximale appliquée
- -a est la distance, en millimètres, entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion.
- $-\,$  b, h sont la largeur et la hauteur de la section transversale, respectivement.

La figure 3.6 donne les courbes expérimentales typiques obtenues des essais de flexion.



FIGURE 3.5 – Courbe force-flèche dans la plage des déplacements élastiques.



FIGURE 3.6 – Courbes expérimentales force-flèche à mi-portée issues des essais de flexion.

Le Tableau 3.1, ci-dessous, résume la valeur moyenne du module d'élasticité  $(E_m, de la masse volumique <math>rho$ , et des contraintes limites en compression axiale  $(f_{c,0})$ , et en compression transversale  $(f_{c,90})$ .

$ ho~(kg/m^3)$	$E_m(MPa)$	$f_{c,0}(MPa)$	$f_{c,90}(MPa)$
420	11000	42	3.6

## 3.2.2 Caractérisation du béton

Le béton utilisé dans cette étude a été confectionné dans la centrale à béton de la sablière de la Héronnière, situé à Nomexy, situé à 15 km environ d'Epinal. Le ciment utilisé a une résistance mécanique de 42,5 MPa. Pour obtenir les caractéristiques mécaniques du béton durci, des tests de compression (figure 3.7) ont été réalisés sur 3 éprouvettes cylindriques normalisées de 160 mm de diamètre et 320 mm de hauteur. Le Tableau 3.2 résume les résultats de ces tests. Le module d'élasticité  $E_{cm}$  est calculé en fonction de la résistance caractéristique en compression,  $f_{cm}$ , conformément à la norme EN 1992-1-1 : 2005 [EN 1992-1-1 (2004)].

$$E_{cm} = 22 \, \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$
 (3.2)



FIGURE 3.7 – Tests de compression sur les éprouvettes en béton

TABLE 3.2 – Caractéristiques mécaniques du béton							
Test	$ ho~(kg/m^3)$	$F_{max}(MPa)$	$f_{cm}(MPa)$	$E_{cm}(MPa)$			
1	2318	600	29.9	30558			
2	2313	625	31.1	30920			
3	2355	590	29.4	30403			
Moyenne	2328	605	30.1	30627			

#### Caractérisation de la vis 3.2.3

Pour obtenir les caractéristiques mécaniques des vis utilisées dans cette étude, des tests de traction, sur celles-ci, ont été réalisés jusqu'à rupture. La figure 3.8 donne la courbe contrainte-déformation typique des vis à bois (courbe moyenne). Le module d'élasticité vaut alors 210 GPa et la limite élastique  $\sigma_y$  est prise égale à 400 MPa.



FIGURE 3.8 – Courbe moyenne contrainte-déformation de la vis

## 3.3 Caractérisation des assemblages

## 3.3.1 Assemblage bois/bois

## 3.3.1.1 Description des éprouvettes

Chaque éprouvette est composée de trois pièces en bois de sapin, sous forme de parallélépipède dont les dimensions des pièces latérales sont 55 mm x 55 mm x 200 mm et la pièce centrale 55 mm x 70 mm x 55 mm. Elles sont assemblées à l'aide de deux vis à bois, une vis pour chaque plan de cisaillement, de 4.2 mm de diamètre et de 120 mm de longueur.

L'influence de l'inclinaison des vis par rapport au plan de chargement a également été étudiée. La figure 3.9 présente la disposition des différentes configurations étudiées.

Dans la configuration "Type B" les vis sont inclinées de 45° par rapport au plan de chargement et soumises à la compression, tandis que dans la configuration "Type C" elles sont soumises à la traction avec une inclinaison de 45°. Dans la configuration "Type D", en revanche, les vis sont disposées en croix et sont soumises à une sollicitation combinant traction et compression.



FIGURE 3.9 – Configurations des assemblages bois/bois étudiées

### 3.3.1.2 Test de cisaillement

La figure 3.10 montre le dispositif de l'essai à deux plans de cisaillement où les éprouvettes sont testées sur un banc d'essai Instron relié à une centrale d'acquisition de données.



FIGURE 3.10 – Dispositif expérimental de l'essai de cisaillement

Le chargement des éprouvettes est réalisé selon le mode opératoire suggéré par la norme EN 26891 [EN 26891 (1991)] (figure 3.11).

Un test préliminaire jusqu'à la rupture est nécessaire pour obtenir la charge maximale  $F_{est}$ , requise pour exécuter le protocole de chargement décrit en figure 3.11, suggéré par la norme EN26891 [EN 26891 (1991)]. Cette force doit être corrigée en cas d'écart important avec les essais suivants. Ainsi, trois répétitions ont été effectuées pour chaque type d'assemblage étudié.

Le protocole de chargement précédent, conduit à une courbe force-glissement avec une partie cyclique induite par la charge/décharge (figure 3.12).

La raideur d'assemblage, à l'état limite de service,  $K_{ser}$ , s'obtient de la courbe forceglissement, conformément à la norme EN 26891, en considérant un incrément de déplacement  $v_{04} - v_{01}$  correspondant à un incrément de charge défini par 10% et 40% de  $F_{est}$ :

$$K_{ser} = \frac{0.4 \ F_{est}}{\frac{4}{3} \left( v_{04} - v_{01} \right)} \tag{3.3}$$



FIGURE 3.11 – Mode opératoire de chargement selon la norme EN26891 [EN 26891 (1991)]



FIGURE 3.12 – Courbe typique charge glissement selon la norme EN 26891 [EN 26891 (1991)]

Selon l'Eurocode 5, la raideur d'un assemblage bois/bois peut être obtenue en fonction de la masse volumique du bois et du diamètre de la vis, par organe d'assemblage (vis) et par plan de cisaillement :

$$K_{ser, EC5} = \rho_{bois}^{1.5} \frac{d}{23} \tag{3.4}$$

Quant à la valeur de la raideur à l'état limite ultime,  $K_u$ , elle s'obtient en exploitant la relation précédente (3.2) dans laquelle on considère  $0.7F_{est}$  au lieu de  $0.4F_{est}$ . L'Eurocode 5 [EN 1995-1-1 (2004)] préconise également de pré-multiplier la valeur de  $K_{ser}$  par 2/3.

### 3.3.1.3 Résultats et analyse

Les courbes expérimentales force-glissement obtenues pour l'assemblage "Type A" sont données en figure 3.13.

Le début du comportement est linéaire jusqu'à une force de 1.6 kN environ, correspondant à 3 mm de glissement, environ. Au delà de ce niveau de charge, le comportement est non-linéaire jusqu'à rupture totale. Il est à noté que les tests ont été arrêtés de manière volontaire après 16 mm de glissement, avant rupture totale de l'éprouvette (la norme EN 26891 recommande d'arrêter le test à 15 mm de déplacement).



FIGURE 3.13 – Courbes expérimentales charge-glissement pour l'assemblage "Type A"

La figure 3.14 illustre les courbes moyennes charge-glissement des différents types d'essais effectués où il apparait clairement une influence notable de l'orientation des vis sur le comportement charge-glissement. En effet, on constate une augmentation de la raideur et de la capacité portante des assemblages par ordre croissant de l'essai type A vers le type D. Ce résultats est cohérent avec la littérature [Tomasi (2010)]. A partir de ces courbes, il peut être mis en évidence un comportement non-linéaire avec un écrouissage prononcé pour les essais de type A et D, tandis que les types B et C présentent un comportement non-linéaire avec un adoucissement de la courbe après avoir atteint un niveau de charge maximum.



FIGURE 3.14 – Courbes charge-glissement fonction de l'angle d'inclinaison de la vis

Nous reportons dans le tableau 3.3 les résultats issus des tests expérimentaux pour les différentes configurations d'assemblage étudiées, en termes de rigidité de service,  $K_{ser}$ , et d'effort maximal  $F_{max}$ , avec une comparaison aux valeurs obtenues selon l'Eurocode 5. Il est à noter que les valeurs expérimentales concernant l'effort maximal de l'assemblage "type A" ont été prises à 0.05d mm de glissement, puisque les essais n'ont pas été conduits jusqu'à rupture finale.

On constate que l'Eurocode 5 sous-estime les valeurs de  $K_{ser}$  et ne tient pas compte de l'angle d'inclinaison des vis par rapport au plan de chargement.

Nous nous sommes également intéressés aux différents modes de rupture des assem-

	Type A	Type B	Type C	Type D
Méthodes	$K_{ser}$	$K_{ser}$	$K_{ser}$	$K_{ser}$
	$\left(\frac{kN}{mm}\right)$	$\left(\frac{kN}{mm}\right)$	$\left(\frac{kN}{mm}\right)$	$\left(\frac{kN}{mm}\right)$
EC5	1.74	1.74	1.74	3.48
Expérience	3.93	5.09	8.82	24.90
Erreur (%)	47.16	65.81	80.27	86.02
	$F_{max}$	$F_{max}$	$F_{max}$	$F_{max}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
EC5	3.24	2.54	4.15	6.69
Expérience	4.74	4.97	8.58	13.47
Erreur (%)	31.63	48.89	51.63	50.33

TABLE 3.3 – Caractéristiques des assemblages bois/bois

blages. En effet, la rupture des assemblages est la combinaison de plusieurs modes de rupture, à savoir : par flexion des vis avec apparition de deux rotules plastiques (figure 3.15a) et par portance locale du bois. Dans l'assemblage "Type B" la tête de vis a tendance à sortir sous l'effet de la compression (Figure 3.15b), tandis que dans le cas de l'assemblage "Type C" la tête de vis a tendance à s'enfoncer sous l'effet de la traction (figure 3.15c).









**(b)** 

**(c)** 

FIGURE 3.15 – Modes de rupture de l'assemblage : (a) rotules plastiques au niveau de la vis (type A), (b) sortie de la tête de vis (type B) et (c) enfoncement de la tête de vis (type C)

## 3.3.2 Assemblage bois/béton

### 3.3.2.1 Description des éprouvettes

Un autre essai à deux plans de cisaillement a été effectué sur une connexion bois/béton. L'essai est composé d'une pièce en bois centrale de dimensions 140 mm x 210 mm x 250 mm assemblée de part et d'autre à deux plots en béton de dimensions 140 mm x 140 mm x 250 mm à l'aide de deux vis de type SFS VB-48-7.5, 7.5 mm de diamètre et de 100 mm de long. Après avoir recouvert les faces du bois en contact avec le béton d'un film protecteur, pour éviter la reprise d'humidité, nous avons coffré les échantillons puis installé un ferraillage (figure 3.16), pour éviter la fissuration prématurée du béton pendant les essais.





**(**a)

**(b)** 



(c)

FIGURE 3.16 – Les assemblages bois/béton : (a) Mise en place du coffrage, (b) Bétonnage et (c) Eprouvettes finies

## 3.3.2.2 Test de cisaillement

N'ayant aucune norme pour effectuer les tests sur les assemblages bois/béton, nous avons retenu la norme EN 26891, destinée aux assemblages bois/bois. La figure 3.17

montre le dispositif de l'essai de cisaillement, à deux plans, ainsi que la définition géométrique de l'assemblage et de la vis SFS.



FIGURE 3.17 – Définitions géométriques et dispositif expérimental

Selon l'Eurocode 5, la raideur  $K_{ser}$  des assemblages bois/béton peut être obtenue en pré-multipliant par deux la valeur de la raideur obtenue pour un assemblage bois/bois, comme suit :

$$K_{ser, EC5} = 2.\rho_{bois}^{1.5} \frac{d}{23} \tag{3.5}$$

#### 3.3.2.3 Résultats et analyse

Le premier résultat obtenu lors des essais est le mode de rupture de l'assemblage (figure 3.18). On observe que le mode de rupture est la combinaison de la rupture de la vis par rotules plastiques, de l'écrasement du béton au voisinage de l'ancrage la vis et par portance locale du bois.

La figure 3.19 illustre les courbes expérimentales force-glissement des assemblages bois/béton. On observe un comportement linéaire jusqu'à un effort d'environ 10 kN. Audelà de cette valeur, le comportement est non-linéaire, avec un écrouissage prononcé,


FIGURE 3.18 – Modes de rupture de l'assemblage : (a) rotules plastiques dans la vis et écrasement du béton, (b) rupture par portance locale du bois

jusqu'à une rupture totale.



FIGURE 3.19 – Courbes force-glissement des assemblages bois/béton

Le tableau 3.4 résume les différentes valeurs caractéristiques de l'assemblage bois/béton. Par ailleurs, nous reportons dans le tableau 3.5 l'erreur relative obtenue par les for-

Test	$F_{max}(kN)$	$K_{ser}(\frac{kN}{mm})$
1	34.19	4.38
2	29.97	5.32
3	35.41	6.29
Moyenne	33.19	5.33
Ecart-Type	2.33	0.77

TABLE 3.4 – Valeurs caractéristiques des assemblages bois/béton

TABLE 3.5 – Erreur relative concernant le module de glissement  $K_{ser}$ 

	Expérience	Eurocode 5	Turrini	Ceccotti
$K_{ser}(\frac{kN}{mm})$	5.33	7.49	8.80	13.75
Erreur (%)	/	40.39	64.95	157.73

mules empiriques suggérées par l'Eurocode 5, par Turrini et par Ceccotti, avec la valeur expérimentale moyenne comme valeur de référence.

Les résultats de ce tableau permettent de remarquer la surestimation faite par les différentes formules empiriques que ce soit par l'Eurocode 5, Turrini ou Ceccotti quant aux valeurs de  $K_{ser}$ . Dans la version actuelle de l'Eurocode 5, il n'y a aucune recommandation pour le calcul de la capacité portante de l'assemblage  $F_{max}$ . Certains auteurs [Taazount (2013)] utilisent les modes de ruptures modifiés des assemblages bois/métal.

# 3.3.3 Poutre composite en T bois/béton

Dans cette partie nous présentons les résultats d'éssais obtenus sur des poutres en T, composites bois/béton, à grande échelle, très répondues en construction de planchers mixtes bois/béton pour bâtiments ou encore pour ponts et passerelles. Les poutres ont été téstées en flexion quatre points (figure 3.20), selon le dispositif expérimental suggéré par la norme EN 408.



FIGURE 3.20 – Dispositif expérimental en flexion 4-points selon l'EN 408.

#### 3.3.3.1 Confectionnement des poutres composites

Une première étude préliminaire, théorique, basée sur la méthode "Gamma", nous a permit de pré-dimensionner les poutres composites bois/béton. En effet, les dimensions de la dalle béton, les dimensions de l'âme (poutre en bois) ainsi que l'espacement entre connecteurs (vis) ont été choisis de tel sorte que l'axe neutre de la section composée soit à l'interface bois/béton.

Nous décrivons dans ce qui suit les différentes étapes de confectionnement des poutres bois/béton.

La première étape était la mettre en place d'une file de connecteurs SFS sur les poutres (figure 3.21a). Une fois les vis mises en place, nous avons recouvert la face du bois en contact avec le béton d'un film plastique pour éviter la reprise d'humidité du bois (figure 3.21b).

La dalle béton a été ferraillée pour éviter les fissurations de retrait ou encore pendant les tests (Figure 3.21c), puis les poutres bétonnées (figure 3.21d).



FIGURE 3.21 – Confectionnement des poutres : (a) Mise en place des connecteurs, (b) Mise en place du film protecteur, (c) Coffrage et ferraillage, (d) Poutres bétonnées

## 3.3.3.2 Test de flexion et instrumentation

Une fois la mise en place de la poutre est effectuée sur la dalle d'essais (figure 3.22a), nous avons procèdé à l'instrumentation à l'aide de capteurs déplacements LVDT dans le but de récupérer la flèche à mi-portée (figure 3.22b) en fonction de l'effort du vérin et le glissement relatif entre la dalle de béton et la poutre en bois (figure 3.22c).



FIGURE 3.22 – Mise en place de la poutre et intrumentation : (a) Poutre sur deux appuis,
(b) Mise en place d'un capteur déplacement LVDT à mi-portée, (c) Mise en place d'un capteur déplacement LVDT au voisinage de l'appui

### 3.3.3.3 Résultats et analyse

Une fois la poutre correctement placée, nous entamons le test de flexion à quatre points jusqu'à rupture de la poutre.

La figure 3.23 montre les modes de rupture observés au cours des essais. Tout d'abord, il est constaté sur toutes les poutres que la ruine de ces dernières est due à la rupture du bois en traction à mi-portée (figure 3.23a). On observe également un glissement relatif entre la dalle béton et la poutre en bois, au niveau des appuis (figure 3.23b).

La figure 3.24 présente les courbes force-flèche, à mi-portée, tandis que la figure 3.25 présente le glissement relatif bois/béton en fonction de l'effort total du vérin.

Sur les différentes courbes, les tracés présentent des sursauts dans leur continuité. Ils





FIGURE 3.23 – Modes de rutpure : (a) Rupture du bois en traction, (b) Glissement relatif bois/béton

Test	$F_{max}(kN)$	$W_{max}(mm)$	$G_{max}(mm)$
1	44.10	63.04	6.99
2	38.33	67.59	5.48
3	48.06	78.77	4.70
Moyenne	43.50	69.80	5.72
Ecart-Type	4.89	8.06	1.17

TABLE 3.6 – Valeurs caractéristiques des poutres composites bois/béton

sont essentiellement dus à la perte brutale de rigidité des matériaux. On remarque aussi que les différentes courbes des essais présentent une certaine charge dès le départ des tests. Cela est dû à une pré-charge lors des manipulations avant de commencer le test (problème de tarage).

En exploitant les deux figures précédentes, on en déduit les valeurs caractéristiques de chaque poutre ainsi que les moyennes (Tableau 3.6) en termes de flèche à mi-portée  $(W_{max})$ , de glissement relatif  $(G_{max})$  et de force maximale  $(F_{max})$ .



FIGURE 3.24 – Courbes expérimentales force-flèche



FIGURE 3.25 – Courbes expérimentales force-glissement relatif

# 3.3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, des essais expérimentaux ont été réalisés pour caractériser :

- les différents matériaux utilisés (bois, béton, vis);
- les assemblages bois/béton et bois/bois à deux plans de cisaillement;
- les poutres composites bois/béton, à l'échelle réelle;

En ce qui concerne la caractérisation des matériaux (bois, béton, acier), les essais réalisés (compression, flexion...) avaient pour objectif principal la détermination des propriétés mécaniques aussi bien pour le comportement élastique (modules d'élasticité, modules de cisaillement...) que pour le comportement non-linéaire (limite d'élasticité, écrouissage...).

Les résultats des tests mécaniques effectués sur les assemblages bois/bois et bois/béton ont permit essentiellement de déterminer les caractéristiques de rigidité et de résistance (capacité portante) des assemblages. Dans le cadre des assemblages bois/bois, l'influence de l'inclinaison des vis par rapport au plan de cisaillement a été également étudiée de manière expérimentale.

En fin, des poutres composites bois/béton de 3.8 m de long ont été testées en flexion 4 points jusqu'à rupture. Dans l'ensemble des tests mécaniques effectués, une attention particulière est portée aux différents mode de rupture. Les résultats expérimentaux obtenus dans ce chapitre sont livrés au chapitre 4 afin d'alimenter les modèles numériques utilisés (propriétés élastiques et élastoplastiques des matériaux) mais aussi pour les valider de manière expérimentale.

4

# Modélisation des connexions vissées

# 4.1 Introduction

En pratique, les assemblages vissés sont très répondus dans les structures ou partie de structures bois (charpente, assemblages poteaux/poutres...etc). La conception et l'étude des assemblages structuraux par vis est une spécialité qui fait l'objet de recherche intensive comme en témoigne le grand nombre de publications scientifiques et techniques [Bejtka (2002), Blass (2001), Blass (2011), Branco (2009), Celibi (2007), Foschi (1974), Hong (2011), Jensen (2012), Tomasi (2010), Kevarinmäki (2002)...]. Dans la littérature, on trouve des modèles divers et variés pour l'analyse et l'étude des assemblages vissés, allant du plus basique (modèles théoriques) au plus détaillé (par éléments finis). Le calcul de tels assemblages peut donc être effectué par les méthodes suivantes :

- modèle proposé dans l'Eurocode 5, basé sur la théorie de Johansen [Johansen (1949)];
- modèles analytiques basés sur un comportement de poutre sur fondation élastique : la vis est modélisée par un élément de poutre reposant sur une fondation continue élastique (ressorts) représentant le bois [Mascia (2009), Chui (1998), Kuenzi (1955), Hetenyi (1946), Nishiyama (2003), Jumaat (2004), Milner (2001)];
- modèle éléments finis simplifié : les membrures assemblées sont discrétisées par des éléments finis volumiques tandis que les vis sont représentées par un système ressorts [Stehn (2004), Balogh (2007), Queiroz (2004)];

 modèle éléments finis avancé : les vis ainsi que les membrures assemblées sont discrétisées dans le détail en utilisant des éléments finis volumiques [Chuan (2008), Crocetti (2010), Junior (2010), Hong (2011)].

Toutefois, ces modèles existants sont plus au moins prédictifs et impliquent la connaissance précise de plusieurs paramètres qui doivent être déterminés expérimentalement pour alimenter les modèles. Par ailleurs, la modélisation avancée par éléments finis impliquant la discrétisation des vis par des éléments volumiques est, sans aucun doute, l'approche la plus prédictive et ne nécessitant que les paramètres matériaux des vis et pièces assemblées. En revanche, sa mise en oeuvre est très onéreuse dans la pratique, à cause notamment des difficultés liées à la discrétisation conduisant à des modèles très volumineux impliquant des temps de calcul inacceptables.

# 4.2 Position du problème

En pratique, on souhaite connaître le comportement global d'un assemblage, c'est-àdire la courbe force-glissement. Dans une démarche de conception et de vérification de la résistance, deux paramètres sont particulièrement intéressants : la capacité portante de l'assemblage et sa raideur (appelée également déformation spécifique ou module de glissement). Comme nous l'avons déjà évoqué dans le chapitre 2, les modèles existants pour l'évaluation de ces paramètres, notamment les Eurocodes, sont plus au moins précis et non applicables dans certaines situations telles que les assemblages renforcés ou réalisés par combinaison de différents matériaux et organes. De plus, ils ne sont pas adaptés aux cas industriels avec un grand nombre de vis (figure 4.1). L'étude sera donc orientée sur la simulation numérique du comportement global des assemblages réalisés par vis.

# 4.3 Description de l'approche proposée

# 4.3.1 Objectifs de l'approche

Idéalement, l'analyse mécanique d'un assemblage nécessite la prise en compte de toutes les non-linéarités (matérielles, géométrique, contact/frottement) intervenant dans son comportement ainsi que l'interaction entre l'organe d'assemblage (vis) et les pièces assemblées, i.e, le frottement entre le filet de la vis et les pièces de bois. Cependant, la prise en compte de cette l'interaction est délicate et conduirait à des modèles très onéreux. D'autant plus cette interaction influerait beaucoup plus sur le comportement local que sur le comportement global. Notre objectif consiste donc à proposer une procédure numérique



FIGURE 4.1 – Exemple de structure non adaptée à une discrétisation des vis par éléments volumiques

générale, simple à mettre en oeuvre et moins coûteuse. Elle doit principalement :

- être exploitable et valide pour les applications de grande taille, avec un grand nombre de vis;
- être exploitable pour les assemblages avec renforcement et/ou réalisés par combinaison de différents matériaux;
- être basée uniquement sur la connaissance des propriétés matériaux afin de réduire considérablement le recours aux tests expérimentaux, souvent très coûteux.

# 4.3.2 Principe et hypothèses

L'approche proposée ici est inspirée des modèles analytiques à partir des travaux de [Chui (1998), Mascia (2009)]. Dans ces modèles, on substitue l'organe d'assemblage (vis) par une fibre moyenne (fibre neutre) pour étudier son comportement. Cette démarche aboutit à l'étude d'une poutre en membrane/flexion, de type Euler-Bernoulli, où le bois joue le rôle d'une fondation continue élastique (ou inélastique), elle-même représentée par une série de ressorts.

Dans cet esprit, nous proposons de discrétiser les vis par des éléments finis de poutre et les pièces assemblées par des éléments finis volumiques. Cette approche conduit, naturellement, à un couplage poutre/solide ("beam-to-solid coupling") (figure 4.2) qui est déjà très répondu dans la mécanique des structures. Par ailleurs, l'utilisation de l'élément fini de poutre pour modéliser les vis ne permet pas de représenter proprement l'interaction vis/bois. En effet, le contact frottement entre le filet de la vis et le bois ainsi que la pression initiale d'introduction de la vis (ou du clou) sont négligés.



FIGURE 4.2 – Schéma de principe de l'approche proposée

Dans un problème classique de couplage poutre-solide (figure 4.3), on introduit généralement des conditions cinématiques tenant compte de la contribution de la rotation de la section du solide à la section de la poutre, puisque les degrés de liberté de l'élément de poutre différent de ceux du solide.

Selon la figure 4.3, les équations de couplage permettant de traiter l'incompatibilité des degrés de liberté sont [Bucalem (2011)] :

$$\begin{cases} u_w = -\frac{h}{2} u_r + u_p \\ u_w = +\frac{h}{2} u_r + u_p \end{cases}$$
(4.1)



FIGURE 4.3 – Illustration du couplage poutre-solide [Bucalem (2011)]

Ces équations de couplage conduisent naturellement à une condition d'encastrement parfait, ce qui n'est pas applicable au bois, car l'hypothèse d'encastrement d'une vis dans le bois n'est pas réaliste. Nous avons donc juger tout à fait pertinent et intéressant de supprimer les rotations de l'élément de poutre pour obtenir une compatibilité complète entre les différents degrés de liberté.

# 4.3.3 Modification de l'élément fini de poutre à 2 noeuds

Dans l'esprit des travaux antérieurs réalisés sur les éléments de coque, de type DKTRF [Guo (2002)], nous proposons d'éliminer les rotations de l'élément de poutre à 2 noeuds et de les exprimer en termes des déplacements transversaux des noeuds. Ainsi, l'élément de poutre à 2 noeuds devient un élément à 4 noeuds (dont deux fictifs) sans degrés de liberté de rotation.

#### 4.3.3.1 Formulation de l'élément de poutre à 4 noeuds

Dans cette partie, on résentera les aspects théoriques permettant d'obtenir un élément fini à 4 noeuds (figure 4.4b) avec seulement des ddl de translations à partir de la modification de l'éléments fini de poutre à 2 noeuds (figure 4.4a).



FIGURE 4.4 – Définition de l'élément de poutre à 4 noeuds

En admettant que les noeuds fictifs 0 et 3 soient définis à égale distance des noeuds 1 et 2, les rotations  $\theta_{yi}$  et  $\theta_{zi}$  d'un noeud *i* peuvent être exprimés à l'aide des déplacements transversaux des noeuds adjacents  $v_{i-1}$ ,  $v_{i+1}$ ,  $w_{i-1}$  et  $w_{i+1}$  (figure 4.5) comme suit :

$$\begin{cases} \theta_{yi} = \frac{1}{2} \left( \frac{w_{i+1} - w_{i-1}}{L} \right) \\ \theta_{zi} = \frac{1}{2} \left( \frac{v_{i+1} - v_{i-1}}{L} \right) \end{cases}$$
(4.2)

A partir des relations précédentes, on définie les rotations supprimées aux noeuds 1 et 2 comme suit :

$$\begin{cases}
\theta_{y1} = \frac{1}{2} \left( \frac{w_2 - w_0}{L} \right) \\
\theta_{y2} = \frac{1}{2} \left( \frac{w_3 - w_1}{L} \right)
\end{cases}$$
(4.3)

$$\begin{cases} \theta_{z1} = \frac{1}{2} \left( \frac{v_2 - v_0}{L} \right) \\ \theta_{z2} = \frac{1}{2} \left( \frac{v_3 - v_1}{L} \right) \end{cases}$$
(4.4)



FIGURE 4.5 – Définition des rotations en fonction des déplacements transversaux [24]

En exprimant les relations (4.3) et (4.4), précédentes, sous forme matricielle, on obtient :

$$\begin{cases} \theta_{y1} \\ \theta_{y2} \end{cases} = \begin{cases} \frac{-1}{2L} & 0 & \frac{1}{2L} & 0 \\ 0 & \frac{-1}{2L} & 0 & \frac{1}{2L} \end{cases} \begin{cases} w_0 \\ w_1 \\ w_2 \\ w_3 \end{cases} = [R]_{(2x4)} \{u_{nfy}\}$$
(4.5)

$$\begin{cases} \theta_{z1} \\ \theta_{z2} \end{cases} = \begin{cases} \frac{-1}{2L} & 0 & \frac{1}{2L} & 0 \\ 0 & \frac{-1}{2L} & 0 & \frac{1}{2L} \end{cases} \begin{cases} v_0 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{cases} = [R]_{(2x4)} \{u_{nfz}\}$$
(4.6)

Avec : $[R]_{(2x4)}$  la matrice des rotations.

Par ailleurs, les expressions des courbures,  $\chi_y$  et  $\chi_z$ , de l'élément de poutre classique à 2 noeuds sont données par :

$$\chi_y = [B_w] \left\{ \begin{array}{c} w_1 \\ w_2 \end{array} \right\} + [B_{\theta y}] \left\{ \begin{array}{c} \theta_{y1} \\ \theta_{y2} \end{array} \right\}$$
(4.7)

$$\chi_z = [B_v] \left\{ \begin{array}{c} v_1 \\ v_2 \end{array} \right\} + [B_{\theta z}] \left\{ \begin{array}{c} \theta_{z1} \\ \theta_{z2} \end{array} \right\}$$
(4.8)

En substituant les équations (4.5) et (4.6) dans les équations (4.7) et (4.8), on obtient les courbures de l'élément de poutre à 4 noeuds :

$$\chi_{y} = [B_{w}] \left\{ \begin{array}{c} w_{1} \\ w_{2} \end{array} \right\} + [B_{\theta y}] \ [R] \left\{ \begin{array}{c} w_{0} \\ w_{1} \\ w_{2} \\ w_{3} \end{array} \right\} = [B_{fy}] \left\{ u_{nfy} \right\}$$
(4.9)

$$\chi_{z} = [B_{v}] \left\{ \begin{array}{c} v_{1} \\ v_{2} \end{array} \right\} + [B_{\theta z}] [R] \left\{ \begin{array}{c} v_{0} \\ v_{1} \\ v_{2} \\ v_{3} \end{array} \right\} = [B_{fz}] \left\{ u_{nfz} \right\}$$
(4.10)

L'expression de l'énergie interne incluant les effets de membrane et de flexion est donnée par la relation :

$$\pi_{\text{int}}^{e} = \langle u_{nm} \rangle \left[ k_{m}^{e} \right] \left\{ u_{nm} \right\} + \langle u_{nfy} \rangle \left[ k_{fy}^{e} \right] \left\{ u_{nfy} \right\} + \langle u_{nfz} \rangle \left[ k_{fz}^{e} \right] \left\{ u_{nfz} \right\}$$
(4.11)

Avec: 
$$\langle u_{nm} \rangle = \langle u_0 \quad u_1 \quad u_2 \quad u_3 \rangle, [k_m^e] = \int_0^L \langle B_m \rangle EA\{B_m\} dx, [k_{fy}^e] = \int_0^L \langle B_{fy} \rangle EI_y\{B_{fy}\} dx, [k_{fz}^e] = \int_0^L \langle B_{fz} \rangle EI_z\{B_{fz}\} dx.$$

Ainsi, la matrice de rigidité élémentaire de l'élément de poutre, en membrane/flexion est obtenue par :

$$[k^{e}]_{(12x12)} = [k^{e}_{m}] + [k^{e}_{fy}] + [k^{e}_{fz}]$$
(4.12)

Il est important de noter que dans la matrice de rigidité,  $[k^e]_{(12x12)}$ , les lignes et colonnes correspondant aux degrés de liberté  $u_0$  et  $u_3$  sont nulles.

Le système linéaire élastique à résoudre s'écrit :

$$[K] \{U\} = \{F\} \tag{4.13}$$

Avec : [K] est la matrice globale assemblée,  $\{F\}$  est le vecteur charges équivalentes dans le repère global.

En utilisant le schéma de Newton-Raphson, nous obtenons le système à résoudre en non-linéaire comme suit [Guo (1997), Batoz (1998)] :

$$\left[K_T^i\right]\left\{\Delta U\right\} = \left\{F_{\text{int}}^i\right\} - \left\{F_{ext}^i\right\}$$
(4.14)

Où :

$$\left[K_T^i\right] = \sum_e \left[T\right]^T \left[k_T^e\right] \left[T\right] \tag{4.15}$$

Avec :  $\{F_{int}^i\}$  et  $\{F_{ext}^i\}$  sont les vecteurs des forces internes et externes, respectivement.  $[K_T^i]$  est la matrice tangente globale,  $[k_T^e]$  est la matrice tangente élémentaire, dans le repère local.  $[T^T]$  est la matrice transformation.

#### 4.3.3.2 Traitement particulier des conditions aux limites

Pour le cas des conditions aux limites en particulier lorsqu'on a un appui de type encastrement, un traitement particulier est nécessaire pour l'élément à 4 noeuds, puisque les rotations sont supprimées. Plusieurs techniques pour le traitement des conditions aux limites sont proposées dans la littérature [Guo (2002)]. Dans le cadre de ce travail, pour obtenir un l'encastrement du noeud *i* nous proposons d'introduire une condition cinématique sur les noeuds adjacents i - 1 et i + 1:

$$\theta_i = 0 \Rightarrow w_{i+1} - w_{i-1} = 0$$
 (4.16)

#### 4.3.3.3 Validation numérique

L'élément fini de poutre à 4 noeuds, sans ddl de rotation, ainsi développé a été implémenté dans le code de calcul par éléments finis ABAQUS [Abaqus (2010)], via la subroutine utilisateur "UEL". Afin d'évaluer sa performance et avant toute utilisation dans un modèle éléments finis décrivant un assemblage, nous illustrons la validation numérique à

Timoshenko	[Argyris (1998)]	[Argyris (1998)]	[Argyris (1998)]	ABAQUS	Elément développé
32.838	32.838	32.838	32.838	32.833	32.825

TABLE 4.1 – Comparaison de la flèche maximale à l'extrémité libre de la poutre

travers deux exemples académiques pris dans la littérature [Argyris (1998)].

### • Poutre en console

Comme première application, une poutre isotrope en console a été analysée dans le domaine élastique avec E=29 GPa et  $\mu=0.3$ . La poutre en console est soumise à une force concentrée, P=29 N à son extrémité libre. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre sont données sur la figure 4.6. Nous comparons les valeurs du déplacement maximal à l'extrémité libre de la poutre (Tableau 4.1).



FIGURE 4.6 – Poutre en console, dimensions en (mm).

Nous pouvons distinguer à partir du tableau 4.1, que la flèche maximale à l'extrémité B obtenue avec l'élément développé est très proche des résultats de la littérature ainsi que de la solution fournie par ABAQUS.

#### • Poutre sur deux appuis simples

Une autre application consiste en une poutre mince de 10 mm x10 mm de section, reposant sur deux appuis simple, soumise à deux charges concentrées d'intensité P=100N comme le montre la figure 4.7. Les caractéristiques mécaniques sont : E=90000 MPa et  $\nu=0.3$ . La flèche au point C, obtenue en utilisant l'élément développé est comparée aux résultats de la littérature et à celui d'ABAQUS (tableau 4.2).



FIGURE 4.7 – Poutre sur deux appuis simples.

Modèles	$W_C \ (\mathrm{mm})$
Théorie (Kichhoff)	1.0000
Argyris et al.	1.0052
Lin et al.	1.0077
ABAQUS	1.0050
Elément développé	1.0056

TABLE 4.2 – Comparaison de la flèche au point C  $(W_C)$ 

### 4.3.4 Choix des modèles de comportement

Dans cette section, nous nous limiterons volontairement à une description synthétique du comportement mécanique du bois ainsi que sa structure cellulaire. Le comportement du béton est considéré comme isotrope élasto-plastique et modélisé par la relation contraintedéfoirmation proposée par Carreira et Chu [Carreira (1985)]. Tous les paramètres de cette loi de comportement ont été identifiés sur la base des tests de compression sur éprouvettes normalisées présentés au chapitre 3. Les connecteurs (vis) ont été également considérés comme isotrope élasto-plastique et modélisés par une loi de comportement non-linéaire à écrouissage isotrope non-linéaire.

Le bois est un matériau naturel, hétérogène, discontinu et anisotrope. En ce qui concerne le bois à l'échelle macroscopique, celui-ci est composé de plusieurs couches annuelles appelées "cernes" (figure 4.8). Ces cernes sont divisés en deux zones, formées chaque année. La première zone est le bois de printemps (bois initial), c'est un bois tendre. La seconde zone est faite de bois d'été (bois final), plus dense.

En terme de propriétés mécaniques, le bois est un matériau orthotrope avec trois directions principales (figure 4.9) : la direction longitudinale (L), suivant Z, correspondant à celle des fibres, la direction radiale (R) correspondant à celle de croissance en diamètre, et



FIGURE 4.8 – Coupe transversale d'un tronc d'arbre

la direction tangentielle (T) correspondant aux cernes annuels [Dinwoodie (2000), Niemz (1993), Mirianon (2008)].



FIGURE 4.9 - (a): Coupes longitudinale et transversale, (b): Axe local définissant les directions d'orthotropie [Reiterer (2001)]

En terme de comportement mécanique, le bois est un matériau cellulaire complexe : orthotrope et fortement anisotrope (figure 4.10).

Il est à noter que le module d'élasticité du bois est sensiblement plus faible en compression qu'en traction, mais les hypothèses générales accordent un module de Young équivalent en compression, traction et donc en flexion. Cependant, la limite d'élasticité en compression est considérablement inférieure à celle de traction, comme le montre la figure 4.11.

Quant au mode de rupture en compression longitudinale, il est généralement induit



FIGURE 4.10 – Courbes typiques contrainte-déformation du bois

par la combinaison de la traction transversale (décohésion des fibres) et le cisaillement (figure 4.11) [Bariska (1985)]. En effet, sous compression longitudinale au delà de la limite d'élasticité, il se produit une plastification des fibres, occasionnée par leur flambage longitudinal.

Le comportement du bois en compression sous charge statique est très largement étudié dans la littérature [Dinwoodie (2000), Niemz (1993), Mirianon (2008), Buckley (2002), Bariska (1985), Bodig (1966), Debaisse (1966), Easterling (1982), Gong (2000), Muller (2003), Poulsen (1997), Smith (2003), Tabarsa (2001), ...]. Les études concernent principalement les propriétés élastiques et élasto-plastique à des niveaux de déformations relativement faibles. En effet, la plupart des modèles ont été formulés dans le contexte des assemblages boulonnés. Contrairement à la compression longitudinale, les comportements en compression radiale et tangentielle présentent un plateau quasi-horizontal dû à l'effondrement plastique de sa structure cellulaire, semblable à celui des mousses métalliques (figure 4.12).

La déformation se localise sous forme de strates tandis que le reste du matériau reste intact (déformations localisées). Une déformation plastique plus importante produit une densification des cellules effondrées ce qui conduit à une augmentation rapide de la contrainte qui tend alors vers l'infini pour un certain niveau de déformation (supérieur à 50%, en général).



FIGURE 4.11 – Modes de rupture en compression longitudinale [Gibson (1997), Bariska (1985)]

En traction, le bois présente un comportement fragile avec un niveau de contrainte supérieur à la compression suivant l'axe longitudinal. Quant au comportement suivant les deux autres axes orthogonaux, le comportement fragile en traction est encore plus faible. D'un point de vue macroscopique, le bois est considéré comme un matériau homogène. Son comportement linéaire orthotrope est régi par la loi de Hooke généralisée :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LT} \\ \gamma_{LR} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_L} & \frac{-\nu_{RL}}{E_R} & \frac{-\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & \frac{-\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & \frac{-\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{LR}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \sigma_{RT} \\ \sigma_{LT} \\ \sigma_{LR} \end{pmatrix}$$
(4.17)

Où :

- $-\varepsilon_L, \varepsilon_R, \varepsilon_T$  sont les déformations suivant les directions L, R et T, respectivement
- $-\gamma_{LR}, \gamma_{RT}, \gamma_{TL}$  sont les déformations angulaires par rapport à LR, RT et LT, respectivement
- $-\sigma_L, \sigma_R, \sigma_T$  sont les contraintes suivant les directionS L, R et T, respectivement
- $-\tau_{RT}, \tau_{LT}, \tau_{LR}$  sont les contraintes de cisaillement dans les plans RT, LT et LR, respectivement



FIGURE 4.12 – Mécanismes de rupture des trachéides du bois dans les sens tangentiel et radial [Gibson (1997)]

- $-E_L, E_R, E_T,$  sont les modules d'élasticité suivant les directions L, R et T, respectivement
- $G_{RT},G_{LT},G_{LR}$  sont les modules de cisaillement dans les plans RT, LT et LR, respectivement
- $-\nu_{RL}, \nu_{TL}, \nu_{TR}, \nu_{LR}, \nu_{LT}, \nu_{RT}$  sont les coefficients de Poisson équivalents suivant les plans RL, TL, TR, LR, LT, RT, respectivement.

Quant au comportement élasto-plastique anisotrope, il est modélisé par le critère quadratique de Hill [Hill (1948)]. Le critère de Hill est une extension du critère isotrope de Von-Mises et il est donné par la relation suivante :

$$\phi(\sigma_{ij}) = F(\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + G(\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + H(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 2L\sigma_{23}^2 + 2M\sigma_{31}^2 + 2N\sigma_{12}^2 \quad (4.18)$$

Où F, G, H, L, M et N sont les constantes d'anisotropie de Hill, qu'il convient de

déterminer, de manière expérimentale, à l'aide de tests de caractérisation appropriés.

La loi de comportement élasto-plastique à écrouissage isotrope adoptée est détaillée dans [Oudjene (2009), O'Loinsigh (2012)]. Ainsi, les paramètres de plasticité à identifier sont :

- La limite d'élasticité :  $\sigma_c$
- Les paramètres d'écrouissage isotropes : Q et b
- Les constants d'anisotropie de Hill : F, G, H, L, M, N

Pour tenir compte de la différence du comportement en traction et en compression et afin de prédire les modes de rupture, souvent fragiles, il est généralement fait appel à un critère de rupture fragile, de type Hoffman, adapté aux matériaux orthotropes :

$$C_{1} (\sigma_{y} - \sigma_{z})^{2} + C_{2} (\sigma_{z} - \sigma_{x})^{2} + C_{3} (\sigma_{x} - \sigma_{y})^{2} + C_{4} \sigma_{x} + C_{5} \sigma_{y} + C_{6} \sigma_{z} + C_{7} \tau_{yz}^{2} + C_{8} \tau_{xz}^{2} + C_{9} \tau_{xy}^{2} = 1$$

$$(4.19)$$

$$Avec: C_{1} = \frac{1}{f_{t,90} f_{c,90}} - \frac{1}{2f_{t,0} f_{c,0}}, C_{2} = C_{3} = \frac{1}{2f_{t,0} f_{c,0}}, C_{4} = \frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}}, C_{5} = C_{6} = \frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}}, C_{7} = C_{8} = C_{9} = \frac{1}{f_{x}^{2}}.$$

Où :  $f_{t,90}$  et  $f_{t,0}$  sont les contraintes limites de traction perpendiculaire et parallèle aux fibres, respectivement.  $f_{c,90}$  et  $f_{c,0}$  sont les contraintes limites de compression perpendiculaire et parallèle aux fibres, respectivement.  $f_v$  est la contrainte limite de cisaillement.

D'autres travaux utilisent des critères multi-surfaces pour décrire la différence entre les modes de comportement en traction et en compression [Benabou (2012), Schmidt (2009), Mackenzie-Helnwein (2003)]. Un certain nombre de travaux inclut la modélisation de la densification en compression radiale et tangentielle [Oudjene (2009), Schmidt (2009)].

## 4.3.5 Simulation numérique des assemblages

#### 4.3.5.1 Assemblage bois/béton

Comme première application numérique, le comportement de l'assemblage bois/béton, à deux plans de cisaillement, étudié expérimentalement au chapitre 3, a été modélisé et étudié de manière numérique en utilisant le code ABAQUS. Le bois est considéré comme un matériau orthotrope élasto-plastique anisotrope et modélisé avec une loi de comportement elasto-plastique anisotrope à écrouissage isotrope non-linéaire [Oudjene (2009), Oudjene (2010), O'Loinsigh (2012)]. Le béton et les vis ont été considérés comme matériaux isotropes élasto-plastiques avec un écrouissage isotrope.

Propriétés élastiques	Valeurs (MPa)
$E_1$	430
$E_2$	10700
$E_3$	710
$G_{12}$	620
$G_{13}$	23
$G_{23}$	500
$ u_{12}$	0.1
$ u_{13}$	0.5
$ u_{23}$	0.03
$ u_{21}$	0.025
$ u_{32}$	0.25
$ u_{31}$	0.31

TABLE 4.3 – Propriétés élastiques du bois [Zhou (2011)]

Afin de respecter la symétrie du tenseur d'élasticité du bois, les paramètres élastiques donnés dans le tableau 4.3 ont été adoptés [Zhou (2011)].

Pour la discrétisation de la connexion bois/béton par éléments finis, nous avons utilisé des éléments hexahèdriques à 8-noeuds en ce qui concerne le bois et le béton. Tandis que les vis ont été discrétisées en utilisant l'élément de poutre sans ddl de rotation développé (figure 4.13). Seulement un quart du modèle a été discrétisé en raison des deux plans de symétrie. Les équations de couplage sont appliquées au niveau des noeuds appartenant à l'élément de poutre (vis) et les éléments solides en utilisant l'option "Equation" d'Abaqus. Le contact/frottement entre bois/béton a également été pris en considération par une loi de type Coulomb avec un coefficient de frottement  $\mu= 0.2$  (voir détails en annexe).

La solution éléments finis étant fortement dépendante du maillage, nous avons jugé utile de réaliser une étude de convergence avec plusieurs maillages éléments finis : M1, M2, M3, M4, M5 correspondant, respectivement, à 573, 988, 1785, 4550 et 12240 éléments. La figure 4.14 illustre une influence notable du maillage sur la courbe force-glissement de l'assemblage. En revanche, il n'y a quasiment aucune différence entre les maillages M4 et M5 car, la solution tend à se stabiliser.

La courbe du maillage M5 a été ensuite confrontée avec les résultats expérimentaux



FIGURE 4.13 – L'assemblage bois/béton : (a) modèle physique, (b) modèle EF (un quart)



FIGURE 4.14 – Influence du maillage sur la courbe force-glissement

(figure 4.15) où on observe une prédiction satisfaisante tant de point de vue qualitatif que quantitatif.

Par ailleurs, nous avons aussi observé la distribution des contraintes équivalentes au voisinage de la vis où nous pouvons remarqué une forte concentration des contraintes



FIGURE 4.15 – Comparaison des courbes force-glissement

localisées dans la partie béton (figure 4.16). Ces distributions de containtes, en revanche, ne peuvent être validées à cause des hypothèses retenues en ce qui concerne l'interaction vis/bois.

#### 4.3.5.2 Assemblage bois/bois

De la même manière l'assemblage bois/bois étudié expérimentalement au chapitre 3 a été modilisé et analysé numériquement. Nous avons comparé les résultats numériques obtenus pour les différentes configurations d'assemblage en fonction de l'orientation des vis (figure 4.17). On observe une prédiction numérique assez satisfaisante par comparaison aux courbes expérimentales. Les faibles différences constatées dans la phase non-linéaire du comportement sont attribuées au fait que le modèle numérique ne tient pas compte de la dégradation progressive du bois.

La sensibilité du modèle éléments finis par rapport au frottement entre les pièces de bois assemblées et au diamètre des vis a été également étudiée dans le cas de l'assemblage bois/bois "type A". La figure 4.18 montre l'influence du frottement bois/bois. On note que le frottement n'a pas d'influence notable sur le comportement élastique. En revanche, on remarque une forte influence sur le comportement non-linéaire.

Plusieurs simulations on été réalisées avec différents diamètres de vis : 3 mm, 5 mm et 8



FIGURE 4.16 – Distribution des contraintes en fonction du niveau de glissement : (a) 5 mm, (b) 10 mm, (c) 14 mm et (d) 20 mm

mm. Les mêmes constatations que sur la figure précédente peuvent être faites (figure 4.19).

En fonction de l'orientation des vis, on peut aussi observer la distribution des contraintes que génèrent les vis (figure 4.20) dans les pièces de bois assemblées. Là aussi, les niveaux de contraintes ne peuvent être validés.



FIGURE 4.17 – Comparaison des résultats pour différentes configurations d'assemblage

# 4.3.5.3 Poutre composite bois/béton

Pour montrer que le modèle développé est applicable pour des applications de taille industrielle avec un grand nombre de vis, nous avons simulé le comportement de la poutre composite bois/béton étudiée au chapitre 3. La aussi, seulement un quart du modèle a été discrétisé en raison des deux plans de symétrie.

Dans les figures 4.21 et 4.22, nous comparons respectivement les courbes force-flèche à mi-portée et les courbes force-glissement relatif bois/béton. Les résultats obtenus sont



FIGURE 4.18 – Influence du frottement bois/bois (assemblage Type A)



FIGURE 4.19 – Influence du diamètre de la vis (assemblage Type A)

satisfaisants.

La visualisation des contraintes générées par les vis est illustrée dans la figure 4.23 où



FIGURE 4.20 – Distribution des contraintes pour 20 mm de glissement

on remarque une forte concentration de celles-ci dans la dalle béton.

La comparaison du glissement relatif entre le bois et le béton (figure 4.24) montre également que la prédiction numérique (4,9 mm) et très proche de la moyenne expérimentale (5,7 mm).



FIGURE 4.21 – Courbes force-flèche à mi-portée



FIGURE 4.22 – Courbes force-glissement relatif

# 4.3.5.4 Conclusion

L'étude rapportée dans ce chapitre concerne la modélisation numérique, par éléments finis, des assemblages bois/bois ou bois/béton réalisés par tiges cylindriques de type vis et



FIGURE 4.23 – Visualisation des contraintes générées par les vis

tire-fonds (diamètre relativement petit). La revue de la littérature effectuée au chapitre 2 a mis en évidence les fortes difficultés pratiques et numériques qu'impose la modélisation tridimensionnelle des vis. En effet, la discrétisation des vis (et trous de vis) par des éléments finis volumiques n'est pas envisageable, en particulier dans le cas des applications de taille industrielle, comportant plusieurs vis.

Afin de contourner toutes ces difficultés, tout en conservant une bonne prédiction et qualité des résultats en ce qui concerne les caractéristiques de rigidité et de résistance des assemblages, nous avons proposé une démarche numérique basée sur le couplage poutre/solide permettant une simulation numérique du comportement global des assemblages à moindre coût. L'idée est de discrétiser les pièces assemblées par des éléments finis volumiques et les vis (ou tire-fonds) par des éléments finis de poutre en membrane/flexion. Ce type de modélisation est très simple à mettre en oeuvre (temps de pré-traitement) et conduit à des temps de calcul tout à fait acceptable puisque l'élément fini de poutre n'est pas gourmant en temps CPU. Le couplage poutre/solide exige souvent le traitement de l'incompatibilité en termes de ddl par l'introduction d'équations cinématiques supplémentaires. L'originalité de la modélisation proposée réside dans la modification de la formulation de l'élément fini de poutre classique, à 2 noeuds (avec des ddl de translation et de rotation). En effet, pour rendre l'élément fini de poutre, à 2 noeuds, compatible avec l'élément solide (avant que des ddl de translation), les rotations ont été supprimées et le comportement de flexion est obtenu à l'aide des déplacements transversaux des deux noeuds classiques et de deux noeuds fictifs, conduisant finalement à un nouvel élément fini de poutre à 4 noeuds.



FIGURE 4.24 – Comparaison expérience/numérique du glissement à l'interface bois/béton

La nouvelle formulation, à 4 noeuds, a été implémentée dans le code de calcul par éléments finis ABAQUS, via la subroutine utilisateur "UEL" et validée à travers quelques exemples de la littérature.

L'élément fini de poutre à 4 noeuds, ainsi obtenu, a été utilisé pour modéliser des assemblages bois/bois et bois/béton à moyenne échelle. Les résultats obtenus en utilisant cette approche, en terme de rigidité et de capacité portante d'assemblages sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. En fin la démarche a été également appliquée avec succès dans le cadre de poutres composites bois/béton à grande échelle, ce qui a contribué à valider l'approche proposée sur des cas réels de taille industrielle.

5

# Conclusion générale et perspectives

# 5.1 Conclusion

L'objectif principal de cette thèse était d'étudier expérimentalement et numériquement le comportement des connexions bois/béton réalisées par organes mécanique de type tige cylindrique (vis, tire-fonds...).

Ce mémoire dresse tout d'abord une revue de l'état de l'art sur les poutres et planchers mixtes bois/béton, et porte une attention particulière sur les modèles de calcul et de dimensionnement existants. A partir du constat sur les besoins grandissants en ce qui concerne l'utilisation des planchers bois/béton, en construction neuves comme en rénovation, et le grand nombre d'études expérimentales réalisées en laboratoire ces dernières années, nous avons pensé que le développement de modèles numériques prédictifs pour ce type de structure peut présenter un grand intérêt pour la communauté scientifique. En effet, nous avons constaté que les normes européennes n'intégrent pas les assemblages mixtes bois/béton et ils sont souvent étudiés sur la base des assemblages bois/bois. De plus, les modèles éléments finis proposés dans la littérature ne sont pas adaptés aux applications de taille industrielle et nécessitent souvent un calibrage sur la base de tests expérimentaux. Il convient donc de développer une modélisation visant à disposer d'une méthodologie générale pour l'analyse rapide du comportement des structures mixtes bois/béton et à moindre coût.

Dans le chapitre 3, nous avons mener plusieurs campagnes d'essais mécaniques, à petite et grande échelles, pour caractériser les matériaux employés et les assemblages. Afin d'obtenir les propriétés mécaniques et les classes de résistance des matériaux utilisés (bois, béton, vis), il a été indispensable de réaliser des tests de caractérisation en compression et en flexion sur des éprouvettes normalisées, selon les les recommandations et exigences des normes en vigueur. Les résultats de cette partie de tests ont servi à l'alimentation des modèles éléments finis développés dans le chapitre 4. Nous avons également jugé indispensable de comprendre et d'appréhender expérimentalement le comportement mécanique d'assemblages simples, à petite échelle, avant de passer aux poutres mixtes bois/béton à l'échelle réelle. Des tests sur des assemblages bois/bois et bois/béton, à deux plans de cisaillement, réalisés par vis ont été menés pour les caractériser. On s'est intéressés principalement aux caractéristiques de rigidité et de résistance sans oublier les modes de rupture. L'influence de l'inclinaison des vis par rapport au plan de cisaillement a été également étudiée dans le cadre des assemblages bois/bois. Une attention particulière a été portée sur les assemblages bois/béton avec une comparaison des résultats expérimentaux à ceux de l'Eurocode 5 et des différentes méthodes empiriques proposées par plusieurs auteurs. Il en ressort de cette étude que l'Eurocode 5 sous-estime le module de glissement et la capacité portante des assemblages bois/bois et surtout n'est pas adapté aus claculs des assemblages avec vis inclinées. En revanche, l'Eurocode 5 sur-estime le module de glissement des assemblage bois/béton et ne s'applique pas pour le calcul de la capacité portante de ces assemblages. Il en est de même avec les formules empiriques proposées dans la littérature par Ceccotti et Turrini, autant d'éléments justifiant le développement de modèles numériques prédicfis. En fin, des poutres mixtes bois/béton de 3.8 m de long ont été confectionnées et testées jusqu'a rupture afin d'obtenir leur caractéristiques de rigidité et de résistance mais aussi pour constituer une base de données permettant la validation expérimentale des modèles numériques.

Dans le chapitre 4, nous avons développé un modèle éléments finis, basé sur le couplage poutre/solide, pour la simulation numérique du comportement global des assemblages réalisés par vis. Dans ce modèle, les pièces assemblées sont modélisées classiquement par des éléments finis volumiques et les vis ont été simplifiées et modélisées par des éléments de poutre en membrane/flexion. Ce type de modélisation implique le traitement de l'incompatibilité entre l'élément de poutre et l'élément solide, au niveau des degrés de liberté (ddl), par des équations cinématiques supplémentaires tenant compte de la contribution de la rotation de l'élément solide à la rotation de l'élément de poutre. Cependant, le traitement de l'incompatibilité entre éléments conduit naturellement à une condition d'encastrement,
ce qui n'est pas applicable pour le bois. Pour ce faire, nous avons modifié la formulation de l'élément de poutre classique à deux noeuds en supprimant les rotations des deux noeuds. Ainsi, la nouvelle formulation a conduit à nouvel élément de poutre en membrane/flexion défini par quatre noeuds (deux réels et deux fictifs) et ayant que des ddl de translations et donc une compatibilité parfaite avec l'élément solide.

L'élément fini de poutre ainsi développé a été validé sur des cas tests de la littérature et appliqué ensuite avec succès sur divers types assemblages. Les avantages de la modélisation proposée sont :

- modèle moins volumineux et calculs très rapide, vu que les vis sont modélisées par des éléments de poutre;
- modèle adapté aux applications réelles, de taille industrielle, avec un grand nombre de vis;
- modèle basé uniquement sur les propriétés mécaniques des matériaux et donc nécessite moins de tests expérimentaux, souvent coûteux et onéreux;
- modélisation compatible avec des assemblages contenant des renforcements ou bien constitués de matériaux différents;
- modèle compatible avec des assemblages combinant plusieurs organes d'assemblages différents.

# 5.2 Perspectives

Le travail effectué dans le cadre de cette thèse est une étape et non pas un travail définitif et les résultats obtenus sont, bien entendu, améliorables en perfectionnant la méthodologie proposée sur plusieurs points :

- prise en compte du phénomène d'arrachement de la vis dans le bois;
- prise en compte du comportement cyclique afin de traiter le comportement des assemblages sous charge sismique;
- valider le modèle sur des cas de poutres ou d'assemblages renforcés par vis (figure 5.1)



FIGURE 5.1 – Exemples de renforcement par vis : (a) sur appui (vis-à-vis de la traction transversale), (b) vis-à-vis du cisaillment

# Bibliographie

[Abaqus 10] Abaqus/CAE User's Manual, version 6.10, Dassault Systèmes, 2010.

- [Argyris 98] Argyris J., Tenek L., Mattsson A., A 2-node fast converging shear-deformable isotropic and composite beam element based on 6 rigid-body and 6 straining modes. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 152, pp. 281-336, 1998
- [Balogh 07] Balogh J., Wieligmann M., Gutkowski R., Haller P., Stress-strain behavior of connections for partially composite wood-concrete floors and deck systems. 2nd Material Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, June 5-8, 2007, Montréal Québec, Canada.
- [Bariska 85] M. Bariska and Kucera, L J, On the fracture morphology in wood-part 2 : Macroscopial deformations upon ultimate axial compression in wood. Wood. Sci. Technol., (1985), vol. 19,p. 19-34
- [Batoz 98] Batoz J.L., Guo Y.Q., Shakourzadeh H., Analyse nonlinéaire de coques minces élasto-plastiques avec l'élément DKT12. Revue Européenne des Eléments Finis, Vol. 7 (1-3), pp. 223-239, 1998
- [Bodig 66] J. Bodig, Stress-strain relationship for wood in transverse compression. J. Mater., (1966), vol. 1, p. 645-666
- [Burlat 98] M. Burlat, Analyse mécanique et tribologique de l'emboutissage : application aux outils fabriqués par combinaison de différents matériaux, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, France, 1998.
- [Branco 09] Branco J. M., Cruz P. J. S., Piazza M., Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 400-410, 2009.
- [Bejtka 02] Bejtka I., Blass H. J., Joints with inclined screws. International Council for Research and Innovation in Building and Construction. Working Commission W18-Timber Structures. Meeting Thirty-five Kyoto, Japan, September 2002.

- [Benabou 12] L. Benabou, Finite strain analysis of wood species under compressive failure due to kinking. International Journal of Solids and Structures (2012), vol. 49, p. 408-419
- [Blass 01] Blass H.J., Bejtka I., Screws with continuous threads in timber connections. In : RILEM, Proceedings Pro 22, Stuttgart, 2001.
- [Blass 11] Blass H.J., Schädle P., Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints. Eng. Struct. Vol. 33, pp. 3018-3026, 2011.
- [Bucalem 11] Bucalem M. L., Bathe K. J., The Mechanics of Solids and Structures -Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution. Springer, 2011
- [Capretti 98] Capretti S, Ceccotti A, Senno M. On the experimental determination of strength and deformation characteristics of timberconcrete composite joints. In : 5th World conference on timber engineering (WCTE). Montreux, Switzerland; 1998. p. 774
- [Craveur 03] J.C. Craveur, I.R. Pashby, Modélisation du contact entre un visage rigide et un équipement de protection, Actes du 6ème Colloque National en Calcul des Structures, Giens, 20-23 mai 2003. pp. 401-408.
- [Carreira 85] Carreira DJ, Chu KH. Stressstrain relationship for plain concrete in compression. ACI J 1985;82 :797804.
- [Carvalho 10] Carvalho E.P., Carrasco E.V.M., Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints. Construction and Building Materials, Vol. 24, pp. 1313-1322, 2010.
- [Ceccotti 95] Ceccotti A. Timber-concrete composite structures, In : Timber engineering STEP 1, Blass HJ et al., editors, Lecture E13, 1995.
- [Ceccotti 06a] Ceccotti A., Fragiacomo M., Giordano S., Behaviour of a timber-concrete composite beam with glued connection at strength limite state. Conference Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2006.
- [Ceccotti 06b] Ceccoti A, Fragiacomo M, Giordano S. Long-term and collapse tests on a timberconcrete composite beam with glued-in connection. Mater Struct 2006;40:1525.
- [Clouston 05] Clouston P., Bathon L.A., Schreyer A., Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system. Journal Struct. Eng. Vol. 131, pp. 1404-1412, 2005.
- [Clouston 04] Clouston P, Civjan S, Bathon L. Experimental behavior of a continuous metal connector for a woodconcrete composite system. Forest Prod J 2004;54(6):7684.

- [Crocetti 10] Crocetti R., Sartori T., Flansbjer M., Timber-Concrete composite structures with prefabricated FRC slab. Conference Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2010.
- [Chuan 08] Chuan D.Y.E., Fragiacomo M., Aldi P., Mazzilli M., Kuhlmann U., Performance of notched coach screw connection for timber-concrete composite floor system. NZ Timber Design Journal, Vol. 17 (2008), Issue 1, pp. 4-10
- [Celibi 07] Celibi G., Kilic M., Nail and screw withdrawal strength of laminated veneer lumber made up hardwood and softwood layers. Construction and Building Materials, Vol. 21, pp. 894-900, 2007.
- [Chui 98] Chui Y.H, Ni C., Jiang L., Finite-element model for nailed wood joints under reversed cyclic load. Journal of S tructural Engineering/January 1998
- [Deam 08] Deam B. L., Fragiacomo M., Buchanan A. H., Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. Materials and Structures, Vol. 41, pp. 495-507, 2008.
- [Debaise 66] Debaise G.R., Porter A.W. and Pentoney R.E., Morphological and mechanics of wood fracture. Materials Research Standards (1966), vol. 6, p. 493-499
- [Dias 10] Dias A.M.P.G., Non linear modelling of timber-concrete composite structures. Conference Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2010.
- [Dias 11] Dias A.M.P.G., Jorge L.F.C., The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams. Engineering Structures, Vol. 33, pp. 3033-3042, 2011.
- [Dinwoodie 00] Dinwoodie J.M., Timber : its nature and behaviour. Taylor and Francis, 2nd ed. 2000
- [Easterling 82] Easterling K.E., Harrysson R., Gibson L.J. and Ashby M.F., On the mechanics of balsa and other woods. Proc. R. Soc. A. (1982), vol. 383, p. 31-41
- [EN 1995 04] EN 1995-1-1 :2004. Eurocode 5 : Design of timber structures part 1.1 : general rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, (E).
- [EN 26891 91] EN 26891 :1991. Timber structures Joints made with mechanical fasteners - general principles for the determination of strength and deformation characteristics. ISO 6891-1983 (E).
- [EN 408 10] EN 408 : 2010, Timber Structures Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, (E).

- [EN 1992 04] EN 1992-1-1 : 2004. Eurocode 2 "Calcul des Structures en Béton" partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Bruxelles.
- [Faust 99] Faust T, Selle R. Properties of composite joints of timber. LWAC composite structures. Lacer no. 4 Leipzig annual civil engineering report. University of Leipzig, Federal Republic of Germany; 1999. p. 23140.
- [Fragiacomo 12] Fragiacomo M., Experimental behaviour of a full-scale timber-concrete composite floor with mechanical connectors. Materials and Structures, Vol. 45, Issue 11, pp. 1717-1735, DOI 10.1617/s11527-012-9869-3, 2012.
- [Fernandez-Cabo 12] Fernandez-Cabo J.L., Arriaga F., Majano-Majano A., Iniguez-Gonzalez G., Short-term performance of the HSB® shear plate-type connector for timber-concrete composite beams. Construction and Building Materials, Vol. 30, pp. 455-462, 2012.
- [Foschi 74] Foschi R.O., Load-slip characteristics of nails. Wood Sci, Vol. 7(1), pp. 69-76, 1974
- [Gibson 97] Gibson L.J., Cellular solids. Cambridge : Cambridge University Press, 2nd ed., 1997
- [Gong 00] M. Gong and I. Smith, Failure of softwood under static compression parallel to grain. J. Inst. Wood. Sci. (2000), vol. 15, p. 204-21
- [Guo 02] Guo Y.Q., Gati W., Naceur H., Batoz J.L., An efficient DKT rotation free shell element for springback simulation in sheet metal forming. Computers and Structures, Vol. 80, pp. 2299-2312, 2002.
- [Guo 97] Guo Y.Q., Shakourzadeh H., Comparaison de différents algorithmes de plasticité dans l'analyse nonlinéaire des structures de poutres 3D. Revue Européenne des Eléments Finis, Vol. 6 (2), pp. 135-164, 1997.
- [Gutkowski 08] R. Gutkowski, K. Brown, A. Shigidi, J. Natterer, Laboratory tests of composite woodconcrete beams. Construction and Building Materials, Volume 22, Issue 6, June 2008, Pages 1059-1066.
- [Hammi 00] Y. Hammi, Simulation numérique de l'endommagement dans les procédés de mise en forme, Thèse de Doctorat, Université de Technologie de Compiègne, France, 2000.
- [Hetenyi 46] Hetenyi M. Beams on the elastic foundation. Michigan : University of Michigan Press; 1946.
- [Hong 11] Hong J.P., Barrett J.D., Lam F., Three-dimensional finite element analysis of the Japanese traditional post-and-beam connection. J. Wood Sci., Vol 57, pp. 119-125, 2011

[Hill 48] R. Hill, The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press (1950)

- [Holschemacher 02] Holschemacher K, Klotz S, Weibe D. Application of steel fibre reinforced concrete for timberconcrete composite constructions. Lacer no. 7 Leipzig annual civil engineering report. University of Leipzig, Federal Republic of Germany; 2002. p. 16170.
- [Jensen 12] Jensen J.L., Nakatani M., Quenneville P., Walford B., A simplified model for withdrawal of screws from end-grain of timber. Construction and Building Materials, Vol. 29, pp. 557-563, 2012.
- [Johansen 49] Johansen K. W., Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering Publications, Vol. 9, pp. 249-262, 1949.
- [Jumaat 04] Jumaat MZ, Murty B. Yield load prediction of nailed timber joints using nail diameter and timber specific gravity. Wood Sci Technol 2004;38:599615.
- [Kevarinmäki 02] Kevarinmäki A., Joints with inclined screws. International Council for Research and Innovation in Building and Construction. Working Commission W18-Timber Structures. Meeting Thirty-five Kyoto, Japan, September 2002
- [Kuenzi 55] Kuenzi EW. Theoretical design of a nailed or bolted joint under lateral load, Forest Products Laboratory, Forest Service, United States Department of Agriculture, Madison, USA; 1955 (Rep. D1951). 31 p.
- [Linden 99] Linden Mario van der, Timber-concrete composite beams. HERON. Vol. 44. No.3 (1999) ISSN 0046-7316.
- [Mascia 09] Mascia NT, Santana CLO. Remarks on the slip modulus of nailed connections for linear analysis of plywood timber beams. Construct Build Mater 2009;23:27317.
- [Mackenzie-Helnwein 03] P. Mackenzie-Helnwein, J. Eberhardsteiner and Mang, H A, A multisurface plasticity model for clear wood and its application to the finite element analysis of structural details. Comput. Mech. (2003), vol. 31, p. 204-218
- [Milner 01] Milner HR, Tan HH. Modelling deformation in nailed, thin-webbed timber box beams. Comput Struct 2001;79:25416.
- [Möhler 56] Möhler K, Über das Tragverhalten von Biegeträgern und nachgiebigen Verbindungsmitteln. Habilitation, TH Karlsruhe; 1956.
- [Miotto 12] José Luiz Miotto, Antonio Alves Dias, Evaluation of perforated steel plates as connection in glulamconcrete composite structures. Construction and Building Materials, Volume 28, Issue 1, March 2012, Pages 216-223.
- [Mungwa 99] Mungwa MS et al. Experimental study of a composite woodconcrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. Construct Build Mater 1999;13:37182.

- [Muller 03] U. Muller, Effects of wood macro- and micro-structure on selected mechanical properties. University of Natural Resources and Applied Life Sciences (2003), Vienna
- [Mirianon 08] Mirianon F., Fortino S., Toratti T., A method to model wood by using Abaqus finite element software. Part 1 : constitutive model and computational details. VTT Publication 687, 2008
- [Natterer 00] Natterer J., Sandoz J.L., Rey M., Construction en bois : Matériau, technologie et dimensionnement. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Vol. 13, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2000.
- [Nishiyama 03] Nishiyama N, Ando N. Analysis of load-slip characteristics of nailed wood joints : application of a two-dimensional geometric nonlinear analysis. J Wood Sci 2003;49:50512.
- [Niemz 93] Niemz P., Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. DRW-Verglag Weinbrenner, Leinfelden-Echterdingen, 1983
- [O'Loinsigh 12] O'Loinsigh C, Oudjene M, Shotton E, Pizzi A, Fanning P. Mechanical behaviour and 3D stress analysis of multi-layered wooden beams made with weldedthrough wood dowels. Compos Struct 2012;94:31321.
- [Oudjene 09a] Oudjene M, Khelifa M. Finite element modelling of wooden structures at large deformations and brittle failure prediction. Mater Des 2009;30:40817.
- [Oudjene 09b] Oudjene M, Khelifa M. Elasto-plastic constitutive law for wood behaviour under compressive loadings. Constr Build Mater 2009;23:335966.
- [Oudjene 10] Oudjene M, Khelifa M, Segovia C, Pizzi A. Application of numerical modelling to dowel-welded wood joints. J Adhes Sci Technol 2010;24:35970
- [Poulsen 97] Poulsen J.S., Moran P.M., Shih C.F., Byskov E., Kink band formation and band broadening in lear wood under compressive loading. Mech. Mater (1997), vol. 26, p. 67-77
- [Queiroz 07] F.D. Queiroz, P.C.G.S. Vellasco, D.A. Nethercot, Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection. Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issue 5, May 2009, Pages 1063-1074
- [Reiterer 01] Reiterer A., Stanzl-Tschegg S., Compressive behaviour of softwood under uniaxial loading at different orientations to the grain. Mech. Mat., Vol. 33, p. 705-715, 2001
- [Schmidt 09] J. Schmidt and M. Kaliske, Models for numerical failure analysis of wooden structures. Eng. Struct. (2009), vol. 31, p. 571-579

- [Smith 03] I. Smith and S. Vasic, Fracture behavior of softwood. Mech. Mater (2003), vol. 35, p. 803-815
- [Skowron 10] Skowron A., Martin Y., Parmentier B., Van den Bossche P., Comportement physique et mécanique des planchers mixtes en bois-béton. Centre Scientifique et Technique de la Construction CSTC. Rapport N°13, 2010.
- [Stehn 04] Stehn L, Borjes K. The influence of nail ductility on the load capacity of a glulam truss structure. Eng Struct 2004;26:80916.
- [Tabarsa 01] T. Tabarsa and Y.H. Chui, Stress strain response of wood under radial compression. Part I : Test method and influences of cellular properties. Wood Fiber Sci. (2001), vol. 33, p. 223-232
- [Turrini 83] Turrini G, Piazza M. Una tecnica di recupero statico dei solai in legno. Revista te´cnica. "Recuperare" no 5, 6, 7; 1983.
- [Tomasi 10] Tomasi R., Crosatti A., Piazza M., Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. Construction and Building Materials, Vol. 24, pp. 1560-1571, 2010.
- [Taazount 13] Taazount M., Amziane S., Molard D., Tangential behaviour of nailed composite timber-concrete floor structures. Construction and Building Materials, Vol. 40, pp. 506-513, 2013.
- [Weaver 99] Weaver CA. Behavior of FRP-reinforced glulamconcrete composite bridge girders. PhD thesis, University of Maine; 1999.
- [Zhou 11] Zhou T, Guan ZW. A new approach to obtain flat nail embedding strength of double-sided nail plate joints. Constr Build Mater 2011;25:598607.
- [Zienkiewicz 91] O. C. Zienkiewicz, Formulation de base et problèmes linéaires, Afnor techniques, 1991.

Bibliographie

6

# Annexe : Contact-Frottement

# 6.1 Modélisation du contact-frottement

La simulation numérique des assemblages, implique la gestion du frottement et de tous les contacts possibles entre les organes d'assemblage et les pièces assemblées. Il existe deux formulation pour la gestion du contact : la formulation cinématique et la formulation par pénalisation. L'avantage de la formulation cinématique est qu'elle n'a pas d'effet sur le pas de temps en explicite (ABAQUS/Explicite l'emploie), contrairement à la méthode par pénalisation. En revanche, la méthode par pénalisation permet une certaine souplesse sur la condition d'impénétrabilité (ABAQUS/Explicite l'emploie).

## 6.1.1 Principaux modèles de frottement

#### 6.1.1.1 Phénomènologie

Les modèles que nous allons présenter ici concernent pour la plupart une approche globale, macroscopique des phénomènes de contact et de frottement. La figure 6.1 illustre un relevé du profil de rugosité de surface d'une pièce à l'échelle de quelques dizaines de microns [Hammi (2000)]. Les états de surface sont caractérisés à l'aide des premiers moments statistiques de ces profils aléatoires (moyenne, écart quadratique,...). Les plus utilisés sont le  $R_{\alpha}$  (valeur moyenne des amplitudes d'aspérités mesurées par rapport à une surface moyenne) et le  $R_p$  (profondeur d'aplatissement ou valeur moyenne des amplitudes crête à crête). Ces grandeurs sont utilisées parmi d'autres pour définir des critères de résistance des pièces aux grippage, par exemple.



FIGURE 6.1 – Rugosité de surface d'une tôle d'emboutissage

Le critère se fera d'abord sur les sommets des aspérités et la surface réelle de contact va donc évoluer en fonction de la charge normale (voir figure 6.2).



FIGURE 6.2 – Ecrasement d'aspérités lors du contact [Hammi (2000)]

Par ailleurs, la composition du matériau au voisinage des surfaces de contact est en général complexe et différente de celle du matériau classique (voir figure 6.3).



FIGURE 6.3 – Complexité de la composition du matériau au voisinage du contact [Hammi (2000)]

#### 6.1.1.2 Modélisation du frottement

#### Les variables de contact.

La condition de contact unilatéral est représentée par l'écriture stricte de la condition de non pénétration d'un solide déformable en contact avec un solide rigide. On considère l'hypothèse simplificatrice des petits déplacements.

Soit un solide qui occupe le domaine C (figure 6.4) de frontière S suffisamment régulière décomposée en  $S_F \cup S_D \cup S_C$  où  $S_F$  est la surface des efforts imposés,  $S_D$  celle des déplacements imposés et  $S_C$  la zone initiale de contact. On décompose sur le bord  $S_C$  le déplacement et les vecteurs contraintes de contact en composantes normales et tangentielles :



FIGURE 6.4 – Schématisation de deux corps en contact

$$\mathbf{u} = u_N \mathbf{n} + \mathbf{u}_T \tag{6.1}$$

$$\mathbf{F} = F_N \mathbf{n} + \mathbf{F}_T \tag{6.2}$$

où  $\mathbf{F}_T$  et  $\mathbf{u}_T$  sont des vecteurs appartenant au plan tangent, et  $u_N$  et  $F_N$  des mesures algébriques suivant la direction normale (**n** désigne la normale extérieure à  $\Gamma_C$ ). Les conditions de contact unilatéral (relations de Signorini) s'écrivent alors :

$$u_N \le 0, \quad F_N \le 0 \quad et \quad u_N F_N = 0 \tag{6.3}$$

Les relations suivantes caractérisent bien le contact unilatéral :

• non pénétration du solide dans l'obstacle rigide  $(u_N \leq 0)$ ;

• la force normale exercée par l'obstacle sur le solide est bien une force de compression, et d'après le principe d'action et de réaction, en chaque point de contact, ces forces sont égales et de sens opposé  $(F_N \leq 0)$ ;

- la relation de complémentarité  $u_N F_N = 0$  décrit bien deux situation possibles :
- contact établi  $(u_N = 0)$ , la force normale est active  $(F_N \leq 0)$ ;
- décollement des surfaces  $(u_N \leq 0)$ , la force normale doit être nulle  $(F_N = 0)$ .

Le terme "contact bilatéral" (ou contact persistant) est quelquefois utilisé pour signifier que le contact normal est maintenu tout en laissant éventuellement libre le déplacement tangentiel relatif.

Remarquons que les relations de Signorini peuvent s'exprimer en fonction des contraintes et des vitesses des déplacements :

$$\Delta \mathbf{v.n} \leq 0, \ \sigma_N \leq 0 \quad et \quad (\Delta \mathbf{v.n}) \sigma_N = 0 \tag{6.4}$$

 $\circ \sigma_N = \mathbf{F} \cdot \mathbf{n}$  est la contrainte normale à la surface de contact. notons que le vecteur contrainte tangentielle s'écrit :

$$\mathbf{F}_{t} = \mathbf{F} - \sigma_{N} \mathbf{n} = (\mathbf{F} \cdot \mathbf{t}) \mathbf{t} = \tau \mathbf{t} = \tau_{1} \mathbf{t}_{1} + \tau_{2} \mathbf{t}_{2}$$
(6.5)

ce qui permet de définir la contrainte tangentielle ou la cission de frottement :

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \tag{6.6}$$

 $\circ \Delta \mathbf{v} = \mathbf{v}_1 - \mathbf{v}_2$  vitesse relative de deux points, de vitesses respectives  $\mathbf{v}_1$  et  $\mathbf{v}_2$ , censés rentrer en contact. Notons que la vitesse de glissement  $\mathbf{v}_g$  des deux points n'est autre que la composante tangentielle de  $\Delta \mathbf{v}$ :

$$\mathbf{v}_g = \Delta \mathbf{v} \cdot \mathbf{t} = \Delta \mathbf{v} - (\Delta \mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) \cdot \mathbf{n}$$
(6.7)

où  $\mathbf{t}$  est le vecteur tangentiel tel que  $(\mathbf{t}_1, \mathbf{t}_2, \mathbf{n})$  soit un repère orthonormé direct.

#### 6.1.1.3 Les modèles de frottement

Dans ce qui suit, nous allons présenter les trois principaux modèles de frottement les plus utilisés dans les codes de calcul. Au préalable, définissons le seuil de glissement entre deux corps  $S_1$  et  $S_2$  en un point M. L'expérience montre qu'il existe une force (ou une contrainte) de traction tangentielle minimale à appliquer pour qu'un glissement significatif se produise. Cela se traduit par :

$$Si \quad \tau_{eq} < \tau_{crit} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{v}_g = 0 \qquad contact \ collant,$$
 (6.8)

 $Si \quad \tau_{eq} = \tau_{crit} \quad \Rightarrow \quad \exists \lambda \ge 0, \quad \mathbf{v}_g = -\lambda \tau \qquad contact \quad glissant,$ (6.9)

Cette notion de seuil  $(\tau_{crit})$  introduit une discontinuité (non dérivabilité) des modèles de frottement très similaire au modèles de plasticité à seuil.

Rappelons qu'il existe des modèles de frottement isotropes et anisotropes. Nous nous limiterons ici aux seuls modèles isotropes qui postulent que le vecteur cission de frottement est parallèle à la vitesse de glissement et de plus que  $\tau_{crit}$  ne dépend pas de la direction de  $\mathbf{v}_g$  dans le plan tangent.

#### Modèle isotrope de Tresca.

Ce modèle repose sur la relation  $\tau_{eq} \leq \tau_{crit}$  très similaire à une relation de plasticité parfaite rigide incompressible. Si la cission critique est de la forme :

$$\tau_{crit} = m \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \quad avec \quad 0 \le m \le 1 \tag{6.10}$$

alors le modèle de frottement (voir figure 6.5) s'écrit :

$$\tau_{eq} = \|F_t\| < \tau_{crit} \quad \Rightarrow \qquad \mathbf{v}_g = 0 \tag{6.11}$$

$$\tau_{eq} = \tau_{crit} \qquad \Rightarrow \quad \exists \lambda \ge 0, \quad \mathbf{v}_g = -\lambda \tau$$
 (6.12)

$$\tau_{eq} > \tau_{crit} \implies impossible$$
 (6.13)



FIGURE 6.5 – Schématisation du modèle de Tresca [Hammi 00]

De point de vue mécanique, le fait que la limite de glissement ne dépende pas de la contrainte normale est très limitatif. Toutefois, dans les cas où cette contrainte normale est assez bien connue à priori, cette forme pourra être utile. Il faut noter qu'une loi de Tresca ne pourra être simplement couplée avec un modèle de contact unilatéral car il faudrait imposer  $\mathbf{v}_g = 0$  sur la partie décollée, et celle-ci est une des inconnues du problème unilatéral.

#### Modèle isotrope de Coulomb.

Un tel modèle est schématisé par la figure 6.6. Il se caractérise par la pression de contact  $P = -\sigma_N$ :

ce qui se donne :

$$\tau_{eq} < \mu P \quad \Rightarrow \qquad \mathbf{v}_g = 0 \tag{6.14}$$

$$\tau_{eq} = \mu P \qquad \Rightarrow \quad \exists \lambda \ge 0, \quad \mathbf{v}_g = -\lambda \tau$$
(6.15)

$$\tau_{eq} > \mu P \qquad \Rightarrow \qquad impossible \qquad (6.16)$$

 $\tau_{crit} = \mu P \tag{6.17}$ 



FIGURE 6.6 – Schématisation du modèle de Coulomb [Hammi (2000)]

Là aussi ce modèle est assez semblable au frottement rigide plastique en 2D (dans le plan tangent). Par contre, c'est un écoulement non associé car la règle de normalité n'est pas vérifiée.

#### Modèle de type visco-plastique.

Nous avons vu dans les modèles de Tresca et de Coulomb la présence à la fois de la notion de seuil et de critère "d'écoulement". Ceci caractérise les modèles de type plasticité indépendante du temps. Pour éviter les discontinuités inhérentes à la notion explicite du seuil, il est normal de passer à un formalisme de type viscoplastique. On utilise alors des

critères d'écoulement sous forme de fonctions puissances sans utiliser la notion de seuil. Le seuil est donc implicite et il n'existe pas de domaine interdit. Par analogie avec le modèle de fluage de Norton-Hoff, le modèle de frottement s'écrit [Hammi (2000)] :

$$\tau_{eq} < \tau_{crit} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{v}_g = 0 \tag{6.18}$$

$$\tau_{eq} > \tau_{crit} \qquad \Rightarrow \qquad \tau - \tau_{crit} = \alpha \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \left( \frac{\|\mathbf{v}_g\|}{v_{ref}} \right)^{pf}$$
(6.19)

les termes  $v_{ref}$  et  $\frac{\sigma_0}{\sqrt{3}}$  sont introduits pour rendre le coefficient de frottement  $\alpha$  adimensionnel. La figure 6.7 illustre le schéma du modèle Norton-Hoff dans le cas 1D.



FIGURE 6.7 – Schématisation du modèle de Norton-Hoff [Hammi (2000)]

Ce sont ces trois modèles que nous pouvons utiliser dans les codes de calcul comme ABAQUS.

# 6.2 Traitement du contact frottement

Deux problèmes se posent quant il peut y avoir contact entre deux structures ou parties de structure : la détection du contact, puis le traitement du contact s'il a lieu. Quelle que soit la méthode employée, il faut calculer une distance normale pour détecter puis traiter le contact éventuel. Il existe deux approches pour déterminer la «distance» : l'approche noeud à noeud et l'approche noeud sur surface. Le traitement du contact ne dépend pas de l'approche utilisée pour le détecter [Craveur (2003), Zienkiewicz (1991)]. Nous nous limiterons ici aux aspects de ce problème relatifs aux codes de calcul que nous utiliserons, à savoir ABAQUS.

Rappelons que les problèmes numériques liés au traitement du contact frottement sont de deux natures :

- Les problèmes liés à la régularité des modèles de frottement;
- Les problèmes algorithmiques liés à la gestion numérique du contact entre deux solides discrétisés.

## 6.2.1 Régularité des modèles de frottement

Pour pouvoir simuler numériquement le contact, il faudrait résoudre les problèmes numériques que posent les discontinuités des modèles de frottement à seuil. Pour remédier à cela, il est généralement procédé à la modification de la notion du seuil sans modifier sensiblement la solution du problème. Nous nous limiterons ici à la régularisation dite en vitesse qui consiste à remplacer l'équation (.9) traduisant le contact glissant par :

$$\tau = \tau_{crit} f\left( \| \mathbf{v}_g \| \right) \tag{6.20}$$

où  $f(\|\mathbf{v}_g\|)$  est une fonction continue (et dérivable) partout et en particulier aux points  $\|\mathbf{v}_g\| = 0.$ 

Pour le modèle de Coulomb ( $\tau_{crit} = \mu.P$ ), plusieurs formes de  $f(||\mathbf{v}_g||)$  ont été proposées. Nous citons ci-dessous quelques une les plus rencontrées dans la littérature :

• 
$$f\left(\|\mathbf{v}_{g}\|\right) = \frac{\|\mathbf{v}_{g}\|}{\sqrt{\|\mathbf{v}_{g}\|^{2} + \varepsilon^{2}}}$$
 (6.21)

•
$$f(\|v_g\|) = \tanh \frac{\|v_g\|}{\varepsilon}$$
 (6.22)

où  $\varepsilon$  n'est rien d'autre qu'une vitesse limite de glissement.

### 6.2.2 Gestion numérique du contact

La résolution numérique des problèmes de contact avec ou sans frottement est d'une grande importance pour la simulation numérique des structures et procédés. En effet, aux interfaces de contact entre les différentes pièces les matériaux ne doivent pas s'interpénétrer et les contraintes aux points de contact sont compressives et doivent vérifier les équations de frottement au même temps de les équations de comportement (y compris l'équilibre). De plus, le fait que les zones de contact ainsi que le distribution des forces de contact sont souvent inconnues, rend le problème fortement non linéaire avec des conditions aux limites inconnues et variables. Un grand nombre de techniques de résolution associées à ces problèmes sont disponibles dans la littérature. Nous nous limiterons ici à la description des techniques utilisées dans les codes de calcul commerciaux que nous utiliserons.

Soient deux solides  $S_1$  et  $S_2$  de frontières  $\Gamma_1$  et  $\Gamma_2$  qui sont candidats au contact, voir figure 6.8. Supposons que  $S_2$  représente la pièce déformable en plasticité (discrétisée par éléments finis), et  $S_1$  représente l'outil qui peut être soit rigide indéformable (représenté par son équation implicite ou paramétrique), soit déformable (discrétisé par éléments finis).



(c) Modèles de frottement de Coulomb et de comportement.

FIGURE 6.8 – Problème de contact en plasticité avec frottement de Coulomb [Hammi (2000)]

La condition de non-pénétration s'écrit (figure ??) :

$$d(M_1, M_2) \ge 0 \qquad sur \ \Gamma_1, \Gamma_2 \tag{6.23}$$

où la distance d est mesurée selon la normale au solide (pièce) déformé  $S_2$ . Elle est souvent appelée fonction "gap" ou résidu du contact (détection du contact).

Deux cas peuvent se présenter :

• cas de non contact :

$$d > 0 \Rightarrow \sigma_N = 0 \quad et , \ \forall, \ \Delta V_N$$

$$(6.24)$$

 $\bullet$  cas de contact :

$$d \leq 0 \quad \Rightarrow \begin{cases} \sigma_N < 0 & et \ \Delta V_N = 0 \\ ou \\ \sigma_N = 0 & et \ \Delta V_N < 0 \end{cases}$$
(6.25)

En général, la résolution numérique du contact n'est pas triviale et elle consiste à :

- écrire en chaque point (ou noeud pour les surfaces discrétisées) les inégalités de nonpénétration (équation .23). La difficulté majeure réside dans la détection et le suivi de surfaces candidates au contact, pour pouvoir exprimer les contraintes à chaque pas de calcul et compte tenu des relations de frottement.
- résoudre numériquement le problème d'évolution (problème d'équilibre) sous ces contraintes (inégalité de non-pénétration) sur chaque incrément de charge (ou de temps).

Dans tous les cas, on est amené à linéariser les relations de contact sous forme symbolique suivante :

$$d(x) = d_0 + \frac{\partial d}{\partial x} \Delta x \tag{6.26}$$

$$M_1 M_2 = M_{10} + M_{20} + x_{M_2} - x_{M_1}$$
(6.27)

$$\mathbf{n} = \mathbf{n}_0 + \Delta \mathbf{n} \tag{6.28}$$

### 6.2.3 Gestion du contact entre deux surfaces déformables

En simulation numérique de contact unilatéral (présence de pièces infiniment rigide), le problème de contact est simplifié. En effet, les pièces rigides ne possèdent pas de degrés de libérté. Cependant, lorsque un ou plusieurs pièces sont discrétisés par éléments déformables, les degrés de liberté des pièces interagissent au travers leur surface de contact. Le code ABAQUS, utilise le concept de surface "maître-esclave" pour définir une surface (surface maître) à travers laquelle les noeuds frontières de la deuxième surface (surface esclave) de peuvent pas pénétrer (figure 6.9).

Comme les noeuds de la surface "esclave" ne peuvent pas pénétrer la surface "maître", la direction de contact est toujours perpendiculaire à la surface "maître". A l'inverse, les noeuds frontières de la surface "maître" peuvent pénétrer la surface "esclave".



FIGURE 6.9 – Gestion du contact avec la notion de surfaces maître-esclave [Abaqus (2010)]

# 6.2.4 Analyse statique du contact

L'algorithme, décrit en figure 6.10, est l'algorithme de gestion du contact en statique utilisé par ABAQUS/Implicite (standard).

## 6.2.5 Analyse dynamique du contact

Lorsque deux noeuds  $A_1$  et  $A_2$  de vitesses  $\mathbf{v}_1$  et  $\mathbf{v}_2$  et de masses  $m_1$  et  $m_2$  rentrent en contact, on suppose qu'ils prennent instantanément la même vitesse  $\mathbf{v}$ . On considère ainsi un impact parfaitement plastique. La vitesse après impact est déterminée par le bilan de la quantité de mouvement [Burlat (1998)] :

$$m_1 \left( \mathbf{v}_1 \right)_{t^-} + m_2 \left( \mathbf{v}_2 \right)_{t^-} = \left( m_1 + m_2 \right) \left( \mathbf{v} \right)_{t^+} \tag{6.29}$$

où  $t^-$  et  $t^+$  indiquent respectivement les temps avant et après impact.

Il y a dans ce cas, perte d'énergie cinétique :

$$\Delta E_C = \frac{1}{2} m_1 \left( (\mathbf{v}_1)_{t^-} - (\mathbf{v})_{t^+} \right)^2 + \frac{1}{2} m_2 \left( (\mathbf{v}_2)_{t^-} - (\mathbf{v})_{t^+} \right)^2$$
(6.30)

Afin de limiter cette perte d'énergie cinétique, le maillage en éléments finis peut étre réalisé de sorte que les masses liées aux noeuds frontières et pouvant rentrer en contact soient minimales, c'est à dire en utilisant une épaisseur des éléments frontières la plus faible possible.



FIGURE 6.10 – Algorithme de gestion du contact dans ABAQUS/Standard

L'algorithme simplifié de la gestion de l'impact en dynamique est le suivant [Burlat (1998)] :

- calcul de la solution à l'instant  $t^-$ ;
- application des contraintes aux noeuds permettant l'impact entre eux;
- calcul des vitesses à l'instant  $t^+$ , à partir du bilan de la quantité de mouvement ;
- calcul des accélérations à partir des équations d'équilibre dynamique;
- utilisation des nouvelles vitesses et accélérations comme conditions initiales afin de continuer l'analyse avec les contraintes en place;
- suppression des contraintes lorsque celles-ci impliquent une pression de contact négative.