



HAL
open science

Méthodologie d'évaluation de la santé structurale d'une structure bois du Patrimoine : étude de la halle de Villeréal

Komlan Renaud Tevi

► **To cite this version:**

Komlan Renaud Tevi. Méthodologie d'évaluation de la santé structurale d'une structure bois du Patrimoine : étude de la halle de Villeréal. Mécanique [physics]. Université de Bordeaux, 2023. Français. NNT : 2023BORD0158 . tel-04485909

HAL Id: tel-04485909

<https://theses.hal.science/tel-04485909>

Submitted on 1 Mar 2024

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

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

THÈSE PRÉSENTÉE
POUR OBTENIR LE GRADE DE
DOCTEUR DE
L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGÉNIEUR

SPÉCIALITÉ MÉCANIQUE

Par
Komlan Renaud TEVI

**Méthodologie d'évaluation de la santé structurale d'une
structure bois du Patrimoine : étude de la halle de Villeréal**

Sous la direction de : Sidi Mohammed ELACHACHI
Co-encadrée par : Alain COINTE

Soutenue le 23 Juin 2023

Membres du jury :

M. DAVENNE, Luc	Professeur	U. de Paris Nanterre	Rapporteur
Mme. JULLIEN, Delphine	MCU	U. de Montpellier	Rapporteuse
Mme. YOTTE, Sylvie	Professeur	U. de Limoges	Présidente du jury
Mme. CHAPLAIN, Myriam	MCU	U. de Bordeaux	Examinatrice
M. COINTE, Alain	MCU	U. de Bordeaux	Co-encadrant
M. ELACHACHI, Sidi Mohammed	Professeur	U. de Bordeaux	Directeur de thèse
M. MAURIN, Emmanuel	Ingénieur	LRMH	Invité

Titre : Méthodologie d'évaluation de la santé structurale d'une structure bois du Patrimoine : étude de la halle de Villeréal

Résumé : Le diagnostic d'une structure ancienne en bois est une étape nécessaire lors d'une restauration ou d'un changement d'usage. De nos jours, l'analyse mécanique s'intègre dans la méthodologie de diagnostic. Or cette analyse mécanique est soumise à plusieurs sources d'incertitudes aléatoires et/ou épistémiques de par la nature même du matériau bois et du caractère aléatoire des charges appliquées et des conditions environnantes. Cette thèse vise à proposer une méthodologie suffisamment complète de diagnostic de structures du patrimoine bois au travers d'approches expérimentales et numériques en se donnant comme objet d'étude la halle de Villeréal en Lot-et-Garonne. Les approches expérimentales sont constituées de : (i) un examen visuel sur site couplé à des relevés par scanner 3D, (ii) une campagne d'essais non destructifs (END) réalisés *in situ* sur des éléments de la structure pour estimer la masse volumique et le module d'élasticité longitudinal du bois et (iii) une série d'essais de caractérisation de chevilles en bois et d'assemblages traditionnels afin de déterminer leurs propriétés mécaniques (résistances et raideurs). Les résultats de ces campagnes expérimentales permettent d'alimenter le modèle éléments finis de la structure en adoptant un comportement élastique isotrope pour le bois et un comportement non linéaire dissymétrique en traction/compression pour les assemblages. L'association de la méthode de surfaces de réponse (RSM) et des simulations de Monte-Carlo est proposée pour la propagation d'incertitudes en considérant la variabilité des propriétés matérielles (module d'élasticité, masse volumique) et d'assemblages (raideurs et résistances d'assemblages). La fiabilité structurale vis-à-vis des états-limites ultimes et de service est jugée acceptable selon l'Eurocode 0. Enfin, l'étude de robustesse permet d'évaluer l'effet de dégradations d'assemblages sur la fiabilité de la structure et d'identifier les assemblages les plus influents sur la robustesse afin de fournir des points de contrôle ou de suivi dans une optique de maintenance de la structure.

Mots clés : bois, monument historique, END, modélisation, fiabilité, analyse de structure, analyse de robustesse

Title: Structural health assessment methodology of a wooden structure of the Heritage:
case study of the Villereal Hall

Abstract: The diagnosis of an old wooden structure is a necessary step during a restoration or a change of use. Nowadays, the mechanical analysis is integrated in the diagnosis methodology. However, this mechanical analysis is subjected to several sources of random and/or epistemic uncertainties due to the nature of the wood material, randomness of the applied loads and the environmental conditions. This thesis aims at proposing a sufficiently complete methodology for the diagnosis of wooden heritage structures through experimental and numerical approaches, using the Villereal Hall in Lot-et-Garonne as a case study. The experimental approaches were composed of: (i) a visual examination on site coupled with 3D scanner surveys, (ii) a campaign of non-destructive tests (NDT) performed in situ on elements of the structure in order to estimate the density and the longitudinal modulus of elasticity of the wood and (iii) a series of characterization tests of wooden dowels and traditional assemblies in order to determine their mechanical properties (strengths and stiffnesses). The results of these experimental campaigns were used to feed the finite element model of the structure by adopting an isotropic elastic behavior for the wood and a non-linear asymmetric behavior in tension/compression for the connections. The association of the response surface method (RSM) and Monte-Carlo simulations was proposed for the propagation of uncertainties by considering the variability of material properties (modulus of elasticity, density) and connections (stiffnesses and strengths of connections). The structural reliability with respect to the ultimate and serviceability limit states was judged acceptable according to Eurocode 0. Finally, the robustness study allows the evaluation of the effect of assembly degradations on the reliability of the structure and to identify the most influential assemblies on the robustness in order to provide control or monitoring points for the maintenance of the structure.

Keywords: Timber, historic monument, NDT, Modelling, Reliability, Structural Analysis, robustness analysis

Unité de recherche

Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), UMR 5295, Département Génie Civil
Environnemental, Bât. A11, 351 Cours de la Libération, 33405 Talence cedex
France. <https://i2m.u-bordeaux.fr/>

Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps, l'ensemble des membres du jury qui a accepté de juger et d'apprécier les travaux réalisés pendant cette thèse. Je remercie les deux rapporteurs, Delphine JULLIEN et Luc DAVENNE pour la précision de leurs rapports, leurs remarques et questions pertinentes durant la soutenance. Je remercie également les examinatrices Myriam CHAPLAIN et Sylvie YOTTE d'avoir évalué ce travail, pour leurs remarques vis-à-vis du manuscrit et de la soutenance. Merci pour les échanges constructifs que nous avons eus.

Les travaux de cette thèse sont le reflet de la bonne relation humaine entre le doctorant et l'équipe encadrante. Je tiens à remercier mon directeur de thèse Sidi Mohammed ELACHACHI pour ses qualités humaines, sa confiance, sa rigueur scientifique. Il a su m'initier au domaine de la fiabilité structurale qui constitue une grande partie de cette thèse. Je remercie chaleureusement Alain COINTE qui a été mon encadrant depuis mon stage de Master 2 et m'a fourni les enseignements nécessaires à la mécanique du bois, pour toutes les discussions que nous avons pu avoir au cours de ces années. Je le remercie de m'avoir rappelé la plupart du temps que c'est ma thèse. Je le remercie également pour la confiance qu'il m'a accordée depuis mon stage, son accompagnement pendant ces travaux de thèse et pour son soutien sans faille au cours de ces quatre années. Je tiens également à remercier Emmanuel Maurin, qui, sans faire officiellement partie de l'encadrement de cette thèse, a participé à la plupart de mes réunions d'avancement et a eu un regard sur mes travaux. Son soutien et sa connaissance générale sur le matériau bois et sur les monuments historiques ont été d'une grande aide au cours de ces années. Enfin, je remercie l'équipe encadrante pour leurs relectures de ce mémoire et pour les suggestions originales qu'ils m'ont faites dans la phase de préparation de la soutenance.

Je tiens à adresser mes remerciements au laboratoire I2M qui m'a accueilli pendant ces 4 dernières années en comptant ma période de stage. Je remercie la directrice du département GCE Nadia SAIYOURI ainsi que les professeurs et maîtres de conférences du département. Je tiens à remercier Philippe TARIS, Olivier LAGARDERE, Bernard SOLBES pour nos moments de collaboration pendant la partie expérimentale de cette thèse. Les moments de partage au cours des pauses-déjeuner ont été d'un apport considérable à mon intégration au laboratoire. Je remercie Jean-François DUMAIL pour son apport lors des essais non destructifs *in situ* et Zoubir Mehdi SBARTAÏ sur la faisabilité du radar sur le bois. Je remercie Jean-Luc COUREAU ainsi que mon collègue Lawrence KAUFFMANN pour les franches discussions que nous avons pu avoir lors de la réalisation des essais sur les assemblages en bois ou lors des pauses-café.

Toujours au sein du département GCE, je remercie les différents doctorants (Habiba, Amal, Lisa, Bouchra, Sarah, Lawrence, Ali, Axelle, Lucas, Amine, Sarra, Lucie, Marie, Sylvain, etc.), docteurs (Raoul, Nourhan, Hassan, Minh-Van, Yann, Cédric, Vincent, Shuang) et post-doctorants (Ryad, Edouard, Lucien, etc.) pour nos différents échanges, non seulement sur nos travaux de thèse mais aussi

pour des moments de détente (je n'oublie pas nos séances de molki et dommage pour les olympiades que nous organisions. J'espère que vous les ferez) qui ont été cruciaux à certaines phases de cette thèse. Je profite pour souhaiter une bonne continuation à vous tous surtout à tous (tes) ceux (celles) qui sont sur la dernière ligne droite. Vous y parviendrez !

J'adresse mes remerciements à mes amis, que j'appelle affectueusement « frères » qui font partie de mes premiers relecteurs. Nos moments de partage et d'échanges ont permis de traverser avec moins de douleurs la période d'isolement due à la crise sanitaire. Je remercie ma copine Birénam pour son soutien et de m'avoir rappelé la plupart du temps que j'ai du travail. Merci pour ses relectures. Mes remerciements vont également à l'endroit de la communauté togolaise à Bordeaux de m'avoir accueilli depuis mon stage et pour avoir participé à ma stabilité émotionnelle pendant ces années. Je remercie aussi les frères et sœurs dans la foi qui ne cessent d'adresser leurs prières à Dieu en ma faveur. Plus globalement, merci à tous ceux qui ont contribué (directement ou non) à la réussite de cette thèse.

Une pensée particulière pour ma famille (papa, maman, mes frères et sœurs, mes tantes et oncles) qui m'a toujours soutenu et aidé durant mes années d'étude. Je vous remercie pour votre dévouement.

Sommaire

Remerciements	i
Sommaire	iii
Liste des Figures	v
Liste des Tableaux	x
Liste des notations et abréviations	xii
Introduction Générale	1
Chapitre 1 État de l’art	4
1.1 Introduction.....	7
1.2 Le bois : un matériau complexe, hygroscopique et orthotrope.....	8
1.3 Problématique du diagnostic des structures en bois du Patrimoine.....	18
1.4 Importance de la modélisation mécanique pour le diagnostic de structures anciennes en bois.....	32
1.5 Apport de la fiabilité structurale	43
1.6 Conclusion	50
Chapitre 2 Méthodologie d’analyse des structures en bois du Patrimoine : élaboration des données d’analyse	51
2.1 Introduction.....	53
2.2 Présentation de la halle de Villeréal	53
2.3 Relevés et mesures <i>in situ</i>	57
2.4 Caractérisation mécanique d’assemblages à tenon et mortaise	71
2.5 Conclusion	94
Chapitre 3 Analyse mécanique et prise en compte de la variabilité	96
3.1 Introduction.....	98
3.2 Etude mécanique de la structure	99
3.3 Couplage du modèle mécanique au modèle probabiliste puis fiabiliste.....	102
3.4 Propagation d’incertitudes : étude probabiliste	113
3.5 Calcul fiabiliste	118
3.6 Analyse de robustesse des structures	120
3.7 Conclusion	129
Chapitre 4 Application de la méthodologie à l’évaluation de la sécurité structurale de la halle de Villeréal	130
4.1 Introduction.....	132

4.2	Analyse mécanique en 3D	132
4.3	Prise en compte de la variabilité.....	139
4.4	Analyse de la robustesse structurale	146
4.5	Synthèse et discussion	149
4.6	Conclusion	150
Conclusion Générale et Perspectives		152
Bibliographie.....		157
Annexes.....		I
Annexe A Estimation Non Destructive <i>in situ</i>		II
A.1	Sondages au Resistograph®	II
A.2	Essais de propagation d’ondes : test de Student	IX
Annexe B Résultats des surfaces de réponse		XI
B.1	Sur le portique 2D.....	XI
B.2	Sur la halle en 3D	XV
Annexe C Définition des orientations (repères locaux) pour la modélisation des assemblages XVIII		

Liste des Figures

Figure 1.1- Temple bouddhiste Horyu-Ji au Japon (« Ko Hon Chiu Vincent – CC By SA ») à gauche et charpente de la cathédrale de Bourges en France (Epaud, 2015) à droite	7
Figure 1.2- Section transversale d'un douglas et ses différentes parties (Jehl, 2012)	8
Figure 1.3- Représentation microscopique d'une coupe transversale d'un pin montrant le bois initial et le bois final (photo LRMH)	9
Figure 1.4- Coupes transversales à l'échelle microscopique d'un feuillu : (a) à pores diffus (hêtre) et (b) à zone initiale poreuse (chêne) (photo LRMH)	9
Figure 1.5- Représentation schématique du repère d'orthotropie du bois : (a) dans la tige de l'arbre, (b) dans un bois d'œuvre de section rectangulaire (Navi and Sandberg, 2012)	10
Figure 1.6- Taux d'humidité d'équilibre du bois en fonction de l'humidité relative et de la température (Ross, 2010)	11
Figure 1.7- Coupes transversales de deux chênes montrant la différence de densité au sein d'une même espèce : (a) chêne à croissance lente et (b) chêne à croissance rapide (photo LRMH)	12
Figure 1.8- Comportement du bois en traction-compression dans les directions longitudinale et transversale (adapté de (Lemaître, 2020)).....	14
Figure 1.9- Allure générale des facteurs de réduction de résistance en fonction de α (Natterer, 2004)	16
Figure 1.10- Étapes requises pour l'évaluation et la planification d'interventions sur les structures historiques en bois (Cruz et al., 2014)	20
Figure 1.11- Exemple d'utilisation d'un Resistograph® (Nowak et al., 2016).....	23
Figure 1.12- Exemples de détection de défauts de bois par Resistograph® : (a) détection de fissures (Kappel and Mattheck, 2003) et (b) détection de pourriture interne causée par infiltration d'eau (Ross et al., 2018).....	24
Figure 1.13- Configuration des essais basés sur la mesure du temps de propagation d'ondes élastiques (a) méthode par marteau d'impact et (b) méthode par ultrasons (Kasal et al., 2011b).....	25
Figure 1.14- Exemples de comportement d'onde : (a) élément sans défaut ; (b) élément dégradé (Kasal et al., 2011b).....	26
Figure 1.15- Schéma du principe de mesure du radar à l'aide d'antennes couplées au sol (Sbartai, 2011)	28
Figure 1.16- Principe de la TIR avec deux sources de chaleur (H. Zhang et al., 2019)	29
Figure 1.17- Principaux types d'embrèvements (Natterer, 2004)	35
Figure 1.18- Courbes forces-déplacement des essais de compression sur des assemblages à embrèvement (A1, A2 et A3 sont les trois éprouvettes testées) (Branco et al., 2006)	35
Figure 1.19- Assemblages à mi-bois et à enfourchement : (a) mi-bois pour joints de sablières, traverses, poutres appuyées ; (b) mi-bois pour joints de sablières ; (c) enfourchement (Gotz et al., 2001)	36

Figure 1.20- Géométrie d'un assemblage à tenon et mortaise (Xu, 2009)	36
Figure 1.21- Comparaison entre raideur expérimentale et raideur analytique (Sandhaas and Van de Kuilen, 2017)	38
Figure 1.22- Dispositif d'essai de flexion sur des assemblages à tenon et mortaise avec chevilles en bois (Shanks and Walker, 2005).....	39
Figure 1.23- Schéma du principe d'estimation de la raideur rotationnelle (Descamps et al., 2007).	39
Figure 1.24 : Modes de ruine des assemblages bois-bois à deux plans de cisaillement (a) Eurocode 5 et (b) (Miller et al., 2010).....	41
Figure 1.25- Exemple de courbe force-déplacement pour un assemblage à tenon et mortaise avec chevilles soumis à un effort de traction (pull-out test) (Shanks et al., 2008).....	42
Figure 1.26- Représentation des iso-courbes de densité et de la fonction d'état-limite dans (a) l'espace physique et (b) l'espace normé (Micol, 2007).....	47
Figure 2.1- Vue d'ensemble de la halle de Villeréal	54
Figure 2.2- Relevé géométrique (1943-1945) de la halle par Henri Séguéy montrant la disposition en plan des poteaux et une vue d'élévation de la structure (Ministère de la Culture, 1943).....	54
Figure 2.3- Détails d'assemblages des poutres aux poteaux d'axe du carré intermédiaire de la halle (à gauche) et assemblage de pannes en « trait de Jupiter » (à droite)	55
Figure 2.4- Dégradations au sein de la structure.....	56
Figure 2.5- Réparations ponctuelles observées dans la structure.....	56
Figure 2.6- Déversement de la halle.....	57
Figure 2.7- Aperçu d'un scanner laser 3D Faro® Focus S150	58
Figure 2.8- Nuage de points de : (a) la halle complète avec son environnement immédiat, (b) la halle isolée après réduction de bruit et nettoyage d'objets environnants	61
Figure 2.9- Vues en coupe du nuage de points montrant le devers de la structure : (a) Face Sud et (b) Face Nord.....	61
Figure 2.10- Modèle géométrique de la structure (a) vue en plan des poteaux ; (b) vue 3D en élévation	62
Figure 2.11- Plan de repérage des points de mesure d'END sur la structure, réalisé par le bureau d'études Études Charpentes et Structures Bois (ECSB).....	64
Figure 2.12- Distribution statistique des masses volumiques estimées par Resistograph® : (a) histogramme des mesures, (b) fonction densité de probabilité pour une loi normale et (c) fonction de répartition pour une loi normale.....	66
Figure 2.13- États de dégradation de certains poteaux du carré intermédiaire de la structure, (a) état sain sur une face, (b) état partiellement dégradé entre les profondeurs de 8 cm et 12 cm, (c) état totalement dégradé à partir d'une profondeur de 15 cm.....	67

Figure 2.14- Distribution statistique des modules d'élasticité : histogramme des mesures (à gauche) et fonction de répartition (à droite) modélisée par une loi lognormale selon la méthode ultrasonore.	69
Figure 2.15- Tige métallique dans une section de bois soumise aux mesures radar.....	70
Figure 2.16- Différence entre les signaux de bois avec tige métallique et sans tige métallique.....	70
Figure 2.17- Dispositif expérimental des essais de flexion : (a) Photographie de l'essai et (b) Disposition géométrique.....	72
Figure 2.18- Courbes Force-Déplacement typiques des essais de flexion sur des chevilles	73
Figure 2.19- Aspect d'une cheville de 20 mm à la fin de l'essai montrant l'angle de rotation α	74
Figure 2.20- Comportement en flexion des chevilles pour (a) $d = 12$ mm et (b) $d = 20$ mm	75
Figure 2.21- Montage expérimental pour les essais de cisaillement des chevilles (a) photographie du dispositif et (b) extrait de (Schmidt and Mackay, 1997).....	76
Figure 2.22- Comportement en cisaillement des chevilles : (a) exemple montrant les 3 phases, (b) $d = 12$ mm et (c) $d = 20$ mm. La ligne rouge représente la valeur moyenne des résistances au cisaillement	77
Figure 2.23- Géométrie de l'assemblage à tenon et mortaise à échelle réduite	79
Figure 2.24- Dispositif expérimental de l'essai de traction (pull-out tests) sur assemblage à tenon et mortaise avec mesures de champs cinématiques	80
Figure 2.25- Dispositif expérimental de l'essai de compression à l'échelle structurale (a) photographie du montage et (b) zones d'intérêt couvertes par les deux caméras	81
Figure 2.26- Zone d'intérêt (ZOI) dans l'image de l'objet dans (a) l'état initial et (b) l'état déformé (David, 2014)	82
Figure 2.27- Aspect de l'assemblage à la fin de l'essai de traction (a) : mortaise non rompue, (b) tenon non rompu et (c) cheville cisailée	82
Figure 2.28- Exemple de champs de déplacements (a) horizontaux et (b) verticaux	84
Figure 2.29- Évolution du champ de déformations verticales au cours de l'essai de traction.....	85
Figure 2.30- Découpage en tranches (environ 30) de la zone d'intérêt pour le calcul des raideurs.....	85
Figure 2.31- Courbe force-déplacement relatif d'un assemblage à échelle structurale en traction.....	86
Figure 2.32- Courbe force-déplacement relatif de l'assemblage à échelle structurale en compression.	86
Figure 2.33- Comparaison entre les résultats obtenus par la CIN et par les capteurs LVDT : (a) en traction et (b) en compression.....	87
Figure 2.34- Modèle éléments finis : (a) définition du maillage et conditions aux limites, (b) surfaces de contact en traction et (c) surfaces de contact en compression	90
Figure 2.35- Aspects de l'assemblage à la fin de l'essai de traction : plans de cisaillement des chevilles obtenus (a) expérimentalement, (b) par MEF et (c) champ de déplacement vertical du poinçon (à droite).....	91

Figure 2. 36- Résultats numériques de l'essai de compression : (a) champ de déplacement vertical, (b) contraintes normales dans la mortaise et (c) zone d'assemblage montrant la diffusion de contrainte dans la pièce contenant la mortaise.....	92
Figure 2.37- Comparaison des courbes force-déplacement obtenues par capteurs LVDT et par MEF pour assemblage à tenon et mortaise à échelle réelle : (a) en traction et (b) en compression.....	93
Figure 2.38- Loi de comportement numérique d'un assemblage à tenon et mortaise en traction-compression uniaxiales	94
Figure 3.1- Modèle éléments finis de la halle en 3D sous Abaqus (à gauche) et portique 2D extrait réalisé sous OpenSeesPy	99
Figure 3.2- Poteaux de la halle avec à leur base les blocs de maçonnerie	100
Figure 3.3- (a) Chargement appliqué au portique 2D et (b) Vue combinée de l'état déformé (en trait continu) et non déformé (en trait discontinu) du portique	101
Figure 3.4- Procédure de construction des surfaces de réponse pour l'analyse fiabiliste.....	103
Figure 3.5- Principe de fonctionnement des plans d'expériences	104
Figure 3.6- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation.....	109
Figure 3.7- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation.....	110
Figure 3.8- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation	110
Figure 3.9- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié.....	112
Figure 3.10- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié	112
Figure 3.11- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié	112
Figure 3.12- Distributions probabilistes des variables (a) K_{xt} et (b) F_{ut} . La ligne rouge représente la densité de probabilité par la loi normale tronquée.....	115
Figure 3.13- Effets individuels de la variabilité des paramètres d'entrée sur la variabilité des réponses structurelles considérées	117
Figure 3.14- Distributions statistiques des différentes réponses en fonction du COV de référence des variables (a) contrainte normale maximale, (b) contrainte de cisaillement maximale, (c) déplacement horizontal maximal	118
Figure 3.15- Illustration des concepts basiques de la robustesse, d'après l'EN 1991-1-7. (a) : exposition, (b) : dégradation localisée, (c) : effondrement.....	121
Figure 3.16- Procédure d'évaluation de la robustesse par une approche fiabiliste.....	123

Figure 3.17- Positions des assemblages les plus sollicités dans la structure.....	125
Figure 3.18- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 10	125
Figure 3.19- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 10.....	126
Figure 3.20- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 15	126
Figure 3.21- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 15.....	126
Figure 3.22- Indices de robustesse selon les différentes configurations de dégradations de paires d'assemblages.....	128
Figure 4.1- Régions de neige en France (extrait de l'Annexe Nationale de (EN 1991-1-3, 2004)).....	134
Figure 4.2- Différents cas de charge de vent simulés sous Robot®	135
Figure 4.3- Élévation Ouest de la halle montrant le cheminement des charges verticales du haut vers les fondations de la structure	136
Figure 4.4- Repères locaux dans les différents cas d'assemblages.....	138
Figure 4.5- Modèle EF de la structure	139
Figure 4.6- Distributions statistiques adoptées pour les charges appliquées	141
Figure 4.7- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation	142
Figure 4.8- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation.....	143
Figure 4.9- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation.....	143
Figure 4.10- Influence de la distribution statistique des propriétés d'assemblages sur l'indice de fiabilité (NT = Normale tronquée, LN = Lognormale)	145
Figure 4.11- Positions des assemblages dégradés des portiques intérieurs observés sur site (les numéros soulignés correspondent aux dits assemblages).....	146
Figure 4.12- Positions des assemblages les plus sollicités et dégradés pour l'étude de robustesse	147
Figure B.1- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 2 (en 2D) XIII	
Figure B.2- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 12 (en 2D)	XIV
Figure B.3- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 14 (en 2D)XV	
Figure C.1- Représentation géométrique d'une liaison poutre-contrefiche dans le modèle EF.....	XVIII

Liste des Tableaux

Tableau 1.1- Classes de résistances définies dans le cas des feuillus, extrait de l'EN 338 (2016).....	15
Tableau 1.2- Corrélations entre modules d'élasticité dynamique et statique, extrait de (Kasal et al., 2011b)	27
Tableau 1.3- Récapitulatif des techniques de CND sur les structures en bois et leurs utilités	31
Tableau 1.4- Classification des assemblages selon leur géométrie et le type d'efforts transmis (Le Govic, 1995)	34
Tableau 1.5- Bilan des différentes transformations isoprobabilistes (Lemaire, 2013)	47
Tableau 2.1- Règles de classification pour les histogrammes.....	65
Tableau 2.2- Récapitulatif des estimations de masse volumique.....	66
Tableau 2.3- Comparatif des modules d'élasticité statique estimés par mesure du temps de propagation de son généré par marteau d'impact et par ultrasons.....	69
Tableau 2.4- Dimensions des chevilles testées	73
Tableau 2.5- Analyse statistique des essais de flexion sur les chevilles	74
Tableau 2.6- Analyse statistique des essais de cisaillement sur les chevilles	78
Tableau 2.7- Forces de rupture obtenues expérimentalement pour les assemblages à échelle réduite..	83
Tableau 2.8- Paramètres du bois dans le MEF.....	89
Tableau 2.9- Raideurs axiales d'assemblages obtenues	93
Tableau 3.1- Niveaux choisis pour les variables.....	106
Tableau 3.2- Récapitulatif des moyennes et écart-types des résultats du CCD	107
Tableau 3.3- Propriétés aléatoires de référence du bois et leurs distributions statistiques	114
Tableau 3.4- Distributions statistiques et coefficients de variation des autres propriétés matérielles, extrait de (JCSS, 2006)	114
Tableau 3.5- Variables aléatoires d'assemblages et leurs distributions statistiques	115
Tableau 3.6- Valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité β (états-limites ultimes) (RC = Reliability Class), adapté de (EN 1990, 2002).....	119
Tableau 3.7- Récapitulatif des résultats d'étude de robustesse sur les configurations de dégradations d'assemblages élémentaires (P_f = probabilité de défaillance, β = indice de fiabilité, I_{rob} = indice de robustesse).....	127
Tableau 4.1- Valeurs caractéristiques de charges de neige sur le sol selon la zone climatique en France (extrait de l'Annexe Nationale de (EN 1991-1-3, 2004)).....	135
Tableau 4.2- Types d'assemblages et leurs modèles structuraux dans le MEF.....	137
Tableau 4.3- Modèles probabilistes du chargement appliqué	141

Tableau 4. 4- Résultats de robustesse pour les configurations de dégradations élémentaires pour le cas 3D.....	148
Tableau 4.5- Résultats de l'étude de robustesse à l'ELU pour les cas de dégradations non élémentaires	149
Tableau A.1- Différents profils de sondage obtenus par le Resistograph®	II
Tableau A.2- Résultats des essais de propagation d'ondes	X
Tableau A.3- Résultats du test de Student sur les estimations de modules effectuées	X

Liste des notations et abréviations

Notations

α	effort relatif d'assemblage
β	indice de fiabilité
γ_{ij}	déformation angulaire dans le plan ij , avec $ij = RL, LT, TR$
Δv	déplacement vertical relatif (en mm)
ε_i	déformation axiale, avec $i = R, L, T$ (en mm/mm)
μ_X	valeur moyenne d'une grandeur ou d'une variable aléatoire X
ν_{ij}	coefficient de poisson, avec $ij = RL, LR, LT, TL, RT$ ou TR
ρ	masse volumique du bois (en kg/m ³)
σ_X	écart-type d'une grandeur ou d'une variable aléatoire X
σ_i	contrainte normale (en MPa)
$\bar{\sigma}$	contrainte équivalente (en MPa)
τ_{ij}	contrainte tangentielle (en MPa)
d	diamètre des chevilles en bois (en mm)
E_i	module d'élasticité du bois, avec $i = R, L, T$ (en MPa)
f_c	contrainte à rupture en compression du bois (en MPa)
f_h	portance locale d'un élément en bois (en MPa)
f_m	contrainte à rupture en flexion du bois (en MPa)
f_t	contrainte à rupture en traction du bois (en MPa)
f_v	contrainte à rupture en cisaillement du bois (en MPa)
$F_{u,c}$	charge ultime en compression d'assemblage (en N)
$F_{u,t}$	charge ultime en traction d'assemblage (en N)
G_{ij}	module de cisaillement du bois dans le plan ij , avec $ij = RL, LT, TR$ (en MPa)
H	teneur en eau ou taux d'humidité (en %)
I_{rob}	indice de robustesse
K	raideur translationnelle ou module de glissement d'assemblage (en N/m)
K_θ	raideur rotationnelle d'assemblage (en N.m/rad)
m_H	masse du bois humide (en g)
m_0	masse du bois anhydre (en g)
M_u	moment ultime d'assemblage (en N.m)
M_y	moment d'écoulement plastique d'un organe d'assemblage de type tige (en N.mm)
$M_{y,Rk}$	valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique d'un organe d'assemblage de type tige (en N.mm)

P_f	probabilité de défaillance
R^2	coefficient de détermination de régression
U_{max}	déplacement horizontal maximal dans la structure
X_x / X_0	valeur d'une grandeur dans la direction longitudinale du bois
X_y / X_{90}	valeur d'une grandeur dans la direction transversale du bois
X_k	valeur caractéristique d'une grandeur ou d'une variable aléatoire X
\bar{X} / X_{mean}	valeur moyenne d'une grandeur ou d'une variable aléatoire X
y_i	valeur observée d'une réponse structurelle
y_{pred}	valeur prédite par le modèle polynomial

Abréviations

ACMH	Architectes en Chef des Monuments Historiques
BIM	Building Information Modeling
CCD	Central Composite Design
CIN	Corrélation d'Images Numériques
CND	Contrôle Non Destructif
COV	coefficient de variation d'une grandeur ou d'une variable aléatoire X
DDL	degrés de liberté d'un système
EC	Eurocodes
ELS	États-Limites de Service
ELU	États-Limites Ultimes
END	Estimation Non Destructive / Essais Non Destructifs
FORM	First Order Reliability Method
ICOMOS	International Council on Monuments and Sites
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
LHS	Latin Hypercube Sampling
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MEF	Modèle aux Éléments Finis / Modélisation aux Éléments Finis
RC	Reliability Class
RMSE	Root Mean Square Error
RSM	Response Surface Methodology
SORM	Second Order Reliability Method
UQpy	Uncertainty Quantification with Python
ZOI	Zone d'intérêt

Introduction Générale

Les structures anciennes en bois représentent une part importante du patrimoine culturel de l'humanité et leur protection est un enjeu prioritaire des pays. Des réglementations étaient utilisées aux niveaux nationaux en Suisse (SIA 269, 2009) ou en Italie (UNI 11119, 2004) pour le diagnostic et la préservation des monuments historiques en bois mais, aucune réglementation n'existait à l'échelle européenne pour permettre les échanges et une saine compétitivité sur le marché européen entre les Architectes en Chef des Monuments Historiques (ACMH), les ingénieurs et professionnels des structures et charpentes en bois. Dans le but de faciliter les échanges entre les scientifiques et professionnels du secteur dans les pays européens, une action européenne COST (European Cooperation in Science and Technology) a été créée en 2007 : COST IE0601 « *Wood Science for Conservation of Cultural Heritage (WoodCultHer)* » (Uzielli and Gril, 2012). L'objectif principal de cette action était d'améliorer la conservation du patrimoine culturel en bois en promouvant l'interaction et la synergie entre les scientifiques du bois et autres professionnels appliquant la science et la technologie du bois à l'étude, la conservation et la restauration d'objets en bois d'intérêt artistique ou historique. Pour répondre à cet objectif, l'action a été structurée en trois groupes de travail (Working Group WG) :

- WG1 : *Wood properties* ;
- WG2 : *Assessment & Diagnosis* ;
- WG3 : *Conservation & Restoration*.

Sans détailler les accomplissements de cette action COST, l'un des plus importants est l'élaboration du guide « *Guidelines for the on-site assessment of historic timber structures* » (Cruz *et al.*, 2014) qui a servi de base à l'élaboration de la norme européenne (EN 17121, 2019). Cette norme propose une méthode d'évaluation de la sécurité structurelle en deux phases : une évaluation préliminaire et une évaluation détaillée. Lors de l'évaluation préliminaire, sont estimées la tenue de la structure et la pertinence d'un diagnostic plus poussé. Une étude documentaire et une analyse historique, complétées par un examen visuel enrichi par des relevés de la structure, sont alors effectués. Le rapport préliminaire de cette première phase peut donner lieu à des travaux supplémentaires. L'étude détaillée n'est donc pas entreprise systématiquement. Dans le cas où l'on décide d'y avoir recours, d'autres mesures/observations sont préconisées : mesures d'hygrométrie, identification des bois, datation, évaluation des sections efficaces, des défauts.

L'évaluation de la santé structurelle des structures historiques en bois est nécessaire dans le contexte de conservation de ces structures, surtout dans le cadre d'un changement d'usage ou d'une réhabilitation de la structure. Bien que la norme représente une avancée majeure dans le domaine de l'évaluation sur site des monuments historiques en bois, elle n'intègre pas la prise en compte de la variabilité des propriétés du bois dans l'analyse structurelle ni les incertitudes de mesure liées à l'utilisation des

techniques d'Évaluation Non Destructive (END) dans la méthodologie de diagnostic. Par contre, l'action COST E55 « *Modelling of the Performance of Timber Structures* » (Dietsch and Kohler, 2009) propose une approche probabiliste pour l'évaluation des structures en bois sans discuter le cas des assemblages pourtant cruciaux à la tenue de structures en bois. Par ailleurs, Dietsch et Kohler (Dietsch and Kohler, 2009) ne distinguent pas spécifiquement les structures nouvelles de celles historiques ayant survécu aux effets du temps, aux changements climatiques ou encore aux multiples réparations/interventions effectuées pour assurer leur pérennité. Certaines questions peuvent être alors soulevées :

- Comment le comportement des assemblages en bois influence-t-il le comportement global de la structure ? Quelle est la variabilité des propriétés mécaniques d'assemblages ?
- Quelle est la fiabilité des mesures d'END et comment sont-elles considérées dans l'analyse structurelle des constructions historiques en bois ?
- Quel est le niveau de sécurité des monuments historiques avant et après certaines dégradations comme des ruptures d'assemblages, des dégradations biologiques (plutôt que de vouloir les justifier par rapport aux règles de conception adaptées aux structures modernes) ?

Afin de répondre à ces questions, cette thèse s'inscrit dans le cadre d'une collaboration entre l'institut I2M (Université de Bordeaux), le LRMH (Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques) et le bureau d'études ECSB (Étude Charpente et Structures Bois) autour d'un cas d'étude (la halle de Villeréal) dans le département du Lot-et-Garonne.

L'objectif principal de la thèse est de proposer une méthodologie de diagnostic suffisamment complète pour l'évaluation de la santé structurelle des structures en bois du Patrimoine, en prenant en compte les incertitudes aléatoires et/ou épistémiques liées aux structures et à leur environnement. Dans cette méthodologie de diagnostic, un accent particulier est apporté à la mise en place du modèle mécanique de la structure avant l'évaluation de la sécurité structurelle. En effet, l'évaluation de la sécurité structurelle est menée à travers une approche fiabiliste basée sur la méthode des surfaces de réponses et des simulations de Monte-Carlo. Toutefois, il est difficile de comparer directement les indices de fiabilité obtenus aux valeurs cibles de l'indice de fiabilité valables dans les normes pour les structures nouvelles et de baser la prise de décision quant à la nécessité d'effectuer ou non des interventions sur un monument historique sur ces valeurs cibles d'indice de fiabilité. Une autre problématique à prendre en compte est alors l'évaluation de la fiabilité « résiduelle » de la structure en cas de dégradations d'éléments ou d'assemblages à travers une étude de robustesse.

Cette thèse est organisée en quatre chapitres.

Le premier chapitre constitue une revue de la littérature sur le matériau bois et sur les stratégies de diagnostic des structures historiques en bois utilisées dans différents pays dans le monde. Nous y présentons aussi les différentes techniques d'END avec leurs avantages et limites. L'objectif est de

montrer la nécessité de recourir à d'autres méthodes de caractérisation des propriétés des assemblages traditionnels en bois dans les structures anciennes. Enfin, nous décrivons les différentes sources d'incertitudes présentes lors de l'analyse des structures en bois du patrimoine et nous présentons quelques méthodes de fiabilité structurale qui permettent de prendre en compte ces incertitudes et évaluer l'aptitude de la structure à supporter les charges qui lui sont appliquées sans atteindre un état-limite donné ou une ruine complète.

Au deuxième chapitre, le cas d'étude de monument historique utilisé dans cette thèse (la halle de Villeréal) est présenté à travers l'étude documentaire et l'inspection visuelle de la structure. La démarche de collecte de données nécessaire à l'analyse structurale dans le chapitre 3 a été présentée. La collecte de données est réalisée via des mesures *in situ* (relevés géométriques au scanner 3D et techniques d'END) et des méthodes de caractérisation en laboratoire. La caractérisation en laboratoire concerne les assemblages traditionnels en bois et est effectuée par une approche expérimentale et numérique par une modélisation aux éléments finis (MEF).

Le troisième chapitre aborde l'aspect modélisation de cette étude. Le modèle mécanique utilisé pour l'analyse structurale est présenté tout en justifiant les différentes hypothèses de modélisation émises. Ensuite, le principe de la méthode des surfaces de réponse utilisée pour coupler le modèle mécanique au modèle fiabiliste est présenté. Une étude probabiliste et fiabiliste est également menée pour évaluer l'influence de la variabilité des paramètres d'entrée du modèle mécanique sur le comportement global de la structure et estimer sa fiabilité vis-à-vis de certains états-limites. Afin de prendre en compte les dégradations initiales dans la structure et estimer l'aptitude de la structure à supporter des dégradations locales, une étude de robustesse est menée. La faisabilité de la procédure proposée ici est réalisée sur un portique 2D représentatif d'une partie de la structure globale.

Au dernier chapitre, une application de la procédure décrite au chapitre 3 est effectuée sur la structure de la halle en 3D en y intégrant la variabilité des chargements extérieurs appliqués à la structure, l'objectif étant de montrer que la démarche proposée au Chapitre 3 permet de répondre à la problématique de la thèse. Étant donné que les valeurs cibles d'indices de fiabilité données dans les normes ne sont pas nécessairement les mêmes à appliquer aux structures historiques et qu'il n'existe pas dans la littérature de valeurs cibles d'indices de robustesse, ce chapitre se conclut par une discussion sur l'utilisation de l'analyse de robustesse pour proposer des actions à mener en fonction de cet indice.

Chapitre 1 État de l'art

Sommaire

1.1	Introduction.....	7
1.2	Le bois : un matériau complexe, hygroscopique et orthotrope.....	8
1.2.1	Structure du bois	8
1.2.1.1	Anatomie	8
1.2.1.2	Variabilité et anisotropie du bois	9
1.2.2	Caractère hygroscopique du bois et propriétés physiques	10
1.2.2.1	Taux d'humidité et équilibre hygroscopique	10
1.2.2.2	Masse volumique	11
1.2.3	Comportement mécanique du bois.....	12
1.2.3.1	Propriétés de rigidité et de résistance à la rupture	12
1.2.3.2	Influence des défauts sur le comportement mécanique	16
1.2.3.3	Impact des variations environnementales sur les structures en bois.....	16
1.3	Problématique du diagnostic des structures en bois du Patrimoine.....	18
1.3.1	Approche réglementaire du diagnostic	18
1.3.1.1	A l'échelle mondiale	18
1.3.1.2	En Europe.....	19
1.3.1.3	En Asie.....	20
1.3.1.4	En Amérique	21
1.3.2	Démarche de diagnostic des structures anciennes en bois.....	21
1.3.2.1	Inspection visuelle de la structure existante.....	21
1.3.2.2	Etude détaillée.....	21
1.3.3	Outils et techniques d'analyse sur site des structures en bois.....	22
1.3.3.1	La méthode de résistance au forage : le Resistograph®	22
1.3.3.2	Les ondes élastiques.....	24
1.3.3.3	Autres techniques potentielles d'END : le radar et la thermographie infrarouge	27
1.3.3.4	Synthèse	29
1.4	Importance de la modélisation mécanique pour le diagnostic de structures anciennes en bois.....	32
1.4.1	Modélisation numérique des structures en bois	32
1.4.2	Modélisation du bois à l'échelle du matériau : critères de ruine	32
1.4.3	Comportement et modélisation des assemblages.....	33

1.4.3.1	Typologie et comportement des assemblages traditionnels en bois	34
1.4.3.2	Raideurs d'assemblages	37
1.4.3.3	Capacités résistantes des assemblages	40
1.5	Apport de la fiabilité structurale	43
1.5.1	Sources d'incertitudes et représentation	43
1.5.2	Démarche fiabiliste et méthodes de fiabilité structurale	44
1.5.3	Les méthodes de simulation	45
1.5.4	Les méthodes d'approximation	46
1.5.5	Les métamodèles	48
1.5.5.1	La méthode des surfaces de réponse (RSM)	48
1.5.5.2	Les méthodes basées sur le krigeage	49
1.5.6	Synthèse	49
1.6	Conclusion	50

1.1 Introduction

Le bois est un matériau d'origine végétale possédant une microstructure complexe. Il demeure l'un des matériaux de construction les plus utilisés par l'homme et évoque le temps et l'âge (Triboulot and Reitz, 2000). C'est un matériau pérenne comme en témoigne le temple bouddhiste Horyu-Ji (Figure 1.1) près de Nara au Japon, l'une des plus anciennes constructions en bois, qui date du VII^e siècle (Natterer and Sandoz, 1995) ou la charpente de la cathédrale de Bourges au XIII^e siècle (Epaud, 2015) (Figure 1.1). Le bois est également un matériau hétérogène avec un comportement mécanique anisotrope influencé par l'environnement. La combinaison des effets mécaniques, environnementaux liés aux variations d'humidité et de température et des effets du temps provoque des déformations et des pertes de rigidité préjudiciables aux structures en bois. Cela est d'autant plus important pour les structures anciennes en bois existant depuis plusieurs siècles.



Figure 1.1- Temple bouddhiste Horyu-Ji au Japon (« Ko Hon Chiu Vincent – CC By SA ») à gauche et charpente de la cathédrale de Bourges en France (Epaud, 2015) à droite

La culture technique et architecturale (le choix des essences de bois, les techniques de mise en œuvre, de traitement et de préservation du bois) des architectes et charpentiers d'autrefois a permis la construction d'importants monuments en bois dont certains sont aujourd'hui protégés par des textes, des lois et réglementations nationales ou internationales (ICOMOS, 2017, 1964). De ce fait, l'intervention sur ces structures dans le cadre de conservation, de préservation ou de restauration nécessite au préalable un diagnostic approfondi.

Dans ce chapitre consacré à l'état de l'art, la première partie présente le matériau bois et l'effet des variations environnementales sur le comportement des structures en bois. La deuxième partie introduit la problématique du diagnostic des structures anciennes en bois en passant en revue la littérature sur les techniques d'analyse sur site des structures en bois. Ensuite, l'importance de modèles mécaniques dans la démarche de diagnostic est mise en avant tout en relevant les complexités des modèles et les limites des techniques non destructives pour l'évaluation de certains paramètres mécaniques. La dernière partie traite essentiellement de la prise en compte d'incertitudes dans l'évaluation de la santé structurale des

structures anciennes en bois. Elle décrit les sources d'incertitudes ainsi que quelques méthodes de fiabilité structurale utilisées pour l'évaluation de la sécurité de structures.

1.2 Le bois : un matériau complexe, hygroscopique et orthotrope

1.2.1 Structure du bois

1.2.1.1 Anatomie

Le bois produit par l'arbre au cours de sa croissance est un ensemble de tissus secondaires (organisation radiale des cellules sur le plan transversal) dont les cellules sont à paroi lignifiée. Les cellules du bois assurent plusieurs fonctions dont les principales sont la résistance (permettre la stabilité de l'arbre pendant sa croissance), l'élaboration et la nutrition (conduire les solutions minérales absorbées par le système racinaire aux feuilles), le stockage des nutriments fabriqués (Natterer, 2004). La Figure 1.2, montrant l'observation macroscopique d'un tronc d'arbre sectionné transversalement, permet de mettre en évidence trois parties distinctes :

- L'écorce : couche protectrice et visible du tronc,
- L'aubier : partie tendre et blanchâtre qui se forme chaque année entre le cœur et l'écorce. Entre l'écorce et l'aubier, il y a le liber qui sert au transport de la sève élaborée et le cambium qui est la couche de croissance formée par division tangentielle au printemps,
- Le duramen : encore appelé « bois de cœur » ou « bois parfait », il constitue la partie interne du tronc de l'arbre. Il est visible sur le chêne par exemple, mais ce n'est pas toujours le cas.

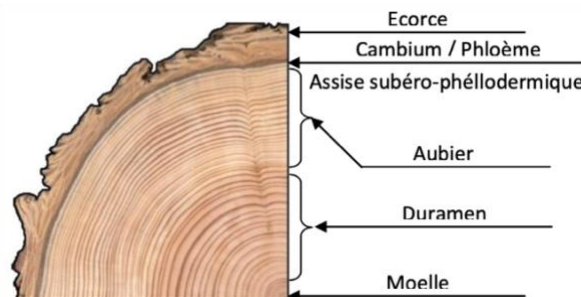


Figure 1.2- Section transversale d'un douglas et ses différentes parties (Jehl, 2012)

Une observation plus détaillée au microscope d'une coupe transversale de bois montre de fortes variations de section et d'épaisseur des parois des cellules de bois, liées aux cycles annuels de croissance des arbres. Deux sortes de bois peuvent ainsi être distinguées : le bois de printemps encore appelé bois initial caractérisé par des cellules de grosse section avec des parois minces et le bois d'été ou bois final dont les cellules ont de plus faibles sections avec des parois épaisses. La différence de densité entre ces deux types de bois se traduit, à l'échelle macroscopique par la formation des cernes annuels (Figure 1.3) dont le dénombrement permet, en général, de connaître l'âge des arbres (Bernabei and Bontadi, 2012).

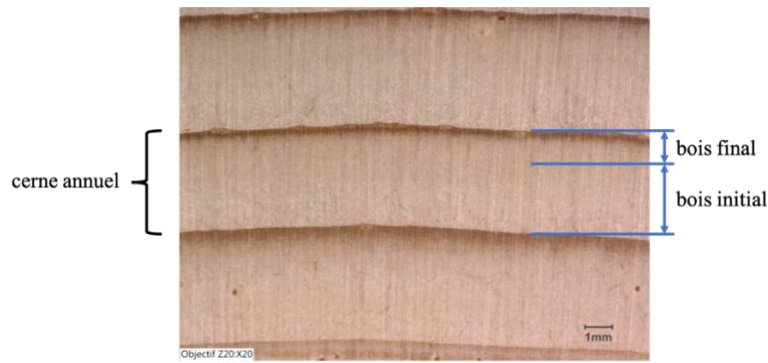


Figure 1.3- Représentation microscopique d'une coupe transversale d'un pin montrant le bois initial et le bois final (photo LRMH)

La classification botanique des arbres permet de distinguer deux grandes catégories de bois : les bois résineux et les bois feuillus. Le bois résineux (pin, épicéa, etc.) est principalement constitué de trachéides longitudinales assurant les fonctions de soutien mécanique et de transport de la sève brute.

Contrairement aux résineux, les feuillus ont un arrangement cellulaire plus complexe. En plus des trachéides, les feuillus possèdent des vaisseaux qui apparaissent comme des pores sur la coupe transversale, Figure 1.4. Selon que la distribution des pores est uniforme dans la largeur du cerne (hêtre, érable, tilleul, etc.) ou concentrée dans le bois de printemps (chêne, frêne, etc.), on distingue les feuillus à pores diffus ou les feuillus à zone initiale poreuse (Figure 1.4). Cette distribution des pores est la cause d'une densité relativement uniforme pour les feuillus à pores diffus et d'une nette différence de densité entre le bois de printemps et le bois d'été chez les feuillus à zone initiale poreuse.

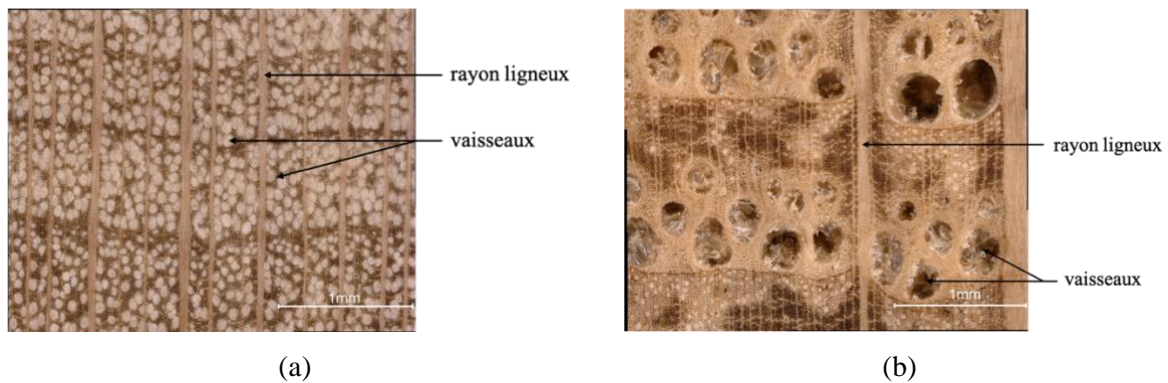


Figure 1.4- Coupes transversales à l'échelle microscopique d'un feuillu : (a) à pores diffus (hêtre) et (b) à zone initiale poreuse (chêne) (photo LRMH)

1.2.1.2 Variabilité et anisotropie du bois

Le bois est un matériau dont les propriétés présentent une forte variabilité. Cette variabilité est d'ordre :

- Inter-spécifique : due aux différentes essences de bois dans la nature. En fonction de l'usage qui en sera fait et de la destination d'une pièce de bois, une essence sera préférée à une autre.
- Intra-spécifique : au sein d'une même essence, les propriétés varient également. Dans ce cas, une distinction se fait entre la variabilité inter-individus et la variabilité intra-individus. La variabilité inter-individus peut être liée à la localisation géographique (qualité du sol, altitude, compétitivité entre individus, exposition au soleil) ou à leur croissance (lente ou rapide) tandis que la variabilité intra-individus pouvant exister au sein d'un même arbre est généralement liée à l'anisotropie du matériau, aux altérations ou défauts existants (présence de nœuds, déviation de la pente de fil, présence de poches de résine, etc.).

L'anisotropie du bois est la conséquence directe de l'organisation cellulaire au sein du matériau. Elle se traduit par le fait que les propriétés physiques et mécaniques du bois dépendent de la direction considérée. Généralement, le bois est considéré comme un matériau orthotrope c'est-à-dire possédant trois plans de symétrie orientés selon trois directions orthogonales (Figure 1.5) : longitudinale, L (parallèlement aux fibres du bois), radiale R perpendiculaire aux fibres et aux cernes (axe des rayons ligneux) et tangentielle T donnée par l'axe tangent aux cernes de croissances (Guitard, 1987 ; Navi and Sandberg, 2012). Les trois plans sont le plan radial (LR), le plan tangentiel (LT) et le plan transversal (RT).

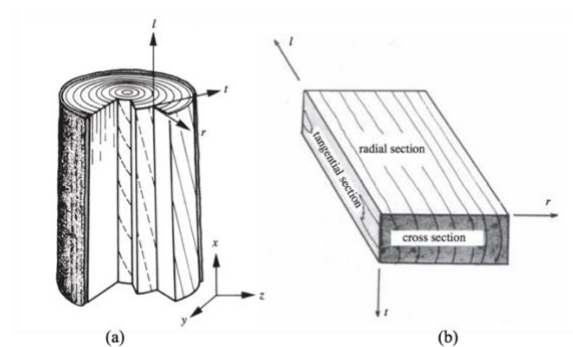


Figure 1.5- Représentation schématique du repère d'orthotropie du bois : (a) dans la tige de l'arbre, (b) dans un bois d'œuvre de section rectangulaire (Navi and Sandberg, 2012)

1.2.2 Caractère hygroscopique du bois et propriétés physiques

1.2.2.1 Taux d'humidité et équilibre hygroscopique

Le bois est un matériau sensible aux variations environnementales, notamment à l'humidité relative (HR) et à la température (T) de l'air ambiant. Cette propriété influence en grande partie le comportement mécanique des structures en bois. Le taux d'humidité H en % dans le bois est déterminé en faisant le rapport de la masse d'eau dans le bois et de la masse anhydre du bois. La masse d'eau dans le bois est la différence entre la masse du bois humide (m_H) et la masse du bois anhydre (m_0). La masse du bois

anhydre étant obtenue par dessiccation complète du bois dans une étuve à une température de 103°C jusqu'à stabilisation de la masse (ISO 13061-1, 2014), le taux d'humidité est donné par la relation (1.1) :

$$H = \frac{m_H - m_0}{m_0} \times 100 \quad (1.1)$$

En fonction du taux d'humidité, l'eau se présente sous différents états dans le bois. Outre l'eau de constitution qui est chimiquement liée et qui ne peut sortir du bois sans altération de celui-ci, le bois contient de l'eau sous deux formes : l'eau liée contenue dans les parois cellulaires et l'eau libre qui occupe les vides cellulaires. Lors du séchage d'un bois fraîchement abattu ou bois gorgé d'eau ou encore bois vert, l'eau libre s'évapore avant l'évaporation de l'eau liée. Tiemann (Tiemann, 1906) définit le point de saturation des fibres (PSF) comme l'instant auquel le bois est saturé en eau liée et ne contient pas d'eau libre. Le PSF varie légèrement entre 25% et 35% de taux d'humidité et dépend de l'essence de bois.

Le bois a un caractère hygroscopique c'est-à-dire qu'il peut absorber de l'eau (humidité) lorsque son taux d'humidité est inférieur à l'humidité relative de l'air ou désorber de l'eau (par évaporation) lorsque le taux d'humidité est supérieur à l'humidité relative de l'air. Ainsi, le bois a tendance à s'équilibrer avec son environnement à une certaine valeur d'humidité désignée par taux d'humidité d'équilibre. Le taux d'humidité d'équilibre du bois est donc lié à l'humidité relative et à la température de l'air ambiant. La Figure 1.6 permet de déterminer le taux d'humidité d'équilibre en fonction de l'humidité relative et de la température de l'air.

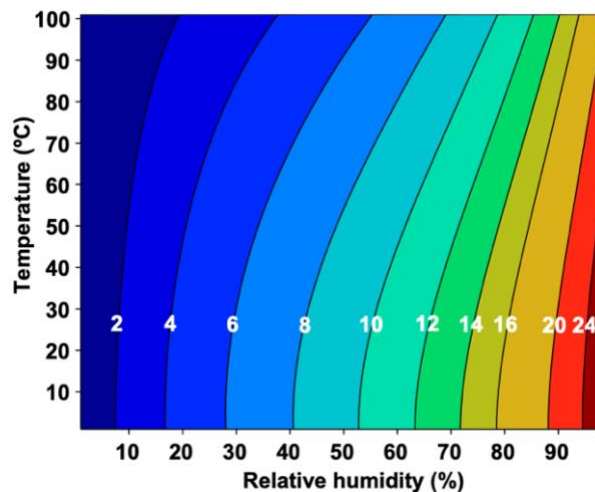


Figure 1.6- Taux d'humidité d'équilibre du bois en fonction de l'humidité relative et de la température (Ross, 2010)

1.2.2.2 Masse volumique

La masse volumique est un facteur très important de la caractérisation physique du bois. Elle dépend du taux d'humidité, de l'essence, des caractéristiques de croissance et de la texture du bois. Compte tenu

de sa dépendance en taux d'humidité, la masse volumique du bois est souvent précisée avec sa référence de taux d'humidité et est déterminée par l'équation suivante :

$$\rho_H = \frac{m_H}{V_H} \quad (1.2)$$

ρ_H est la masse volumique du bois à un taux d'humidité H, m_H sa masse au taux d'humidité H et V_H le volume pour le même taux d'humidité H. Le rapport de la masse volumique du bois à celle de l'eau donne la densité du bois. La masse volumique et donc la densité sont très variables et dépendent de la porosité du bois. Au sein d'une même espèce, la différence de densité peut être liée à la vitesse d'accroissement de l'arbre, Figure 1.7.

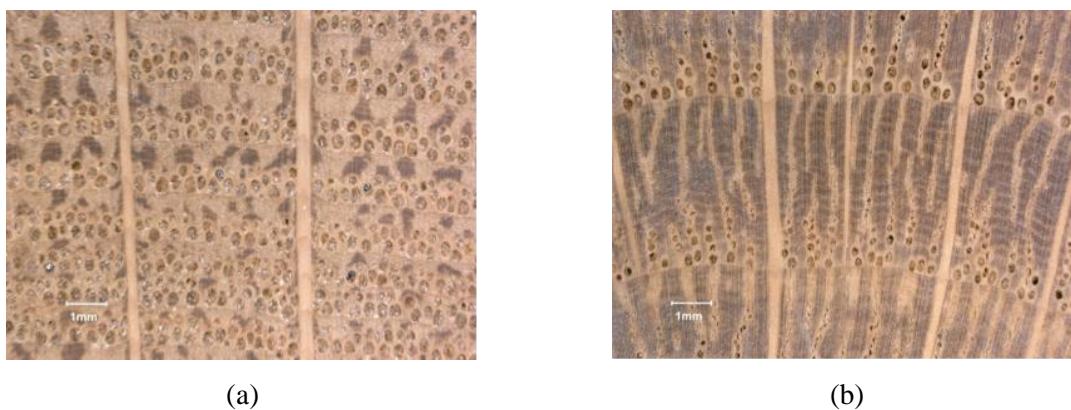


Figure 1.7- Coupes transversales de deux chênes montrant la différence de densité au sein d'une même espèce : (a) chêne à croissance lente et (b) chêne à croissance rapide (photo LRMH)

En effet, le chêne à croissance lente a une texture plus faible que le chêne à croissance rapide ; la texture étant le rapport de la largeur du bois final à la largeur de cerne annuelle. Ainsi pour une même espèce (chêne par exemple), le bois de texture faible a une faible densité tandis que le bois de texture forte a une forte densité.

1.2.3 Comportement mécanique du bois

Comme nous l'avons vu, le bois est un matériau orthotrope. Sa réponse à une sollicitation mécanique dépend de la direction de cette dernière ainsi que du mode de sollicitation.

1.2.3.1 Propriétés de rigidité et de résistance à la rupture

- Propriétés de rigidité dans le domaine élastique

Pour une analyse instantanée, le bois est considéré comme un matériau élastique dont le comportement mécanique peut être représenté par la loi de Hooke généralisée dans la mesure où le bois est soumis à de petites déformations. La loi de Hooke généralisée permet d'écrire :

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl}\varepsilon_{kl}; \varepsilon_{ij} = S_{ijkl}\sigma_{kl} \quad (1.3)$$

Où σ_{ij} et ε_{ij} désignent respectivement les composantes des tenseurs de contraintes et de déformations ; E_{ijkl} et S_{ijkl} désignent respectivement les composantes des tenseurs de rigidité et de complaisances élastiques. Compte tenu de la symétrie des tenseurs de contraintes et de déformations, l'écriture de la loi de comportement dans le repère d'orthotropie (R, T, L) du bois dépend de 12 constantes élastiques indépendantes dont 3 modules d'Young, 3 modules de cisaillement et 6 coefficients de Poisson, équation (1.4) :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \varepsilon_L \\ \gamma_{TL} \\ \gamma_{RL} \\ \gamma_{RT} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_R & -\nu_{TR}/E_T & -\nu_{LR}/E_L & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{RT}/E_R & 1/E_T & -\nu_{LT}/E_L & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{RL}/E_R & -\nu_{TL}/E_T & 1/E_L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{TL} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{LR} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{RT} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_R \\ \sigma_T \\ \sigma_L \\ \tau_{TL} \\ \tau_{RL} \\ \tau_{RT} \end{Bmatrix} \quad (1.4)$$

E_R, E_T, E_L sont les modules d'Young correspondant respectivement aux directions R, T et L ; G_{TL}, G_{LR}, G_{RT} sont les modules de cisaillement correspondant respectivement aux plans TL, LR et RT ; $\nu_{RL}, \nu_{LR}, \nu_{TL}, \nu_{LT}, \nu_{RT}, \nu_{TR}$ sont les coefficients de Poisson ; $\varepsilon_R, \varepsilon_T, \varepsilon_L$ sont les déformations axiales selon les directions R, T, L et $\gamma_{TL}, \gamma_{RL}, \gamma_{RT}$ sont les déformations angulaires dans les plans TL, LR et RT ; $\sigma_R, \sigma_T, \sigma_L$ sont les contraintes normales dans les directions R, T, L et $\tau_{TL}, \tau_{RL}, \tau_{RT}$ sont les contraintes tangentielles dans les plans TL, LR et RT. La structure symétrique de la matrice de complaisances impose la relation :

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j}, i \neq j; i, j = R, T, L \quad (1.5)$$

Cette condition permet de réduire le nombre de constantes élastiques nécessaires à 9.

- Propriétés à la rupture

La résistance mécanique d'une pièce de bois dépend de la direction et du mode de sollicitation.

- Sollicitation dans la direction longitudinale

En compression parallèle aux fibres, le comportement est d'abord linéaire jusqu'à la limite élastique $\sigma_{c,el,0}$ avant d'amorcer une phase de plastification progressive des fibres due au flambement des fibres jusqu'à l'atteinte de la contrainte de rupture $f_{c,0}$ (Figure 1.8). La rupture est de type ductile alors qu'en traction parallèle aux fibres, la rupture s'apparente à une rupture fragile puisqu'il n'y a pas de phase de plastification ou qu'elle est très courte : on parle de rupture quasi-fragile (Morel *et al.*, 2005). La limite élastique en traction parallèle aux fibres $\sigma_{t,el,0}$ est alors quasiment égale à la contrainte à rupture $f_{t,0}$. La limite élastique en traction est en revanche supérieure à celle en compression. Au cisaillement, la

contrainte de rupture f_v est très faible comparativement à celles en traction/compression. Le cisaillement du bois a été étudié dans les travaux de (Dahl and Malo, 2009; Gupta and Sinha, 2012). Dahl et Malo (Dahl and Malo, 2009) montrent au travers d'essais de cisaillement sur de l'épicéa que le bois n'est pas symétrique en cisaillement. En effet, la résistance au cisaillement n'est pas la même dans les plans TL, LR et RT. Pour Gupta et Sinha (Gupta and Sinha, 2012), elle dépend aussi de l'angle du fil, elle diminue lorsque l'angle du fil augmente de 0 à 90°.

○ Sollicitation dans les directions radiale et tangentielle

Dans les directions radiale et tangentielle, le comportement en compression est élastique suivi d'une plastification occasionnée par l'écrasement des fibres tandis que le comportement à rupture fragile en traction est encore plus marqué mais la contrainte de rupture en traction perpendiculaire aux fibres $f_{t,90}$ est inférieure à la contrainte de rupture en compression transversale $f_{c,90}$ à des niveaux inférieurs à ceux de la compression. Que ce soit en traction ou en compression, les contraintes de rupture sont inférieures au cas de sollicitation longitudinale et cela s'explique par le manque de liaisons structurelles dans l'axe tangentiel du bois. Généralement, la tendance suivante est observée (Tableau 1.1) :

$$f_{c,0} > f_{t,0} > f_{c,90} > f_{t,90} > f_v \quad (1.6)$$

La Figure 1.8 illustre les comportements du bois en traction-compression selon la direction de sollicitation.

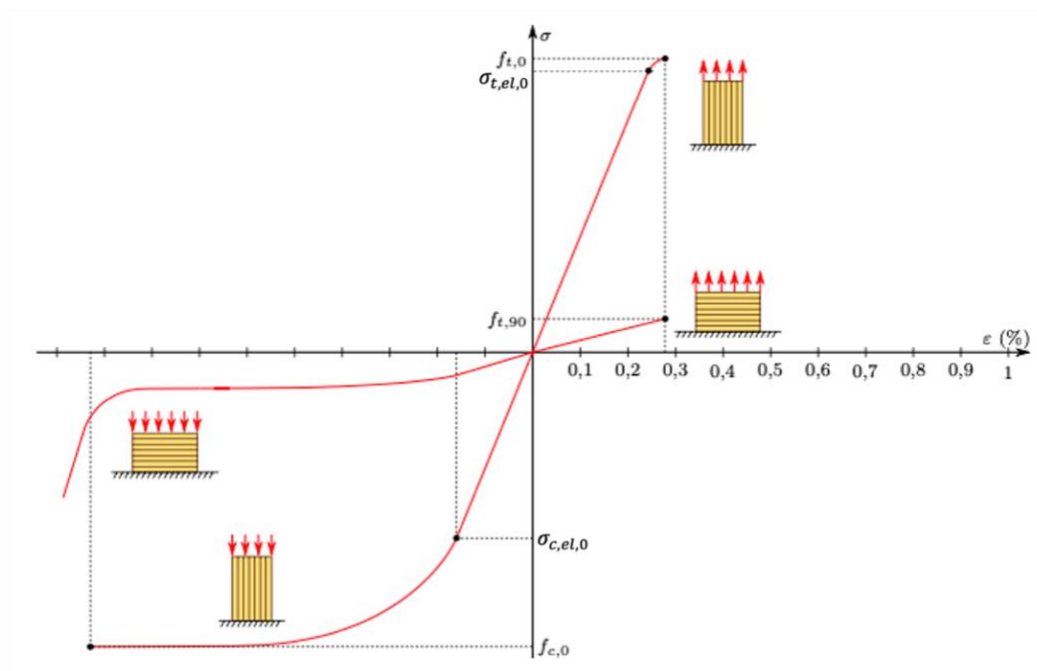


Figure 1.8- Comportement du bois en traction-compression dans les directions longitudinale et transversale (adapté de (Lemaître, 2020))

Le Tableau 1.1 donne les classes de résistance des bois de structure dans le cas des bois massifs feuillus.

Tableau 1.1- Classes de résistances définies dans le cas des feuillus, extrait de l'EN 338 (2016)

Désignation	Symbole	Unité	D18	D24	D30	D35	D40	D45
Contrainte de flexion	$f_{m,k}$	N/mm ²	18	24	30	35	40	45
Contrainte de traction axiale	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	11	14	18	21	24	27
Contrainte de traction perpendiculaire	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Contrainte de compression axiale	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	18	21	24	25	27	29
Contrainte de compression perpendiculaire	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	4,8	4,9	5,3	5,4	5,5	5,8
Contrainte de cisaillement	$f_{v,k}$	N/mm ²	3,5	3,7	3,9	4,1	4,2	4,4
Module moyen axial	$E_{0,mean}$	N/mm ²	9,5	10	11	12	13	13,5
Module axial caractéristique à 5% d'exclusion	$E_{0,k}$	N/mm ²	8	8,4	9,2	10,1	10,9	11,3
Module moyen transversal	$E_{90,mean}$	N/mm ²	0,64	0,67	0,73	0,80	0,87	0,90
Module de cisaillement	G_{mean}	N/mm ²	0,59	0,63	0,69	0,75	0,81	0,84
Masse volumique caractéristique	ρ_k	kg/m ³	475	485	530	540	550	580
Masse volumique moyenne	ρ_{mean}	kg/m ³	570	580	640	650	660	700

o Sollicitation en dehors des axes d'orthotropie

En dehors des axes d'orthotropie, les résistances varient en fonction de l'orientation α de la sollicitation par rapport aux fibres. La résistance est maximale parallèlement aux fibres mais elle chute dès que la sollicitation est inclinée d'un angle α . La résistance en dehors des axes d'orthotropie est alors donnée par l'équation (1.7) proposée par Natterer (Natterer, 2004) :

$$f_{x,\alpha} = C_{x,\alpha} f_{x,0} \quad (1.7)$$

Avec :

$$C_{x,\alpha} = \frac{f_{x,90}}{f_{x,0} \sin^2 \alpha + f_{x,90} \cos^2 \alpha} \quad (1.8)$$

$C_{x,\alpha}$ est le facteur de réduction de la résistance parallèle aux fibres (en compression ou en traction), fonction de l'angle α , $f_{x,0}$ et $f_{x,90}$ désignent respectivement la résistance parallèle et perpendiculaire aux fibres en traction ou en compression ($x = c$ ou t). La baisse de la résistance en cas de sollicitation oblique est encore plus marquée en traction qu'en compression (Figure 1.9).

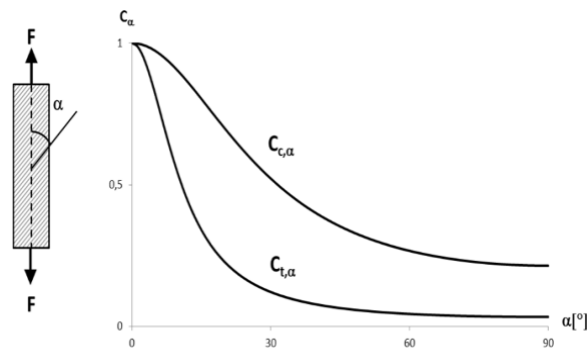


Figure 1.9- Allure générale des facteurs de réduction de résistance en fonction de α (Natterer, 2004)

1.2.3.2 Influence des défauts sur le comportement mécanique

A l'échelle structurale, le comportement mécanique du bois qualifié de bois de structure est fortement lié aux défauts présents dans le bois. Les défauts les plus courants sont :

- Les nœuds : correspondent aux parties de branches incluses dans le bois au fur et à mesure de la croissance de l'arbre. Les nœuds ont des propriétés (densité plus élevée par exemple) différentes de celles du bois dans lequel ils se trouvent (Grazide, 2015). L'influence des nœuds sur les propriétés mécaniques d'une pièce en bois est due à la discontinuité introduite et/ou à la variation de pente de fil autour de ces nœuds. Leur influence dépend surtout de leur nombre, leur emplacement et du type de sollicitation auquel est soumise la pièce de bois. En général, les nœuds ont une plus grande influence sur la résistance à la traction qu'à la compression. Créant une distorsion plus ou moins légère des fibres dans leurs environs, les nœuds entraînent une concentration de contraintes. Ross (Ross, 2010) indique aussi que les nœuds ont plus d'influence sur les propriétés de résistance que sur les propriétés de rigidité.
- La pente de fil : comme nous l'avons vu au paragraphe 1.2.3.1, les propriétés mécaniques sont plus fortes dans la direction parallèle aux fibres et diminuent lorsque la sollicitation n'est pas parallèle aux fibres. Les déviations de pente de fil ont pour conséquences de diminuer les propriétés élastiques et les résistances locales du bois.
- Les fentes, les flaches et les poches de résine : causées par les variations d'humidité, la relaxation des contraintes internes ou le mode de débit des sciages, elles entraînent une diminution de la section efficace et donc une perte de résistance (Grazide, 2015).

1.2.3.3 Impact des variations environnementales sur les structures en bois

La connaissance de l'impact environnemental sur les structures en bois est importante pour la facilité d'entretien et la détermination de la capacité portante des éléments et systèmes en bois. D'un côté, les variations climatiques peuvent entraîner des dégradations liées à la nature biologique du matériau bois et de l'autre fragiliser la structure en réduisant ses performances mécaniques.

En effet, la nature hygroscopique du bois provoque des variations dimensionnelles et de déformations des pièces de bois. En phase d'absorption d'humidité par le bois, il y a gonflement et en phase de séchage, il y a retrait. Ce phénomène de gonflement/retrait n'a pas la même amplitude selon les directions principales d'orthotropie. D'après les travaux de Guitard (Guitard, 1987), les variations dimensionnelles dans la direction longitudinale sont de l'ordre de 0,01% par % d'humidité H , alors qu'elles sont de l'ordre de 0,2 et 0,3 % par % d'humidité H respectivement dans les directions radiale et tangentielle. Les variations de température influencent la distribution des rigidités au sein des structures en bois. Dans la plupart des documents techniques, les paramètres physiques et mécaniques du bois sont donnés pour une humidité de référence de 12% et une température de 20°C. Afin de tenir compte des fluctuations du taux d'humidité dans la plage de valeurs inférieures au PSF, des corrections sur les principales caractéristiques élastiques du bois ont été proposées par Guitard (Guitard, 1987) :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_R^H = E_R^{12\%} [1 - 0,030(H - 12)] \\ E_T^H = E_T^{12\%} [1 - 0,030(H - 12)] \\ E_L^H = E_L^{12\%} [1 - 0,015(H - 12)] \\ G_{TL}^H = G_{TL}^{12\%} [1 - 0,030(H - 12)] \\ G_{RL}^H = G_{RL}^{12\%} [1 - 0,030(H - 12)] \\ G_{RT}^H = G_{RT}^{12\%} [1 - 0,030(H - 12)] \end{array} \right. \quad (1.9)$$

Pour les structures anciennes en bois, les variations d'humidité saisonnières influent sur leur comportement mécanique global. Ces structures ont été réalisées en bois vert et il est indispensable d'analyser l'influence de la mise en œuvre du bois à l'état vert sur le comportement mécanique de la structure. En effet, le retrait du bois mis en œuvre à l'état vert provoque des variations de sections du fait des variations dimensionnelles dans les directions d'orthotropie. La rigidification des structures au cours du séchage naturel engendre des contraintes internes susceptibles d'entraîner des déformations des pièces à cause des retraits (et en fonction de leurs débits dans l'arbre). Dans cette logique, Varnier (Varnier, 2019) trouve à partir de mesures de champs hydriques que de forts gradients d'humidité au cours du séchage provoquent de l'endommagement par fissuration au niveau des éléments structuraux. Les effets de retrait/gonflement dus aux fluctuations du taux d'humidité causent aussi des micro-déplacements au niveau des assemblages de bois, perturbant ainsi la stabilité des structures.

La mécanosorption est le terme utilisé pour décrire le couplage entre la contrainte mécanique et la variation du taux d'humidité. Elle a été introduite pour la première fois par Grossman (Grossman, 1976) cité dans (Navi and Heger, 2005) ou (Gril, 1988) et le développement de modèles avancés comme celui de Dubois *et al.* (Dubois *et al.*, 2012) permettent de modéliser le couplage mécanosorptif, le comportement viscoélastique et les phénomènes de retrait/gonflement. Les phénomènes de retrait/gonflement sont importants dans la compréhension du comportement des structures construites en bois vert, en particulier celui des assemblages.

Par ailleurs, l'une des conséquences des variations hygrothermiques sur les structures en bois est l'altération du bois par des agents d'origine biologique comme des champignons et des insectes xylophages. La dégradation du bois par des agents biologiques (biodégradation) a lieu en particulier lors de forts taux d'humidité, d'infiltration d'eau dans les structures en partie liée à un manque de traitement du bois. Différentes sortes d'agents biologiques existent avec des influences plus ou moins néfastes sur les propriétés mécaniques du bois. Le développement des champignons et insectes xylophages est important pour des taux d'humidité supérieurs à 20%, ce qui n'est généralement pas le cas des structures d'intérieur. Les variations hygrométriques provoquent des variations dimensionnelles dues au retrait/gonflement qui fragilisent les structures au niveau des assemblages. L'intégration de tous ces paramètres dans l'analyse des structures anciennes en bois est un problème complexe de par la nature même du matériau et du comportement global des structures anciennes en bois. Dans la partie suivante, nous verrons les outils/éléments pris en compte lors du diagnostic de structures anciennes en bois du patrimoine.

1.3 Problématique du diagnostic des structures en bois du Patrimoine

Depuis quelques décennies, la conservation du patrimoine constitue un enjeu important pour les pays d'Europe dont les architectes, ingénieurs et conservateurs multiplient des travaux de tout ordre pour la préservation d'un patrimoine en péril. La problématique du diagnostic est généralement motivée par certaines raisons spécifiques :

- Observation de pathologies visibles : identification d'éléments dégradés, d'assemblages détériorés, des déformations excessives, etc.
- Modification de la destination d'usage : même si une structure ne présente pas de pathologies particulières, sa destination peut changer (augmentation des charges d'exploitation d'un plancher, rénovation d'une couverture, etc.). La question qui se pose est alors de savoir si la structure peut supporter ces nouvelles charges.
- La maintenance et le suivi dans le temps.

Dans cette section, nous présentons le cadre réglementaire du diagnostic des structures en bois du patrimoine, la méthodologie adoptée en pratique par les architectes du patrimoine et/ou bureaux d'étude ainsi que les techniques et outils utilisés dans ce cadre.

1.3.1 Approche réglementaire du diagnostic

1.3.1.1 A l'échelle mondiale

Sur le plan réglementaire, la Charte de Venise élaborée par l'International Council on Monuments and Sites (ICOMOS) (ICOMOS, 1964) définit les notions et approches déontologiques à prendre en compte dans les domaines de la conservation et de la préservation des monuments historiques. Ces structures existantes ayant survécu pendant plusieurs siècles sont souvent altérées par les variations

climatiques, les chargements dus aux exploitations qui en sont faites et également par des agents biologiques comme les insectes et champignons dans le cas du bois. Dans le souci de préservation des structures en bois, le diagnostic est une étape primordiale pour connaître « l'état de santé » actuel de la structure et proposer des solutions afférentes pour la maintenance. Ainsi, les différentes Assemblées Générales de l'ICOMOS (International Council on Monuments and Sites) définissent et révisent des principes à suivre pour la conservation des structures historiques en bois (ICOMOS, 1999, 2017). Les principes adoptés concernent :

- l'inspection, les relevés et la documentation,
- le cadre des interventions,
- l'usage de matériaux et technologies contemporains,
- la surveillance et l'entretien du patrimoine bâti en bois,
- les réserves de forêts historiques et
- l'éducation et la formation dans le but de préserver le savoir-faire ancestral utilisé pour la construction de l'architecture en bois historique.

A l'échelle mondiale, la norme (ISO 13822, 2010) est la seule qui évoque les principes relatifs à l'évaluation des structures existantes mais son application est partiellement limitée car elle n'est pas spécifique aux structures existantes en bois mais concerne tous les matériaux de construction. Bien que son utilisation soit principalement basée sur un objectif de sécurité structurelle, la norme (ISO 13822, 2010) contient une annexe qui évoque le cas particulier des monuments historiques en rappelant les principes de conservation énumérés dans la Charte de Venise.

1.3.1.2 En Europe

En Europe, plusieurs normes nationales ont été utilisées dans le cadre de la conservation et préservation des monuments historiques en bois (Macchioni *et al.*, 2010). Les premiers travaux de réglementation en Europe sur les monuments historiques en bois ont été initiés par les Italiens (Piazza and Macchioni, 2006). Ainsi, les normes (UNI 11119, 2004) et (UNI 11138, 2004) ont apporté quelques précisions sur l'inspection visuelle et les critères d'évaluation préliminaire en amont d'interventions de réhabilitation et de restauration des structures anciennes en bois. Ces précisions concernent :

- La description de l'état actuel des structures : elle regroupe la documentation historique, l'inspection visuelle, les relevés géométriques, la datation des éléments ;
- L'aspect diagnostic des éléments : qui regroupe l'identification des essences de bois, l'évaluation du taux d'humidité du bois à travers des techniques d'END, le classement des éléments en bois selon leur risque biologique conformément à l'EN 335 (EN 335, 2013) ;
- La démarche et les techniques d'exécution d'une intervention, etc.

En Suisse, la norme (SIA 269, 2009) définit également des règles similaires aux normes italiennes pour la maintenance et l'évaluation de la sécurité des structures existantes en bois. L'harmonisation des différentes réglementations nationales en une norme européenne n'est faite qu'en 2019 au travers de l'EN 17121 (EN 17121, 2019) suite aux travaux de (Cruz *et al.*, 2014) et (Dietsch and Kohler, 2009). La norme européenne (EN 17121, 2019) définit les lignes directrices d'une évaluation sur site des structures en bois du Patrimoine. Ces lignes directrices peuvent être résumées dans l'organigramme ci-dessous (Figure 1.10).

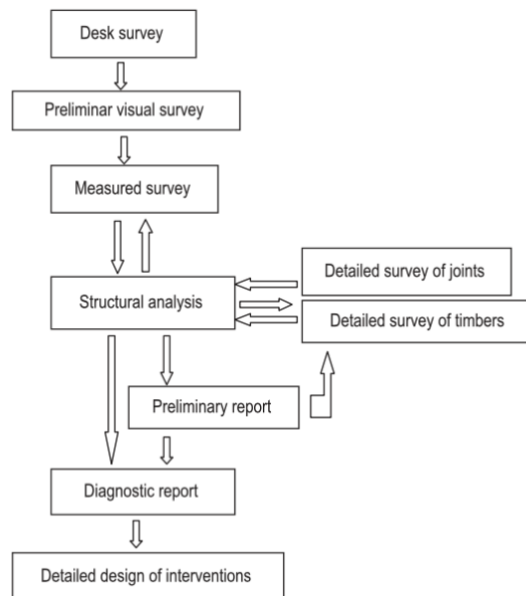


Figure 1.10- Étapes requises pour l'évaluation et la planification d'interventions sur les structures historiques en bois (Cruz *et al.*, 2014)

1.3.1.3 En Asie

L'Asie compte plusieurs monuments historiques dont la préservation a toujours été perçue comme indispensable dans les pays asiatiques (Jiao *et al.*, 2019, 2017). En Chine par exemple, le diagnostic de structures existantes en bois se base essentiellement sur le guide national (GB50165, 1992) et sur la connaissance des experts. Ce guide national était plus utilisé à des fins administratives décrivant le cadre de restauration des monuments historiques afin de les protéger contre des activités de construction excessives. Il n'était donc pas spécialement axé sur l'aspect sécurité structurelle (Zhu, 2012). La tendance est la même au Japon avec des documents techniques décrivant de façon sommaire les étapes d'évaluation de monuments historiques en bois (Jiao *et al.*, 2017). L'inspection de structures existantes telle que décrite dans les documents techniques nationaux est d'ordre qualitatif. Les données quantifiables telles que le taux d'humidité du bois par exemple ou l'étendue de dégradations obtenues par des techniques d'END ne sont pas détaillées (Madhoushi *et al.*, 2021 ; Xu *et al.*, 2021 ; R. Zhang *et al.*, 2019).

1.3.1.4 En Amérique

Aux USA, il n'existe aucune norme spécifique à l'évaluation sur site des structures en bois. Toutefois, la norme (ASCE 11-99., 1999) fournit comme (UNI 11119, 2004) des lignes directrices pour évaluer les conditions structurelles des bâtiments existants construits avec des combinaisons de matériaux, y compris le béton, la maçonnerie, les métaux et le bois. Les réglementations spécifiques aux différents matériaux sont utilisées lorsque des prélèvements de carottes sont autorisés sur la structure conformément à la Charte de Venise.

1.3.2 Démarche de diagnostic des structures anciennes en bois

1.3.2.1 Inspection visuelle de la structure existante

Elle est la première étape incontournable dans le processus de diagnostic des structures bois anciennes. Elle est parfois associée à l'étude documentaire qui consiste en l'analyse des plans et/ou de toutes autres archives, s'ils existent, sur une structure ancienne (Cruz *et al.*, 2014; Macchioni *et al.*, 2012). L'inspection visuelle permet un gain de temps en ce sens que les défauts superficiels sont observés et répertoriés et pose le problème d'un examen plus détaillé à l'aide d'outils de mesure. Comme son nom l'indique, l'inspection visuelle est limitée aux parties visibles et accessibles de la structure. Souvent, l'accessibilité aux zones critiques de la structure est très difficile voire impossible. Indirectement, l'inspection visuelle peut être mise en œuvre par l'utilisation des techniques complémentaires comme les caméras vidéo, les vidéoscopes, les scanners 3D, etc. (Costamagna *et al.*, 2019; Riggio *et al.*, 2015).

L'évaluation de l'état de santé général consiste en un examen visuel préliminaire suivi de l'identification des essences de bois (Bernabei and Macchioni, 2012), l'évaluation des risques biologiques et des conditions de service. Cet examen se termine par une description générale et géométrique des éléments de la structure ; l'objectif est de conclure quant à la conservation de la structure en l'état ou de définir un ordre de priorité d'interventions sur la structure s'il y a lieu. Cet ordre de priorité permet d'avoir une idée des zones critiques au sein de la structure, de définir quels éléments méritent une réparation immédiate dans le souci de la préservation de la structure et quels autres éléments méritent un renforcement en attendant une étude plus approfondie.

1.3.2.2 Etude détaillée

L'étude détaillée a quant à elle pour objectifs de qualifier plus finement les éléments structuraux et les assemblages en déterminant leurs sections efficaces, rigidités et résistances. Pour y parvenir, les experts procèdent à la détermination des sections résistantes par des outils de forage du bois (André, 2003) afin de déterminer l'excentrement de la moelle, la présence de nœuds et la position et l'étendue des zones dégradées ; un examen visuel minutieux des assemblages, l'examen de la compatibilité du bois avec les autres matériaux dans la structure.

Tous ces éléments aboutissent généralement au classement des éléments structuraux selon le type d'effort (éléments en traction, compression, flexion, etc.) supporté (EN 17121, 2019). Le remplacement ou la restauration se basent sur la classe de résistance et les niveaux de contraintes dans la structure (à travers les défauts structurels) après dégradations. Dès lors qu'il n'y a pas de changement de fonction ou d'évolution dans l'exploitation de l'ouvrage, les experts du patrimoine prônent une reconstruction « à l'identique » en cas de restauration c'est-à-dire que le souci de justifier la structure par une étude mécanique ne faisait pas partie de leurs priorités. Cependant, des études (André, 2003 ; Cointe *et al.*, 2007) ont montré que le remplacement d'un élément structural en bois sans la connaissance de son importance dans le schéma structurel global peut avoir un effet préjudiciable sur la tenue mécanique de la structure. En effet, (André, 2003) montre à travers une analyse mécanique par éléments finis que le comportement de structures nouvelles ou anciennes n'est piloté que par celui de certains assemblages. Cette approche a été appliquée sur des beffrois de cathédrales et a permis la proposition de mesures adéquates pour la remise en fonctionnement des beffrois de ces cathédrales. Cependant, l'analyse mécanique d'une structure ancienne est un processus difficile à cause de nombreuses incertitudes sur la résistance et la rigidité des éléments et assemblages, de l'histoire de chargement (modification de géométrie et d'usage de la structure) et des conditions aux limites. Avec le développement des outils d'Évaluation Non Destructive (END), certains outils et techniques permettent de faire une évaluation sur site plus ou moins qualitative et quantitative des structures anciennes en bois.

1.3.3 Outils et techniques d'analyse sur site des structures en bois

L'inspection visuelle permet de recueillir plusieurs informations sur l'état actuel de structures sur site. Cependant, certaines conclusions tirées de l'inspection visuelle peuvent se révéler trompeuses ou incomplètes à cause de l'inaccessibilité à certains éléments de la structure, de la présence de cavités internes dans les éléments dues à l'altération biologique ou simplement de la variabilité et de l'hétérogénéité des propriétés du bois. Plusieurs outils et/ou techniques d'END existent de nos jours pour l'évaluation sur site des structures en bois et sont utilisées dans différents buts.

1.3.3.1 La méthode de résistance au forage : le Resistograph®

La méthode de résistance au forage offre un moyen semi-destructif d'analyser la qualité du matériau intérieur des éléments en bois (Lear *et al.*, 2010). Elle est qualifiée de méthode semi-destructive car elle n'affecte pas l'aspect esthétique et la performance mécanique des éléments testés.

Le matériel utilisé est appelé Resistograph®. Cet appareil utilise une mèche (voir Figure 1.11) de petit diamètre (1,5 - 3 mm) pour percer le bois avec une vitesse d'avancement et une vitesse de rotation donnée et mesure l'énergie nécessaire pour maintenir ces vitesses. Cette énergie est mesurée sous forme de pourcentage de celle déployée par le moteur de l'appareil et est désignée par résistance relative RA . L'intégration de la résistance relative sur la profondeur de pénétration h de la mèche permet d'obtenir une mesure de résistance (RM) du bois selon la relation (1.10) :

$$RM = \frac{\int_0^h RA \cdot dh}{h} \quad (1.10)$$

L'énergie d'enfoncement de la mèche est caractéristique de la distribution de densités du bois puisqu'elle permet de discerner les cernes annuels de croissance du bois. La distribution de densités est liée aux défauts présents dans l'élément en bois, ce qui rend utile la méthode de résistance au forage dans la localisation et la quantification des dégradations dans les éléments structuraux en bois. Kappel et Mattheck (Kappel and Mattheck, 2003) ont examiné des éléments et différents assemblages en bois dont un exemple des résultats obtenus est présenté sur la Figure 1.12 (a). La Figure 1.12 (b) présente un autre exemple de détection au Resistograph® de pourritures internes de bois causées par des infiltrations d'eau (Ross *et al.*, 2018).



Figure 1.11- Exemple d'utilisation d'un Resistograph® (Nowak *et al.*, 2016)

Bien qu'elle permette de localiser et quantifier les dégradations, la corrélation entre la mesure de la résistance au forage et la densité du bois n'est pas bien établie pour une évaluation sur site et reste assez variable selon l'essence du bois (le coefficient de détermination R^2 est compris entre 0,21 et 0,69) d'après (Kasal and Anthony, 2004). Nowak *et al.* (Nowak *et al.*, 2016) ont établi un tableau récapitulatif des recherches dans ce domaine sur les différentes espèces de bois et des corrélations trouvées avec la densité, le module d'élasticité longitudinal et la résistance à la compression parallèle au fil du bois. Les corrélations variaient entre 0,22 et 0,88. Cette large plage de variation de la corrélation entre la résistance au forage mesurée et la densité globale du bois constitue l'une des limites de l'utilisation de cette technique. La méthode trouve également ses limites dans la mesure où elle ne donne que des résultats locaux et devra être répétée sur plusieurs parties de la section d'un élément avant de permettre l'évaluation de l'étendue d'une dégradation par exemple. Elle dépend aussi de l'expérience de l'opérateur qui doit pouvoir détecter et savoir quand remplacer une mèche par exemple. Par ailleurs elle ne prend pas en compte les facteurs nécessaires (nœuds, pente du fil, etc.) à l'évaluation des résistances

(Lear *et al.*, 2010). Toutes ces limites font que l'utilisation du Resistograph® est souvent associée à d'autres techniques pour l'analyse sur site des structures anciennes en bois.

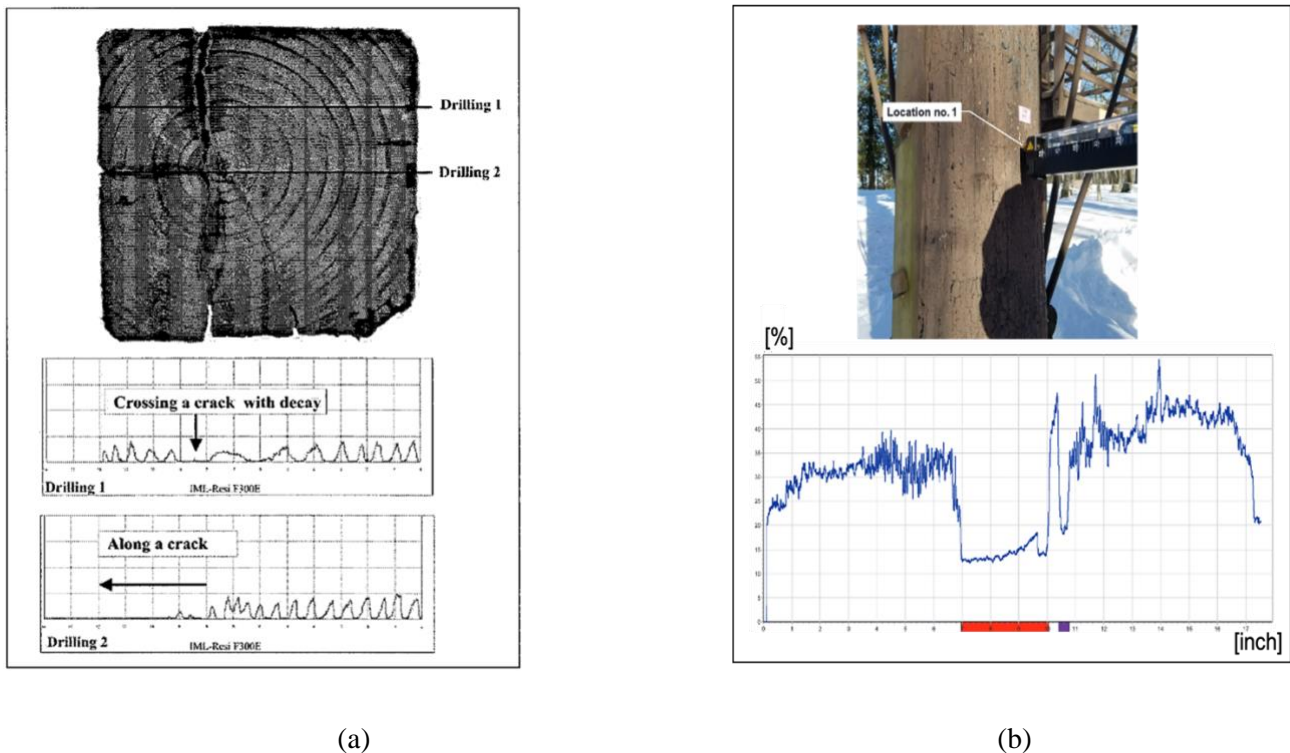


Figure 1.12- Exemples de détection de défauts de bois par Resistograph® : (a) détection de fissures (Kappel and Mattheck, 2003) et (b) détection de pourriture interne causée par infiltration d'eau (Ross *et al.*, 2018)

1.3.3.2 Les ondes élastiques

La méthode basée sur les ondes élastiques consiste en la mesure d'un temps de propagation d'une onde (appelé aussi temps de vol). Les essais utilisant les ondes élastiques consistent à exciter un élément en bois et à mesurer le temps de propagation de l'onde élastique entre 2 transducteurs séparés par une distance préalablement mesurée. Ces essais peuvent être regroupés en deux classes dépendantes du mode d'excitation de la pièce : par un impact ou par un générateur. Dans le premier cas, un marteau d'impact est utilisé et dans le second un générateur d'ondes ultrasonores. Le dispositif pour l'utilisation sur site de cette technique est présenté à la Figure 1.13.

A partir de la mesure du temps de propagation T de l'onde du premier transducteur au second transducteur et connaissant la longueur L de l'élément entre les deux transducteurs, la vitesse de propagation V de l'onde est calculée par l'équation (1.11) :

$$V = \frac{L}{T} \quad (1.11)$$

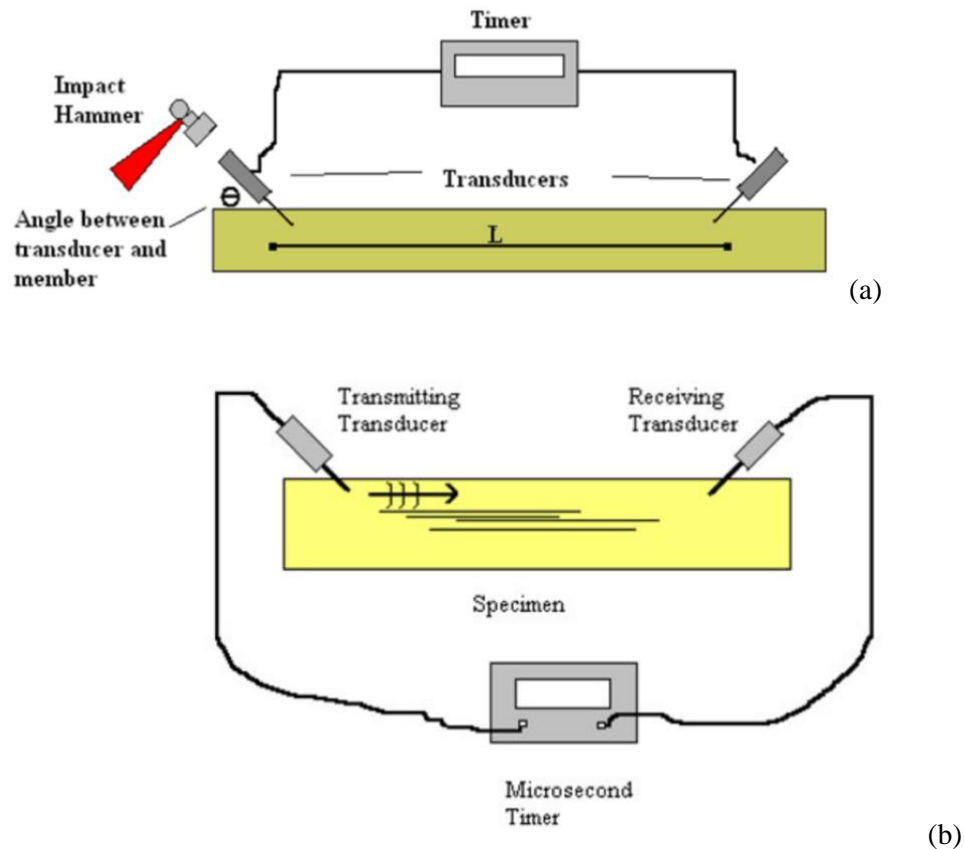


Figure 1.13- Configuration des essais basés sur la mesure du temps de propagation d'ondes élastiques (a) méthode par marteau d'impact et (b) méthode par ultrasons (Kasal et al., 2011b)

Connaissant aussi la fréquence f d'onde de l'impact émis, la longueur d'onde λ en fonction de la vitesse est donnée par la relation :

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad (1.12)$$

Les essais de mesure du temps de propagation d'ondes (acoustiques et ultrasonores) trouvent leurs applications dans la détection des défauts et détériorations. En effet, la vitesse de propagation et la longueur permettent de détecter la présence de cavités ou d'altérations dans le bois. De faibles vitesses indiquent de possibles détériorations et peuvent traduire une réduction de la rigidité. La taille des dégradations détectables est proportionnelle à la longueur d'onde ; en général une dégradation ou cavité de taille inférieure à la moitié de la longueur d'onde ne peut être détectée (Kasal et al., 2011b). En cela, les ondes ultrasonores présentent un avantage par rapport aux ondes acoustiques étant donné que leurs fréquences sont très élevées à celles des ondes acoustiques. La Figure 1.14 présente un exemple de signal mettant en exergue la présence de dégradations dans un élément en bois.

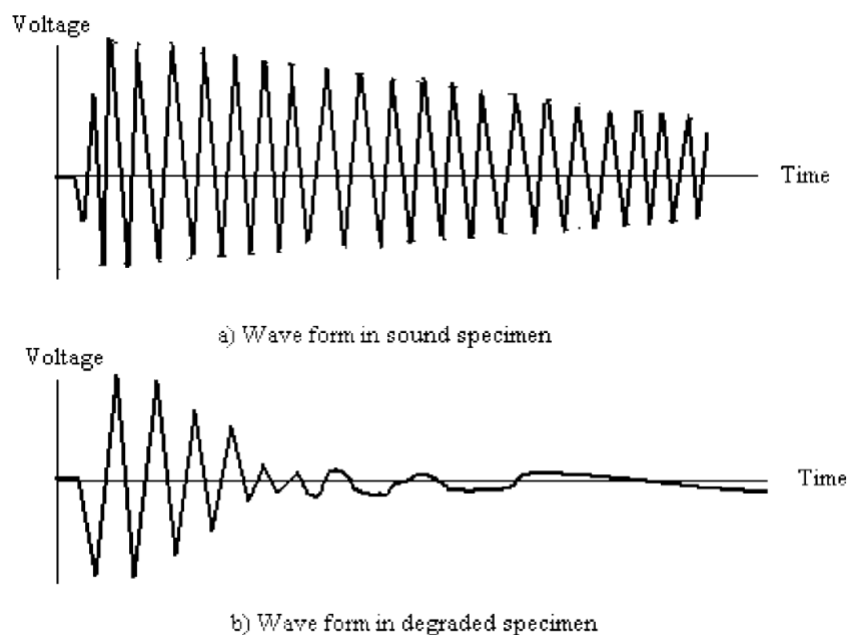


Figure 1.14- Exemples de comportement d'onde : (a) élément sans défaut ; (b) élément dégradé (Kasal et al., 2011b)

Par ailleurs, la mesure du temps de propagation d'onde permet d'estimer les propriétés mécaniques du bois à partir de corrélations. L'équation (1.13) présente une relation pour l'évaluation du module dynamique E_d à partir de la vitesse d'onde V , de la masse volumique ρ et du coefficient de Poisson ν dans un milieu 3D.

$$E_d = V^2 \rho \left[\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \right] \quad (1.13)$$

En pratique, bien que le comportement du bois ne soit ni homogène ni isotrope, l'équation (1.14) peut être utilisée et est devient en 1D :

$$E_d = V^2 \rho \quad (1.14)$$

Ilharco *et al.* (Ilharco *et al.*, 2015) ont déterminé ainsi localement le module dynamique de planchers en bois dans le cadre d'une évaluation globale et locale des propriétés mécaniques par une analyse dynamique et l'utilisations de méthodes d'END. Cette approche a également été utilisée par Dackermann *et al.* (Dackermann *et al.*, 2014). Le module d'élasticité longitudinal dynamique étant assez bien corrélé avec le module statique (Tableau 1.2), il peut alors être possible de déterminer le module statique dont dépendent les autres propriétés mécaniques (modules de cisaillement, résistance en flexion, compression ou traction).

Tableau 1.2- Corrélations entre modules d'élasticité dynamique et statique, extrait de (Kasal et al., 2011b)

Matériau	Chargement statique	Corrélation R ²
Bois sans défaut	Compression	0,96
Bois sans défaut	Flexion	0,96
Bois de charpente	Flexion	0,81-0,85
Bois de charpente nouveaux	Flexion	0,76
Bois de charpente sans défaut	Flexion	0,90
Pieux traités préservés	Flexion	0,58
Bois de charpente ancien		0,65
Bois de charpente neuf		0,70

L'estimation du module dynamique dépend de la densité, celle-ci pouvant être variable le long d'un élément structural. La corrélation totale entre la vitesse d'onde mesurée et le module statique ou les résistances est alors le produit de corrélations. Il est donc nécessaire que les essais d'onde de contrainte soient couplés à des méthodes fiables de détermination de la densité. C'est le cas de (Ericsson *et al.*, 2017) où des mesures ultrasonores ont été couplées aux densités estimées par Resistograph® pour le diagnostic des structures du toit du musée national de Stockholm en Suède. De plus, l'équation (1.11) est basée sur l'hypothèse que la longueur L parcourue par l'onde est rectiligne entre les deux points des transducteurs alors qu'elle peut être plus étendue en présence de nœuds et déviations du fil.

1.3.3.3 Autres techniques potentielles d'END : le radar et la thermographie infrarouge

Le RADAR (issu de l'acronyme anglais Radio Detection And Ranging) est un système qui utilise les ondes électromagnétiques (EM) pour la détection des objets, la mesure de distance et la localisation de défauts. Dans le domaine du Génie Civil, le radar est utilisé pour la détection des objets enfouis ou encore des fissures dans les sols d'où l'appellation GPR (Ground Penetrating Radar). Il est utilisé pour la caractérisation des sols et des matériaux comme le béton, la maçonnerie et le bois (Mai, 2015).

L'équipement constitutif pour l'utilisation du radar dans les structures de Génie Civil est composé d'un générateur à impulsion d'ondes EM, d'une source d'énergie, de deux antennes (une pour la transmission et l'autre pour la réception) et d'un ordinateur pour le traitement de signaux. L'énergie de radiation des ondes EM se propage dans le matériau et peut être atténuée, réfléchiée et réfractée sur toute interface à différente permittivité (Sbartai, 2011).

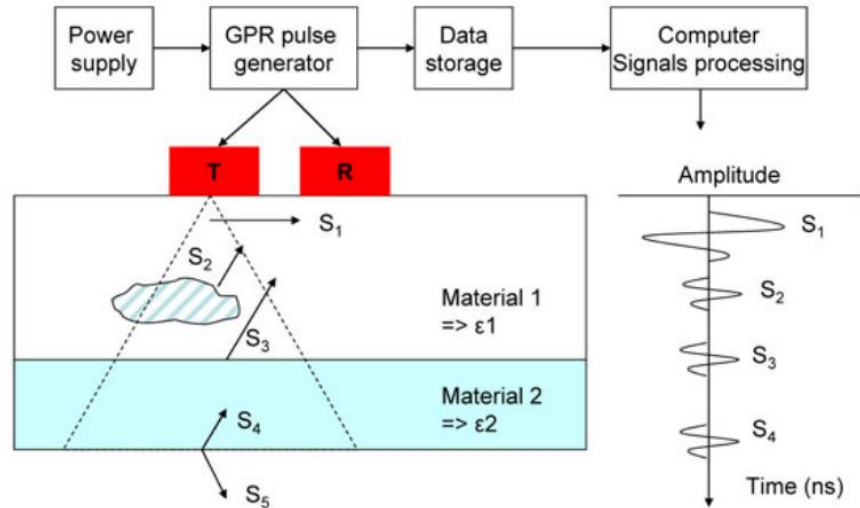


Figure 1.15- Schéma du principe de mesure du radar à l'aide d'antennes couplées au sol (Sbartai, 2011)

Dans le domaine de la construction bois, l'utilisation du radar trouve son avantage dans la détection des défauts de pourriture (Muller, 2003) et l'inspection des poutres pour la reconstruction 3D et des détails d'assemblages dans les monuments historiques (Lualdi *et al.*, 2003). De même, le radar permet le balayage rapide de grandes surfaces en un temps relativement court, la mesure du taux d'humidité (Reci *et al.*, 2016 ; Riggio *et al.*, 2014 ; Rodríguez-Abad *et al.*, 2010). Cependant, le radar ne permet pas l'évaluation des propriétés mécaniques d'éléments structuraux en bois. Il est à noter également que le radar est très sensible aux variations d'humidité et que son application sur site est limitée en raison des variations des propriétés physiques (densité, direction du fil, hétérogénéité, défauts, etc.) du bois dans la structure (Sbartai, 2011). L'interprétation des données et le post-traitement requièrent aussi une expertise.

La Thermographie Infrarouge (TIR) est une technique d'END qui mesure le rayonnement émis, réfléchi ou rétrodiffusé par un matériau (Figure 1.16). Ce rayonnement indique indirectement les températures et permet de révéler la présence d'hétérogénéités existant au-delà de la surface visible. Ainsi la surface du matériau est caractérisée par son émissivité ε qui détermine sa capacité à émettre un rayonnement. Dans le domaine des constructions bois, López *et al.* (López *et al.*, 2018) ont réalisé des études sur des échantillons de différentes espèces de bois en vue de déterminer leur émissivité.

Pour utiliser la TIR, une caméra thermique et son ordinateur intégré sont nécessaires pour convertir le flux de rayonnement en image visible avec différentes palettes de couleur auxquelles sont associées des températures.

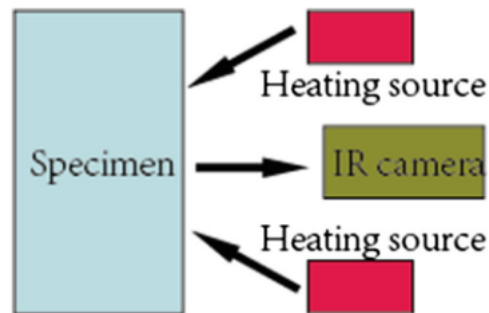


Figure 1.16- Principe de la TIR avec deux sources de chaleur (H. Zhang *et al.*, 2019)

Sur site, l'utilisation de la TIR semble limitée à cause des variations des conditions ambiantes. Mais quelques études ont quand même été réalisées par Kandemir-Yucel *et al.* (Kandemir-Yucel *et al.*, 2007) sur l'évaluation *in situ* d'une structure ancienne en bois, la Mosquée Aslanhane à Ankara en Turquie. Les auteurs ont combiné la TIR à la méthode des ultrasons et aux essais en laboratoire pour faire un diagnostic de l'état de préservation de la structure. Les résultats ont indiqué que les zones humides au sein de la structure sont associées à des problèmes de drainage du toit. L'estimation du taux d'humidité est également possible au vu de la grande sensibilité à l'eau de la technique. La TIR permet d'accroître les connaissances sur un monument historique à travers l'identification des zones cachées, la détection de dégradations, etc. Un point critique de l'utilisation de cette technique réside dans le choix du temps adéquat pour réaliser le test *in situ* (Kandemir-Yucel, 2010). Pour l'analyse des pièces métalliques, il arrive que certaines pièces n'émettent pas suffisamment de chaleur et doivent subir une perturbation pour leur apporter de la chaleur : on parle de thermographie infrarouge active ou stimulée (H. Zhang *et al.*, 2019). La même technique pourrait être utilisée à l'échelle structurale sur les structures en bois en profitant du rayonnement solaire pour réchauffer les structures. Ainsi, il serait plutôt souhaitable d'appliquer la technique après des périodes de chaleur ou d'ensoleillement.

1.3.3.4 Synthèse

Dans les sections précédentes, nous avons décrit les principes physiques de quelques méthodes d'END largement utilisées dans l'évaluation sur site des structures anciennes en bois. Ces techniques ont leurs champs d'application et leurs limitations. La fiabilité des résultats issus de leur utilisation dépend de l'humidité, de l'essence du bois et de l'expertise de l'opérateur. Plusieurs autres techniques sont utilisées pour l'analyse des structures en bois. On distingue les méthodes vibratoires (Altunisik *et al.*, 2019; Reynolds *et al.*, 2015), la radiographie et les techniques de tomographie (Riggio *et al.*, 2015). Parmi ces techniques, certaines sont utilisées pour la localisation de défauts, les mesures de propriétés physiques (densité et taux d'humidité) et l'estimation des propriétés mécaniques (modules et résistances des pièces en bois). Les limites des méthodes d'END sur les structures en bois sont liées à la variabilité du matériau et des facteurs environnementaux tels que la température ambiante et le taux d'humidité de l'air. De plus, elles donnent des résultats locaux (voire très ponctuels dans le cas du Resistograph® par

exemple) qui ne peuvent être généralisés à l'échelle structurale et qui sont grandement influencés par les défauts présents au sein des structures. Néanmoins, les paramètres mécaniques étant corrélés avec la densité du matériau, il est possible d'avoir de bonnes corrélations lorsque la densité mesurée se rapproche de la densité réelle (Maurin and Dumail, 2008). Pour un élément structural, envisager plusieurs mesures afin de caractériser la distribution de densités peut être une option. Dans la pratique, les techniques de mesure sont couplées (Kandemir-Yucel *et al.*, 2007; Riggio *et al.*, 2017) et le couplage des techniques d'END constitue actuellement le seul moyen de vérifier les résultats obtenus ou de les confronter.

Dans notre travail, seuls la résistance au forage, les méthodes basées sur les ondes élastiques (Impact Echo et ultrasons) et le radar sont utilisés. Toutefois, nous présentons dans le Tableau 1.3 un récapitulatif non exhaustif des techniques de CND applicable sur site pour les structures en bois, les paramètres mesurés, déductibles, le champ d'investigation de chaque technique ainsi que leurs applications. Dans ce tableau, le module d'élasticité longitudinal est désigné par l'acronyme MOE et le module de rupture par MOR.

Tableau 1.3- Récapitulatif des techniques de CND sur les structures en bois et leurs utilisations

Techniques	Sources	Paramètres mesurés	Paramètres déductibles	Champ d'investigation de la technique	Mesure d'humidité	Évaluation de défauts internes	Estimation de propriétés mécaniques	Utilisation*
Résistance au forage	(Lear <i>et al.</i> , 2010)	Énergie nécessaire au perçage	Densité	Ponctuel, selon la longueur de la mèche	Non	Localisation et quantification	MOE statique, MOR avec faible corrélation	U
Impact Echo	(Kasal <i>et al.</i> , 2011b)	Temps de vol	Vitesse de l'onde	Linéaire suivant la direction de propagation	Non	Limitée	MOE dynamique	U
Méthode aux ultrasons	(Kasal <i>et al.</i> , 2011b)	Temps de vol	Vitesse de l'onde	Linéaire suivant la direction de propagation	Non	Limitée	MOE dynamique	U
Ground penetrating radar	(Sbartai, 2011)	Amplitude d'un signal	Énergie de radiation des ondes EM	Dépend de l'humidité, de la densité et de la fréquence d'onde	Oui	Localisation possible	Non	U
Thermographie Infrarouge	(López <i>et al.</i> , 2018)	Rayonnement thermique	Gradients de température	Dépend de la profondeur de champ de la caméra	Oui	Localisation possible	Non	NU
Radiographie numérique	(Kasal <i>et al.</i> , 2011a)	Intensité de radiation	Atténuation relative	< 2% de l'épaisseur de l'élément	Non	Localisation possible	Non	NU
Méthodes vibratoires	(Ilharco <i>et al.</i> , 2015)	Fréquences de signal	Fréquences et modes propres de vibration		Non	Oui	MOE statique et dynamique	NU

* U : technique utilisée ; NU : technique non utilisée

1.4 Importance de la modélisation mécanique pour le diagnostic de structures anciennes en bois

Au paragraphe 1.3.2.2, nous avons évoqué l'importance d'une étude mécanique dans le diagnostic des structures anciennes en bois. L'étude mécanique peut fournir des informations sur les niveaux de contraintes dans les structures et épauler le diagnostic effectué au travers de l'inspection visuelle et des outils d'END. Une étude mécanique peut également être entreprise dans le but d'évaluer la sécurité d'une structure ou en planifier l'exploitation afin de garantir la pérennité. Elle passe généralement par la mise en place de modèles mécaniques pouvant décrire au mieux le comportement de la structure et tenir compte de ses particularités (éléments, assemblages, dégradés ou non, etc.). Dans cette partie, on s'intéresse à la modélisation mécanique et aux aspects particuliers à prendre en compte dans le cas des structures anciennes en bois.

1.4.1 Modélisation numérique des structures en bois

La modélisation numérique des structures anciennes en bois est très importante pour comprendre leur fonctionnement mécanique dans la mesure où ces structures n'ont pas été conçues et construites selon les règles de construction modernes. Les tentatives de justification des structures anciennes selon les règles de construction modernes peuvent conduire à des interventions abusives et non justifiées pour les experts du patrimoine. Dans le domaine de la recherche, la modélisation par éléments finis (MEF) est l'une des techniques les plus utilisées dans le cadre de modèles de structures (Huo *et al.*, 2009; Cointe *et al.*, 2007). Les hypothèses de modélisation dépendent de plusieurs facteurs :

- la dimension du problème : structure modélisée dans un espace 2D ou 3D ;
- la taille de la structure : modélisation de la totalité ou d'une partie de la structure selon que l'étude est axée sur le comportement global de la structure ou sur une sous-structure donnée.

1.4.2 Modélisation du bois à l'échelle du matériau : critères de ruine

Le paragraphe 1.2.3.1 démontre que le comportement du bois n'est pas le même selon la direction considérée et selon le type de sollicitation appliquée. Généralement, le comportement linéaire du bois est suffisant pour la modélisation de grandes structures en bois. Cependant, la prise en compte du comportement non linéaire avec la considération des critères de rupture peut s'avérer nécessaire dans la modélisation des structures à une échelle plus réduite, celle des assemblages par exemple (Lemaître, 2020; Oudjene and Khelifa, 2009; Xu, 2009).

Hill (Hill, 1948) a été le premier à mener des études sur la plasticité des matériaux anisotropes. Le critère de Hill est souvent utilisé dans la modélisation du bois à cause du caractère ductile du bois en compression. Le critère de Hill est le critère de Von Mises généralisé à un matériau anisotrope et la contrainte équivalente est exprimée de la façon suivante :

$$\bar{\sigma} = \left[a_1(\sigma_y - \sigma_z)^2 + a_2(\sigma_z - \sigma_x)^2 + a_3(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 3a_4\tau_{zx}^2 + 3a_5\tau_{yz}^2 + 3a_6\tau_{xy}^2 \right]^{1/2} / \sqrt{2} \quad (1.15)$$

$$a_1 = \frac{2}{f_{c,90}^2} - \frac{1}{f_{c,0}^2}; a_2 = a_3 = \frac{1}{f_{c,0}^2}; a_4 = a_5 = a_6 = \frac{2}{3f_v^2}$$

σ_i et τ_{ij} ($i, j = x, y, z$) sont les contraintes normales et tangentielles, $f_{c,0}$ et $f_{c,90}$ les résistances en compression longitudinale transversale et f_v désigne la résistance au cisaillement.

Dans l'équation (1.15), seules les résistances en compression du bois sont prises en compte dans le critère de Hill alors que le bois est un matériau dissymétrique, c'est-à-dire ne possède pas la même résistance en traction qu'en compression d'autant plus que la résistance en traction perpendiculaire au fil est inférieure à celle en compression perpendiculaire au fil. Comme le critère de Hill ne permet pas de représenter le comportement fragile du bois en traction et cisaillement, d'autres critères sont proposés pour tenir compte de la dissymétrie entre traction et compression et prédire la charge ultime.

Le critère de Hoffman (Hoffman, 1967) cité dans (Xu, 2009) de même que celui de Tsai-Wu sont utilisés pour la prise en compte de la dissymétrie entre les résistances en compression et en traction et la considération de l'interaction entre les sollicitations uniaxiales dans le bois. Xu (Xu, 2009) a utilisé conjointement les critères de Hill et de Hoffman pour modéliser le comportement du bois dans des assemblages bois-métal. Dans ce modèle, l'auteur montre que la loi d'écoulement plastique en compression pouvait ainsi être gérée par le critère de Hill et la rupture fragile du bois en traction gérée par le critère de Hoffman. Le critère de Hoffman est donné par la relation (1.16) :

$$\left[C_1(\sigma_y - \sigma_z)^2 + C_2(\sigma_z - \sigma_x)^2 + C_3(\sigma_x - \sigma_y)^2 + C_4\sigma_x + C_5\sigma_y + C_6\sigma_z + C_7\tau_{yz}^2 + C_8\tau_{xz}^2 + C_9\tau_{xy}^2 \right] \leq 1$$

$$C_1 = \frac{1}{f_{t,90}f_{c,90}} - \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}; C_2 = C_3 = \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}; C_4 = \frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}}; \quad (1.16)$$

$$C_5 = C_6 = \frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}}; C_7 = C_8 = C_9 = \frac{1}{f_v^2}$$

$f_{t,0}$ et $f_{t,90}$ les résistances en traction longitudinale et transversale.

1.4.3 Comportement et modélisation des assemblages

















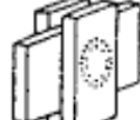
Les assemblages occupent une place importante dans la conception de structures en bois et dans la tenue mécanique de structures existantes. Ce sont souvent des éléments dimensionnants et des points faibles s'ils sont mal conçus. Afin de bien modéliser les assemblages dans les structures en bois, il est

nécessaire de comprendre leur fonctionnement. A cet effet, Le Govic (Le Govic, 1995) fait ressortir cinq principales fonctions de service des moyens d'assemblages dans les structures en bois :

- Répartir et transmettre les efforts entre organes ou matériaux d'assemblages ;
- Transmettre les efforts du bois, soit directement entre pièces, soit vers un organe de répartition ;
- Liaisonner des éléments entre eux et maintenir le dispositif d'assemblage ;
- Supprimer les déplacements entre les organes d'assemblages et le bois ;
- Renforcer localement le bois dans la zone d'assemblage.

Le Govic (Le Govic, 1995) réalise également une classification des assemblages dans les structures en bois (Tableau 1.4) qu'on peut distinguer en assemblages traditionnels et mécaniques.

Tableau 1.4- Classification des assemblages selon leur géométrie et le type d'efforts transmis (Le Govic, 1995)

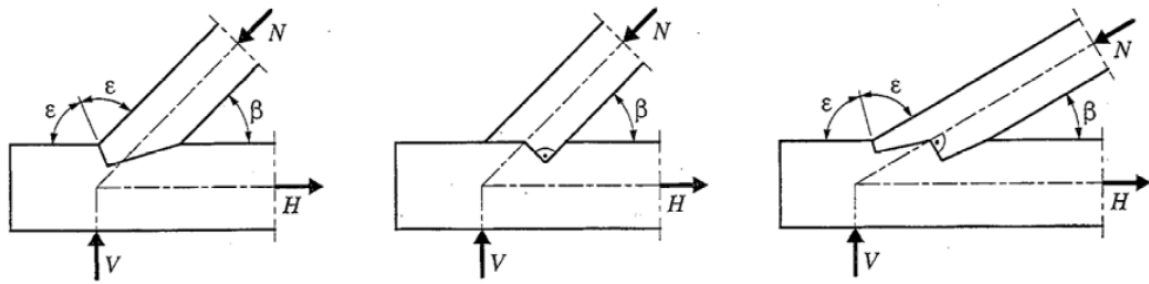
Géométrie	Effort normal		Effort tranchant	Moment fléchissant
				
				
				
				

Nous présentons dans la suite quelques types d'assemblages traditionnels les plus rencontrés dans les structures en Europe.

1.4.3.1 Typologie et comportement des assemblages traditionnels en bois

Les assemblages à embrèvement

Les assemblages par embrèvement sont utilisés pour assembler des pièces lorsqu'elles forment un angle aigu (inférieur à 90°) et transmettent par contact direct entre les pièces des efforts de compression. Dans les structures en bois, ils se retrouvent souvent dans les charpentes pour l'assemblage des arbalétriers aux entrants ou de contrefiches aux poteaux. Ce type d'assemblages sollicite l'entrant ou le poteau en cisaillement et selon la longueur d'avant-bois ou du talon, on distingue l'embrèvement simple, l'embrèvement arrière et l'embrèvement double (Figure 1.17).



Embrèvement simple

Embrèvement arrière

Embrèvement double

Figure 1.17- Principaux types d'embrèvements (Natterer, 2004)

Branco *et al.* (Branco *et al.*, 2006) ont étudié le comportement mécanique des assemblages à embrèvement à travers des essais monotones et cycliques. Les auteurs ont mis en évidence le comportement ductile (Figure 1.18) des assemblages selon le niveau de contrainte en compression dans l'arbalétrier (1,4 MPa et 2,5 MPa).

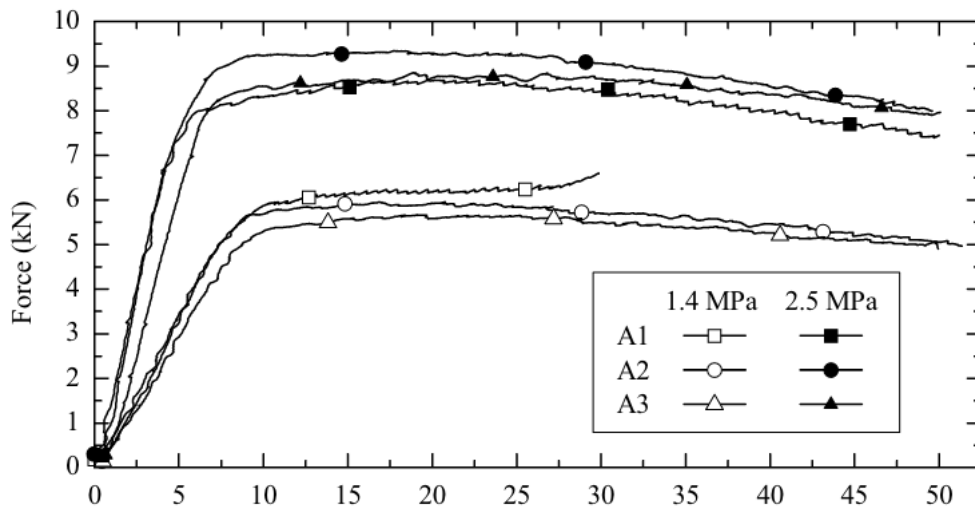


Figure 1.18- Courbes forces-déplacement des essais de compression sur des assemblages à embrèvement (A1, A2 et A3 sont les trois éprouvettes testées) (Branco *et al.*, 2006)

A travers des essais cycliques, la capacité résistante de ces assemblages à des charges sismiques a été étudiée (Branco *et al.*, 2006) et il apparaît que la capacité résistante de ces assemblages peut nettement être améliorée par des techniques de renforcement (introduction de tiges métalliques par exemple). En effet, des organes de type tige (chevilles en bois, boulons, broches, etc.) peuvent être utilisés pour assurer le maintien de l'assemblage et reprendre des efforts de traction et cisaillement.

Les assemblages à mi-bois et à enfourchement

Les assemblages de ce type se retrouvent à des endroits où les charges verticales au joint ne sont pas trop importantes ou qu'elles sont étayées par des appuis adéquats. Ces assemblages transmettent des

efforts de compression par contact. De même que le cas des assemblages par embrèvement, des organes de type tiges sont utilisés pour absorber des charges de traction et réduire le glissement relatif des deux pièces, Figure 1.19.

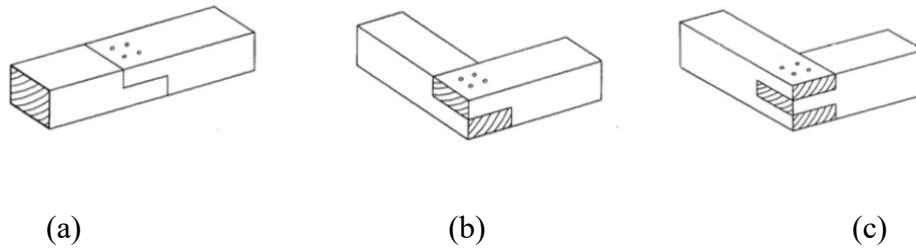


Figure 1.19- Assemblages à mi-bois et à enfourchement : (a) mi-bois pour joints de sablières, traverses, poutres appuyées ; (b) mi-bois pour joints de sablières ; (c) enfourchement (Gotz *et al.*, 2001)

Les assemblages à tenon et mortaise

Les assemblages à tenon et mortaise sont très fréquents dans les structures anciennes en bois. Ils sont utilisés pour les liaisons poutres-poteaux des structures, les liaisons poteaux-contrefiches, etc. Contrairement aux deux types précédemment cités, l'utilisation des chevilles en bois est plus récurrente pour les assemblages à tenon et mortaise. Le comportement mécanique des assemblages à tenon et mortaise a fait l'objet de plusieurs études dans la littérature (Branco *et al.*, 2006; Feio *et al.*, 2014; Shanks *et al.*, 2008). La Figure 1.20 montre différentes géométries d'un assemblage à tenon et mortaise.

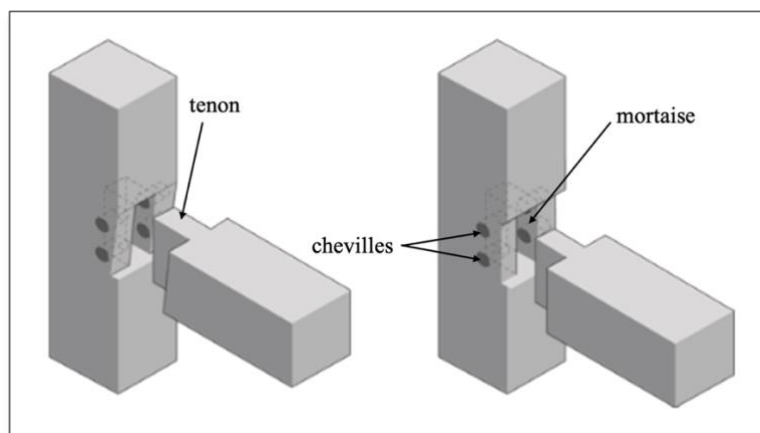


Figure 1.20- Géométrie d'un assemblage à tenon et mortaise (Xu, 2009)

Shanks *et al.* (Shanks *et al.*, 2008) ont mené une campagne expérimentale sur des assemblages à tenon et mortaise au cours de laquelle l'influence des facteurs tels que le diamètre, la forme des chevilles et les distances de rive et d'extrémité a été étudiée. Les assemblages ont été testés en traction. On note que la rigidité relative des chevilles et la densité du bois du tenon et de la mortaise influencent grandement les modes de rupture et la capacité résistante des assemblages. Des résultats similaires ont

été obtenus par (Miller and Schmidt, 2004; Schmidt and Daniels, 1999) qui, par des essais sur des chevilles et des assemblages, ont évalué la contribution de la cheville à la capacité résistante en traction des assemblages. Pour Shanks *et al.* (Shanks *et al.*, 2008), une distance minimale de rive (double du diamètre de la cheville) est également requise pour empêcher la rupture par cisaillement de bloc de la mortaise et permettre à l'assemblage d'atteindre sa capacité résistante optimale. Feio *et al.* (Feio *et al.*, 2014) ont réalisé une étude comparative à travers des essais de compression et une modélisation aux éléments finis. Ils ont démontré que la capacité portante en compression des assemblages dépend de la résistance en compression perpendiculaire du bois et de la raideur normale des éléments d'interface représentant le contact entre la pièce comportant le tenon et celle de la mortaise. L'ajustement du tenon et de la mortaise est aussi important dans le comportement en flexion des assemblages à tenon et mortaise, surtout lorsqu'ils ne sont pas chevillés. En effet, la présence et la taille des jeux d'assemblages affectent ses propriétés mécaniques comme la raideur rotationnelle, le glissement initial et l'énergie de déformation (Chen *et al.*, 2014; Ogawa *et al.*, 2016).

1.4.3.2 Raideurs d'assemblages

L'étape la moins aisée dans la modélisation des assemblages est l'estimation de leurs raideurs (axiale, flexionnelle, etc.). La prise en compte des raideurs d'assemblage dans les modèles de structures en bois est importante car elle permet de mieux décrire la distribution des efforts dans les éléments structuraux vu que les charges dans une structure suivent les chemins de grande rigidité. Sur le plan réglementaire, l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1, 2005) propose des relations empiriques pour estimer la raideur ou le module d'un assemblage bois-bois avec un organe de fixation de type tige métallique. La raideur ou module de glissement K_{ser} est donnée par organe de fixation et par plan de cisaillement et dépend de deux paramètres physiques : la masse volumique du bois et le diamètre de l'organe de fixation. La formule de l'Eurocode 5 est donnée par l'équation (1.17) :

$$K_{ser,EC5} = \frac{\rho_m^{1,5} d}{23} \quad (1.17)$$

Avec ρ_m la masse volumique moyenne du bois en kg/m^3 , d le diamètre de l'organe en mm et $K_{ser,EC5}$ en N/m.

Cette formulation de l'Eurocode 5 n'est valable que pour les organes de type tige métalliques (broches, boulons, tire-fond, etc.) et ne considère pas l'influence de l'angle de chargement. En effet, la faible résistance du bois dans la direction transversale par rapport à celle longitudinale n'est pas prise en compte. Contrairement à l'Eurocode 5, cette distinction est faite dans la réglementation suisse (SIA 265, 2012) qui propose deux expressions dont l'une pour une raideur axiale $K_{ser,SIA265,0^\circ}$ et l'autre pour une raideur transverse $K_{ser,SIA265,90^\circ}$ de l'assemblage.

$$K_{ser,SIA265,0^\circ} = 3 \rho_k^{0,5} d^{1,7} \quad (1.18)$$

$$K_{ser,SIA265,90^\circ} = K_{ser,SIA265,0^\circ}/2 \quad (1.19)$$

Avec ρ_k la masse volumique caractéristique du bois.

Les relations (1.17) - (1.19) permettent de déterminer la raideur par organe d'assemblage et par plan de cisaillement. Pour l'étude des structures anciennes en bois où la plupart des organes d'assemblages sont des chevilles en bois (contrairement aux broches et boulons spécifiés dans les normes), il est proposé dans (Ceccotti *et al.*, 1998) cité dans (Cointe *et al.*, 2007) d'adapter la formule de l'Eurocode 5 en divisant la valeur du module K_{ser} par 2. Cela conduit à :

$$K_{ser,bois} = K_{ser,EC5}/2 \quad (1.20)$$

La détermination des raideurs par une méthode analytique se base sur des hypothèses simplificatrices car il n'est pas possible aujourd'hui de décrire analytiquement les interactions mises en jeu entre les éléments en bois pour constituer l'assemblage. De même la variabilité du bois et la spécificité de chaque assemblage font que les formules proposées par l'Eurocode 5 se traduisent par une sous-estimation ou une surestimation des raideurs d'assemblages (Sandhaas and Van de Kuilen, 2017) par rapport au cas expérimental (Figure 1.21).

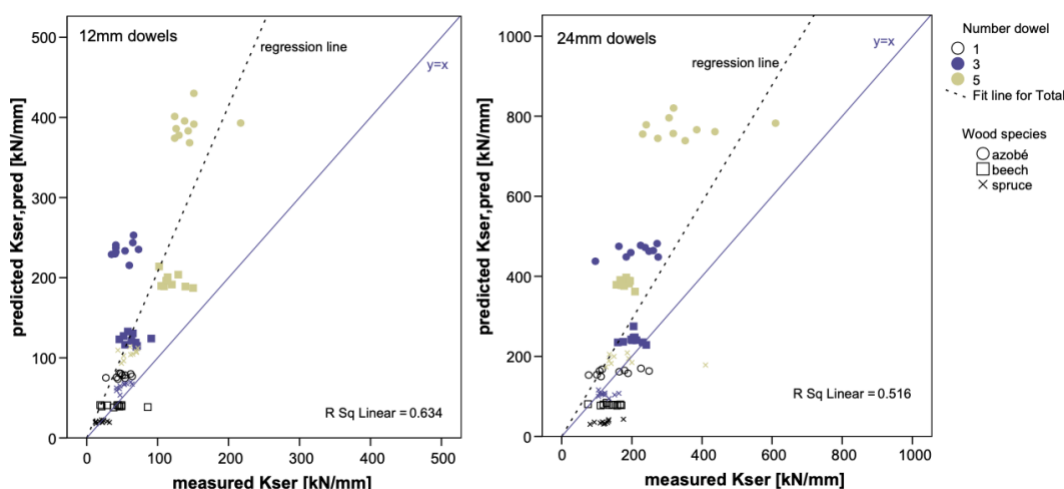


Figure 1.21- Comparaison entre raideur expérimentale et raideur analytique (Sandhaas and Van de Kuilen, 2017)

La semi-rigidité en rotation des assemblages bois a également été considérée dans plusieurs études (Fang *et al.*, 2019; Gečys and Daniūnas, 2017; Sui *et al.*, 2009) car la raideur rotationnelle des assemblages influence la distribution des moments dans la structure d'autant plus que les assemblages de structures anciennes en bois ne sont pas exempts d'imperfections d'exécution (jeux d'assemblages, excentrement des axes des éléments, etc.). Bien que plusieurs études sur l'estimation des raideurs assemblages existent, la plupart portent sur des assemblages bois avec des organes métalliques ou des assemblages sans organe de fixation. En effet, la capacité de rotation des organes métalliques est

supérieure à celle des chevilles en bois et la raideur rotationnelle de l'assemblage dépend du nombre et de la disposition des chevilles.

Shanks et Walker (Shanks and Walker, 2005) ont réalisé des essais de traction (pull-out tests), de flexion et de cisaillement sur des assemblages à tenon et mortaise chevillés en chêne vert dans l'objectif d'évaluer le comportement de ces assemblages à diverses sollicitations. Les auteurs ont montré que la raideur rotationnelle de l'assemblage, évaluée par la relation moment-rotation ($M - \theta$) peut être estimée à partir du comportement de l'assemblage en traction (pull-out test). En effet, le moment maximal de rotation correspondrait à l'instant où l'extrémité du tenon se retrouve en appui direct sur le dessus de la mortaise (Figure 1.22). Cependant, aucune formulation analytique n'a été proposée.

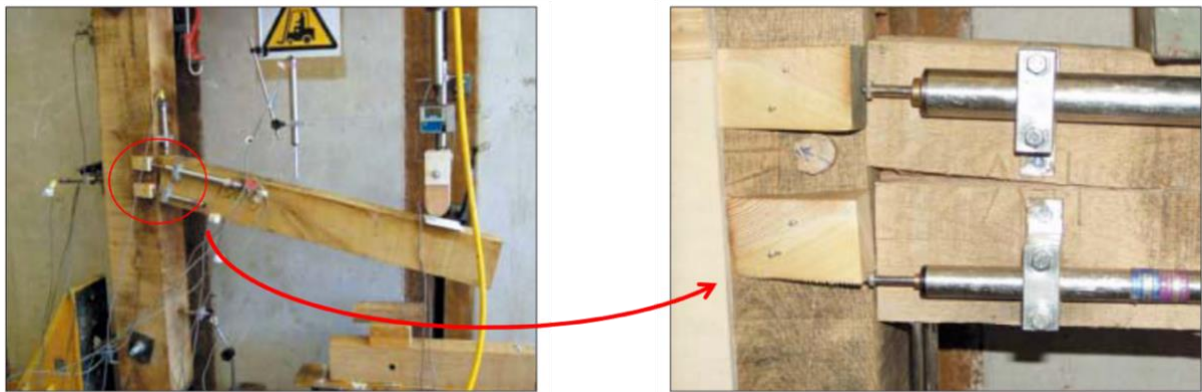


Figure 1.22- Dispositif d'essai de flexion sur des assemblages à tenon et mortaise avec chevilles en bois (Shanks and Walker, 2005)

La dépendance de la raideur rotationnelle $K_{ser,rot}$ (K_θ) en fonction de celle axiale est également considérée par (Descamps *et al.*, 2007) qui propose le schéma de la Figure 1.23 pour estimer la raideur rotationnelle en négligeant l'écrasement de contact du tenon sur la mortaise. Sur ce schéma, le rond rouge représente le centre de rotation tandis que le rond blanc représente la cheville et la force F est celle exercée par la cheville sur le tenon.

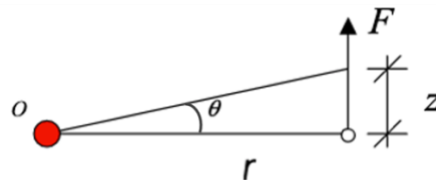


Figure 1.23- Schéma du principe d'estimation de la raideur rotationnelle (Descamps *et al.*, 2007).

La raideur rotationnelle est alors estimée par l'équation (1.21) :

$$K_{ser,rot} = \frac{M}{\theta} \quad (1.21)$$

Or pour des angles θ faibles, on peut faire l'approximation :

$$\theta \approx \tan \theta = \frac{z}{r} = \frac{F/K_{ser}}{r} \quad (1.22)$$

En remplaçant θ par son expression dans la relation (1.22), il vient donc :

$$K_{ser,rot} = \frac{F \times r}{F/rK_{ser}} = K_{ser}r^2 \quad (1.23)$$

La généralisation de la relation (1.23) à plusieurs organes d'assemblages permet d'écrire :

$$K_{ser,rot} = \sum_{i=1}^n K_{ser,i}r_i^2 \quad (1.24)$$

où n est le nombre d'organes d'assemblage, $K_{ser,i}$ le module de glissement de l'organe i et r_i la distance entre le centre de raideur et l'organe i .

D'après tout ce qui précède, il est évident que la détermination des raideurs d'assemblages traditionnels en bois est une étape difficile dans la modélisation de ces derniers du fait de l'insuffisance de travaux sur ces assemblages et de la pluralité des assemblages existants. Les raideurs obtenues expérimentalement ne sont pas toujours en adéquation avec les relations proposées dans les différentes normes. En outre, l'estimation des raideurs d'assemblages bois chevillés demeure un problème ouvert, la littérature ne proposant aucune technique permettant d'obtenir sur site les raideurs et résistances d'assemblages.

1.4.3.3 Capacités résistantes des assemblages

Le comportement des assemblages bois dépend de la nature et de la direction de la sollicitation appliquée. Les assemblages sans organes de fixation transmettent des efforts de compression par contact bois/bois mais deviennent non résistants en cas d'inversion de charges dans la structure. Lorsqu'ils sont chevillés, non seulement le déplacement est réduit entre les éléments en bois mais l'assemblage transmet des efforts de traction par le biais des chevilles qui sont alors sollicités en double cisaillement. Dans le cadre du dimensionnement des assemblages de structures en bois, l'Eurocode 5 propose des méthodes de calcul basées sur la théorie de l'analyse limite de Johansen (Johansen, 1949) qui distingue 4 différents modes de ruine pour les assemblages bois/bois dont les organes sont sollicités en double cisaillement et qui peuvent survenir de manière isolée ou combinée. Ainsi, la ruine en traction des assemblages à tenon et mortaise avec organes de type tige résulte généralement de l'un ou de la combinaison des 4 différents modes de rupture suivants (Figure 1.24 (a)) :

- Rupture de la mortaise par écrasement du bois (g)
- Rupture du tenon par écrasement du bois (h)
- Rupture de la cheville par formation d'une rotule plastique et écrasement du bois (j)
- Rupture de la cheville par formation de plusieurs rotules plastiques et écrasement du bois (k)

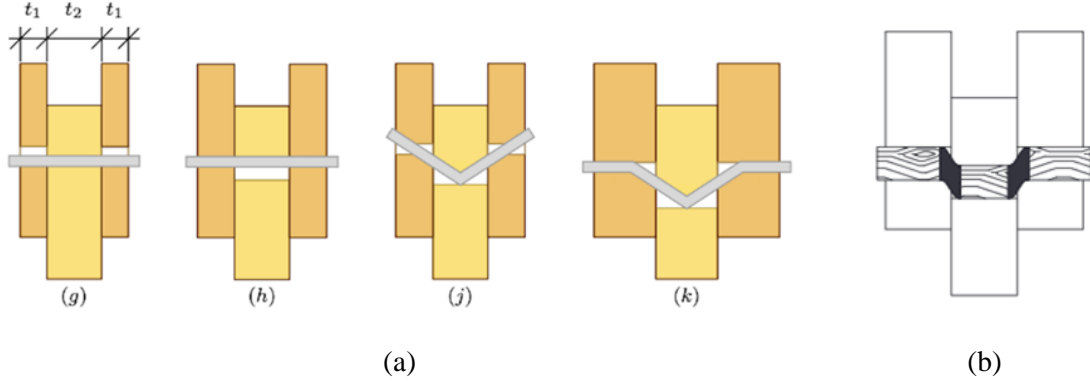


Figure 1.24 : Modes de ruine des assemblages bois-bois à deux plans de cisaillement (a) Eurocode 5 et (b) (Miller et al., 2010)

La capacité résistante en traction de l'assemblage est alors définie comme la valeur minimale de l'ensemble de ces modes potentiels de rupture :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left(\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (j) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{array} \right. \quad (1.25)$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

$F_{v,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement en N, $f_{h,i,k}$ est la portance locale de l'élément en bois i en MPa ; t_i est l'épaisseur de l'élément en bois i en mm, d le diamètre de l'organe d'assemblage en mm, $M_{y,Rk}$ désigne la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe en N.mm et $F_{ax,Rk}$ représente la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement axial de l'organe en N.

Des études expérimentales (Sandberg *et al.*, 2000; Schmidt and Daniels, 1999) ont été réalisées sur des chevilles en bois et sur des assemblages à tenon et mortaise en bois résineux avec des chevilles

en bois résineux ou feuillus. Ces études ont abouti à la proposition d'un nouveau mode de ruine spécifique aux chevilles en bois en complément des modes de ruine de l'Eurocode 5. Ce cinquième mode de ruine formulé dans (Miller *et al.*, 2010) découle de multiples fractures de cisaillement transverses réparties sur le diamètre des chevilles (Figure 1.24 (b)) et la capacité résistante de l'assemblage résultant de ce dernier mode de ruine est donnée par la relation :

$$Z_v = \frac{\pi d^2 \sigma_v}{2R_d}; \sigma_v = 33,440 G_{PEG} G_{BASE}^{\frac{3}{4}} \quad (1.26)$$

Où Z_v est la capacité résistante de l'assemblage, σ_v est la contrainte admissible en cisaillement en MPa de la cheville de diamètre d en mm, G_{PEG} et G_{BASE} sont respectivement la densité du bois de la cheville et la densité du bois de la mortaise et R_d est un coefficient réducteur égal à 3,5.

En conclusion, le comportement global des assemblages à tenon et mortaise avec chevilles en bois obtenu expérimentalement est de nature ductile bien que le bois seul ait un comportement fragile en traction et cisaillement. Le comportement peut être décomposé en trois parties :

- Une première partie non-linéaire correspondant à la phase de mise en place liée au jeu initial dans l'assemblage et aux imperfections géométriques comme le mauvais ajustement du tenon dans la mortaise (non présentée sur la Figure 1.25) ;
- Une deuxième partie linéaire définissant le domaine élastique lorsqu'il existe (Figure 1.25) ;
- Et une troisième partie non linéaire pour des efforts élevés avant la rupture (Figure 1.25).

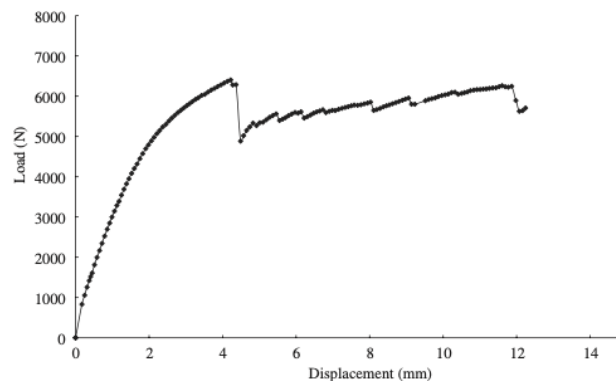


Figure 1.25- Exemple de courbe force-déplacement pour un assemblage à tenon et mortaise avec chevilles soumis à un effort de traction (pull-out test) (Shanks *et al.*, 2008)

Il est évident que la modélisation mécanique contribue à la réalisation d'un bon diagnostic en représentant la structure et en simulant les moyens de renforcement en cas de renforcement/restauration d'une structure. Les éléments essentiels à considérer dans la modélisation numérique de structures anciennes en bois ont été présentées et il apparaît que la prise en compte de ces éléments est basée sur la connaissance actuelle à propos du fonctionnement des éléments structuraux et des assemblages dans les structures en bois car des incertitudes demeurent sur les conditions de mise en œuvre (qualité des

bois, etc.) à l'état d'origine. De plus, les paramètres mécaniques d'assemblages ne sont pas directement quantifiables sur site et l'hypothèse est faite que ces paramètres seraient similaires aux valeurs expérimentales obtenues par essais destructifs selon l'appréciation qualitative de l'état d'assemblage. Compte tenu de la variabilité des propriétés du matériau et des éléments et des hypothèses de modélisation, il serait nécessaire d'appuyer l'étude mécanique par une analyse d'incertitudes afin d'évaluer la sécurité de la structure sous divers scénarios de défaillance probables.

1.5 Apport de la fiabilité structurale

Les résultats d'END entachées d'erreurs, l'impact environnemental sur les structures, la variabilité des propriétés des éléments structuraux et assemblages, la méconnaissance de l'histoire de chargement des structures anciennes en bois sont autant d'éléments qui justifient la prise en compte des incertitudes dans l'évaluation de la sécurité de ces structures. La fiabilité d'une structure est sa capacité à satisfaire aux exigences spécifiées sur toute la durée d'utilisation (de service) du projet, pour lesquelles elle a été conçue (ISO 2394, 2015). Dans cette définition, les exigences spécifiées peuvent être d'ordre structurel, l'aptitude au service, etc. Cette section présente les différentes sources d'incertitudes dans l'étude mécanique de structures ainsi que quelques méthodes de fiabilité utilisées pour l'évaluation de la sécurité.

1.5.1 Sources d'incertitudes et représentation

Peu importe l'approche utilisée pour l'étude des structures, les ingénieurs savent qu'elle est sujette à plusieurs sources d'incertitudes. A l'étape de conception, certaines sources peuvent être éliminées et/ou réduites par la mise en place de bonnes procédures de contrôle qualité. Mais, dans le cadre de l'étude des structures existantes, les sources d'incertitudes sont multiples. Les différentes sources d'incertitudes considérées dans l'étude probabiliste d'une structure peuvent être regroupées en trois catégories (Lemaire, 2013; Micol, 2007) :

- Les incertitudes de mesure : elles sont dues au caractère imparfait des instruments de mesure et dépendent de la précision des appareils. Elles peuvent être réduites en vérifiant la robustesse des appareils par des tests de répétabilité.
- Les incertitudes de modélisation : elles sont fortement prises en compte dans l'évaluation de la sécurité des structures. Elles sont liées d'une part au matériau bois (forte variabilité des propriétés physiques et mécaniques du matériau), au choix des modèles utilisés pour décrire le comportement mécanique des assemblages traditionnels en bois ou des lois de probabilité utilisées pour décrire les propriétés, les charges, les résistances, etc. Les incertitudes de modélisation dépendent donc de la connaissance que l'on a de la structure à étudier. D'autre part, l'incertitude provient de la méthode d'analyse et de résolution utilisée. La méthode des éléments finis largement utilisée pour l'étude mécanique des structures est une méthode

numérique basée sur l'approximation et la convergence vers une solution optimale et constitue en elle-même une source d'incertitudes (Micol, 2007).

- Les incertitudes physiques dites aussi intrinsèques : elles proviennent du caractère physiquement aléatoire d'un phénomène ou d'une propriété et ne peuvent être éliminées. L'effet des variations climatiques sur une structure ancienne en bois (Bastidas-Arteaga *et al.*, 2015), la vitesse du vent ou la hauteur variable de la neige impliquant des fluctuations de chargement rentrent dans cette catégorie d'incertitudes, de même que la répartition des nœuds dans une poutre et la variabilité de la densité du bois le long d'un élément structural.

La prise en compte de ces incertitudes dans les modèles de structures se fait de différentes manières. L'approche déterministe voire semi-probabiliste utilisée dans les normes et règles de construction tient compte des incertitudes en considérant les cas défavorables de propriétés de matériaux, de résistances, de chargements. Ainsi, des valeurs caractéristiques (majoration ou minoration de la valeur moyenne du paramètre) sont utilisées en complément de coefficients partiels de sécurité. L'approche probabiliste, quant à elle, considère les paramètres de l'étude comme des fonctions de distributions associant une loi de distribution et ses paramètres descripteurs. Si les données/paramètres de la structure sont mesurables, leurs données statistiques (moyennes, coefficient de variation, etc.) peuvent être utilisées pour ajuster les distributions statistiques à utiliser. Dans le cas contraire, le code de modèles probabilistes (PMC : Probabilistic Model Code) du JCSS (Joint Committee on Structural Safety) (JCSS, 2006) propose des valeurs moyennes, coefficients de variation et types de distributions pour les charges, les paramètres géométriques, les propriétés matérielles, etc. Cependant, les propositions du JCSS en termes de propriétés matérielles sont données pour le bois résineux, les feuillus n'étant pas pris en compte. De plus, aucune mention sur les types de distributions pour les propriétés mécaniques d'assemblages (raideurs et résistances) n'est faite. De nos jours, le développement de méthodes probabilistes a permis l'appréhension de risques de défaillance des structures par des probabilités (Köhler *et al.*, 2007) et par la même l'utilisation de méthodes de fiabilité pour l'évaluation de la sécurité des structures.

1.5.2 Démarche fiabiliste et méthodes de fiabilité structurale

L'évaluation de la sécurité d'une structure par sa fiabilité fait de la fiabilité un indicateur d'aide à la décision utile dans le cadre d'un diagnostic, d'une réhabilitation ou d'interventions sur une structure. La démarche fiabiliste doit donc être rigoureuse afin d'atteindre l'objectif de fiabilité. Le but d'une démarche fiabiliste est généralement d'évaluer la probabilité de défaillance P_f d'un élément ou d'un système vis-à-vis d'un critère de ruine ou d'un état-limite (Choi *et al.*, 2006), équation (1.27) :

$$P_f = P(g(X) \leq 0) = \int_{g(X) \leq 0} f_X(X) dX \quad (1.27)$$

Où $g(X)$ est la fonction d'état-limite, X le vecteur des variables aléatoires x_j considérés et $f_X(X)$ la fonction de probabilité conjointe du vecteur X définie par :

$$f_X(X) \geq 0, \int f_X(X) dX = 1 \quad (1.28)$$

La fonction d'état-limite permet de distinguer trois domaines selon son signe :

- Si $g(X) > 0$; la structure se trouve dans le domaine de sécurité
- Si $g(X) < 0$; la structure se trouve dans le domaine de défaillance
- Si $g(X) = 0$; la structure est à l'état-limite.

En pratique, il est difficile de connaître la fonction de probabilité conjointe, la forme et l'expression de la fonction d'état-limite dans la mesure où cette dernière est implicite car évaluée par le calcul mécanique. Il existe donc un lien étroit entre l'analyse fiabiliste d'une structure et son étude mécanique : on parle de couplage mécano-fiabiliste (Lemaire, 2013). La complexité du couplage mécano-fiabiliste résulte également du choix et de la robustesse de la méthode fiabiliste à utiliser ainsi que des ressources numériques disponibles. Plusieurs méthodes de fiabilité structurale existent et peuvent être classées en trois catégories : les méthodes de simulation, les méthodes d'approximation et les métamodèles.

1.5.3 Les méthodes de simulation

Les méthodes de simulation, encore appelées méthodes de Monte-Carlo permettent d'évaluer la fonction d'état-limite sur diverses variables. L'intégrale (1.27) peut être évaluée par l'estimateur \widetilde{P}_f en évaluant le rapport du nombre de réalisations tombant dans le domaine de défaillance vis-à-vis du nombre total de tirages aléatoires N .

$$\widetilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(X)) \quad (1.29)$$

Où $I(.)$ est un indicateur défini par :

$$I(g(X)) = \begin{cases} 1 & \text{si } g(X) \leq 0 \\ 0 & \text{si } g(X) > 0 \end{cases} \quad (1.30)$$

Lorsque le nombre de simulations N tend vers l'infini, la moyenne de l'estimateur \widetilde{P}_f tend vers la valeur exacte de P_f . Un nombre de simulations élevé est nécessaire pour avoir une approximation correcte de la probabilité de défaillance. Lemaire (Lemaire, 2013) donne la relation (1.31) pour calculer la variance de l'estimateur \widetilde{P}_f :

$$\sigma_{\widetilde{P}_f}^2 = \frac{\widetilde{P}_f (1 - \widetilde{P}_f)}{N} \quad (1.31)$$

Ce qui conduit à un coefficient de variation donné par l'équation (1.32) :

$$COV(\bar{P}_f) = \sqrt{\frac{1-\bar{P}_f}{N \times \bar{P}_f}} \quad (1.32)$$

Le nombre de simulations pour avoir une probabilité P_f avec un coefficient de variation donné peut alors être calculé par l'équation (1.33) :

$$N > \frac{1}{COV(\bar{P}_f)^2} \left(\frac{1}{\bar{P}_f} - 1 \right) \quad (1.33)$$

L'équation (1.33) permet d'obtenir un nombre minimal de simulations de l'ordre de 10^{n+2} pour avoir une probabilité de l'ordre de 10^{-n} avec un coefficient de variation de 10%.

La méthode de Monte-Carlo directe est une méthode simple à mettre en œuvre et constitue la méthode de référence pour évaluer la probabilité de défaillance d'une structure simple avec un nombre réduit de variables aléatoires (Brites *et al.*, 2013; Spyridis and Strauss, 2020). Cependant, le nombre de simulations nécessaire pour avoir des probabilités faibles sur des structures de grande taille comme celles de génie civil dont le calcul déterministe a déjà un coût numérique élevé, est un frein à son utilisation. Afin de réduire le nombre de simulations et augmenter la vitesse de convergence, des adaptations de la méthode directe sont utilisées dans la littérature. Les plus utilisées en fiabilité structurale sont les tirages d'importance (Dubourg *et al.*, 2013), l'échantillonnage linéaire (Morio *et al.*, 2014), les simulations directionnelles (Shayanfar *et al.*, 2018), les simulations de sous-ensemble (Au and Beck, 2001), etc.

1.5.4 Les méthodes d'approximation

Les méthodes d'approximation sont des méthodes fiabilistes basées sur une approximation de la surface d'état-limite pour déterminer la probabilité de défaillance. Il s'agit de la méthode FORM (First Order Reliability Method) (Choi *et al.*, 2006; Hohenbichler and Rackwitz, 1982) dans laquelle la surface limite est approchée par un hyperplan. Lorsque la fonction d'état-limite est fortement non linéaire, la méthode FORM ne permet pas d'obtenir une bonne estimation du point de défaillance le plus probable (ou point de conception). La méthode SORM (Second Order Reliability Method) (Choi *et al.*, 2006; Lim *et al.*, 2014) est alors utilisée et l'approximation de la surface limite est faite par une surface quadratique. Les méthodes FORM/SORM se décomposent en trois étapes (Figure 1.26) :

- La transformation de l'espace des variables de l'espace physique vers l'espace des variables normées : toutes les variables aléatoires x_i sont remplacées par des variables Gaussiennes normées u_i . Elle se base sur l'égalité des probabilités pour les variables x_i et u_i d'où

l'appellation transformation isoprobabiliste. Lorsque les variables sont normales et indépendantes, elle est définie par l'équation :

$$x_i \xrightarrow{T} u_i : \Phi(u_i) = F_{X_i}(x_i) \quad (1.34)$$

Avec T la transformation isoprobabiliste, $\Phi(\cdot)$ la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite et $F_{X_i}(\cdot)$ la fonction de répartition de la variable aléatoire X_i .

Les différents types de transformations isoprobabilistes sont la transformation de Hasofer-Lind (loi normale), la transformation de Nataf, la transformation de Rosenblatt, la transformation d'Hermite. Nous ne donnerons pas ici les équations décrivant chacune de ces transformations, plus de détails sur les formulations ainsi que les avantages et inconvénients de chaque transformation peuvent être trouvés dans (Ditlevsen and Madsen, 1996; Lemaire, 2013; Micol, 2007). Le Tableau 1.5 donne un bilan des différentes transformations en fonction de l'information statistique disponible (Lemaire, 2013).

Tableau 1.5- Bilan des différentes transformations isoprobabilistes (Lemaire, 2013)

Information disponible	Transformation	Remarques
Loi conjointe du vecteur Xi	Rosenblatt	Transformation non unique
Lois marginales de Xi et corrélation [Xi, Xj]	Hasofer-Lind	Information suffisante pour Xi normale et lognormale, corrélation prise en compte directement
Lois marginales de Xi et corrélation [Xi, Xj]	Nataf	Information suffisante pour Xi normale et lognormale, corrélation équivalente à calculer
Moments marginaux de Xi et corrélation [Xi, Xj]	Hermite	L'intérêt résidera dans une base de décomposition commune à diverses variables

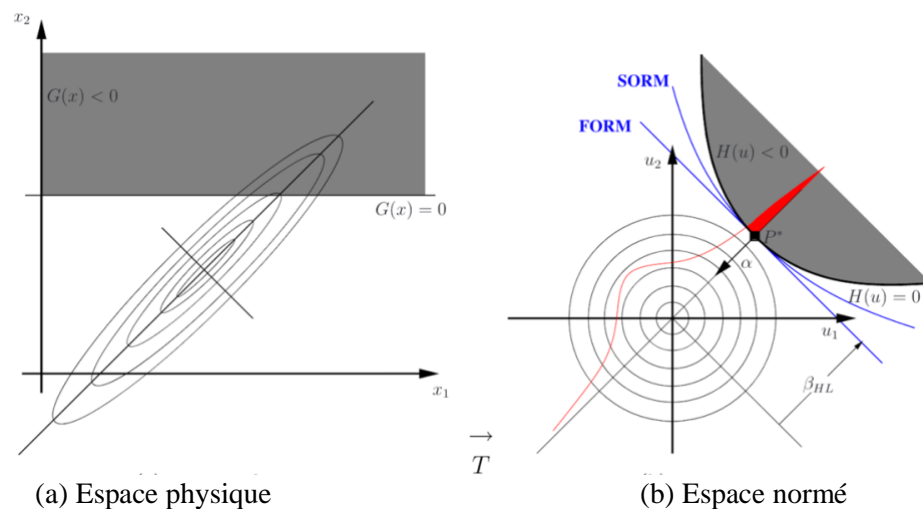


Figure 1.26- Représentation des iso-courbes de densité et de la fonction d'état-limite dans (a) l'espace physique et (b) l'espace normé (Micol, 2007)

- La détermination du point de conception par un algorithme d'optimisation : plusieurs algorithmes peuvent être utilisés à cet effet comme les algorithmes génétiques (Abubakar and Magaji, 2016) ou les algorithmes d'Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HLRF).
- L'approximation de la surface limite par un hyperplan ou par une surface quadratique au point de conception : elle permet de trouver l'indice de fiabilité (indice de fiabilité de Hasofer-Lind) β_{HL} défini par la distance entre l'origine et le point de conception dans l'espace de variables normées (voir Figure 1.26 (b)). La probabilité de défaillance est alors déterminée par la relation :

$$P_f = \Phi(-\beta_{HL}) \quad (1.35)$$

Les méthodes d'approximation FORM/SORM permettent un gain considérable de temps et de ressources numériques comparativement aux méthodes de simulation mais elles sont beaucoup moins précises dans le cas de problèmes fortement non linéaires. Dans ce cas, l'algorithme d'optimisation a du mal à trouver un optimum, ce qui se traduit par des appels supplémentaires de la fonction d'état-limite. L'utilisation de métamodèles apparaît alors comme un bon compromis entre la précision recherchée pour le calcul de la probabilité de défaillance et le temps de calcul relativement long des méthodes de simulation.

1.5.5 Les métamodèles

Les métamodèles permettent de limiter le nombre d'appels de la fonction d'état-limite. Il existe plusieurs types de métamodèles : les surfaces de réponses (en anglais Response Surface Method-RSM) (Forrester *et al.*, 2008; Myers *et al.*, 2016), les modèles basés sur le krigeage (Bichon *et al.*, 2011; Echard *et al.*, 2011), les réseaux de neurones (Cardoso *et al.*, 2008; Papadopoulos *et al.*, 2012), les chaos polynomiaux (Blatman and Sudret, 2008; Liu *et al.*, 2020), etc. Dans cette partie, nous ne présenterons que les surfaces de réponse et les modèles basés sur le krigeage.

1.5.5.1 La méthode des surfaces de réponse (RSM)

Elle consiste à construire un modèle mathématique approché de la fonction d'état-limite en l'évaluant en différents points (obtenus généralement par des plans d'expérience) du domaine d'étude et en effectuant ensuite une analyse de régression sur ces points (Choi *et al.*, 2006; Forrester *et al.*, 2008; Myers *et al.*, 2016). Le modèle mathématique recherché est généralement une fonction polynomiale reliant la réponse mécanique de la structure aux variables d'entrée. La fonction polynomiale peut être de degré 1 (surface de réponse plane) ou de degré 2 (surface de réponse quadratique). Les deux types sont décrits respectivement par les relations (1.36) et (1.37) :

$$y = a_0 + \sum a_i x_i \quad (1.36)$$

$$y = a_0 + \sum a_i x_i + \sum a_{ij} x_i x_j \quad (1.37)$$

Où y désigne la réponse de la structure, x_i, x_j les variables aléatoires d'entrée, a_0, a_i et a_{ij} les coefficients des fonctions polynomiales, recherchés en minimisant l'erreur entre les réponses obtenues par calcul mécanique et les réponses estimées par le modèle mathématique. Le calcul fiabiliste effectué sur un état-limite explicite a un coût numérique beaucoup plus réduit.

1.5.5.2 Les méthodes basées sur le krigeage

Les modèles de krigeage décrivent la réponse d'intérêt $F(x)$ d'une structure en deux parties : un modèle de régression linéaire et une fonction aléatoire. La description du krigeage est donnée par la relation :

$$F(x) = h(x)^T C + Z(x) \quad (1.38)$$

$h(x)$ est la fonction de régression de base, C le vecteur des coefficients de $h(x)$ et $Z(x)$ un processus aléatoire gaussien de moyenne nulle et de covariance entre deux points x_i et x_j définie par :

$$Cov(Z(x_i), Z(x_j)) = \sigma^2 R(x_i, x_j, \theta) \quad (1.39)$$

σ^2 est la variance et $R(x_i, x_j, \theta)$ la fonction de corrélation de paramètre θ .

Contrairement aux méthodes de simulation et d'approximation, le krigeage ne donne pas que des prédictions de la fonction d'état-limite en un point donné mais fournit également une estimation de la variance locale sur la valeur prédite. De plus, la combinaison des méthodes de krigeage et de simulations donne des résultats satisfaisants. Dans ce contexte, Echard *et al.* (Echard *et al.*, 2011) ont développé l'AK-MCS (Active learning method combining Kriging and Monte Carlo Simulations). Fauriat et Gayton (Fauriat and Gayton, 2014) ont ensuite proposé l'AK-SYS (SYS pour systèmes) qui est une adaptation de la méthode AK-MCS pour l'analyse fiabiliste des systèmes, ce qui serait pratique dans l'analyse des structures en bois pour l'étude conjointe de divers scénarios de défaillance.

1.5.6 Synthèse

L'approche probabiliste est sans doute la meilleure manière de prendre en compte les différentes sources d'incertitudes liées à l'étude structurelle afin d'évaluer la fiabilité des structures. Diverses méthodes de fiabilité structurelle existent mais, ne sont malheureusement pas adaptées à tous les problèmes. Les méthodes de Monte-Carlo sont celles qui donnent une probabilité de défaillance se rapprochant le plus de sa valeur exacte à condition qu'un nombre suffisant de simulations soit effectué. Cependant, cette dernière condition ne peut être respectée dans le cas d'appel à un modèle éléments finis complexe pour évaluer la fonction d'état-limite à cause du temps considérable de calcul. Ainsi parmi

les métamodèles qui sont une alternative aux méthodes de Monte-Carlo et dans le cadre d'un couplage avec un code éléments finis, la méthode de surfaces de réponse est celle qui sera utilisée dans les derniers chapitres pour l'évaluation de la santé structurale d'un monument historique en bois.

1.6 Conclusion

Le bois est un matériau hétérogène, orthotrope et dont les propriétés sont très variables. Son comportement mécanique dépend de sa structure cellulaire, des défauts présents, de ses propriétés physiques, des conditions environnementales et surtout du taux d'humidité. Les variations du taux d'humidité ont un impact non négligeable sur les structures en bois. Elles provoquent des variations dimensionnelles dues au retrait/gonflement du matériau qui fragilisent les structures au niveau de ses assemblages et induisent des contraintes pendant le séchage et des déformations dont certaines composantes sont permanentes.

Les structures en bois du patrimoine constituent un important héritage culturel du fait de leur durabilité et des techniques de construction qui ont été utilisées. Le diagnostic de telles structures en cas de dégradations ou de changement d'usage s'appuie sur l'observation visuelle et l'utilisation des techniques d'END et depuis quelques années sur l'établissement de modèles mécaniques des structures. Or ces modèles mécaniques nécessitent de nombreux paramètres, notamment ceux des assemblages (raideurs et résistances) qui ne peuvent être estimés par END, ce qui conduit à la réalisation d'essais expérimentaux destructifs dans la mesure où les normes ne permettent pas une estimation précise de ces paramètres. Par ailleurs, les techniques d'END et la modélisation mécanique sont sources d'incertitudes en ce qui concerne les différentes corrélations entre les paramètres mesurés et les paramètres déduits et l'utilisation de modèles approchés pour décrire des phénomènes physiques. En effet, l'historique de chargement des structures anciennes n'est en général pas connu contrairement aux structures modernes dont la conception et l'usage sont basées sur les réglementations actuelles. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces incertitudes au travers d'approches fiabilistes dans le diagnostic des structures anciennes afin d'évaluer la sécurité.

Nous verrons dans le chapitre suivant, la méthodologie proposée pour l'évaluation de la sécurité structurale des structures en bois du patrimoine dans un contexte incertain, en particulier l'élaboration des données nécessaires à notre étude.

Chapitre 2 Méthodologie d'analyse des structures en bois du Patrimoine : élaboration des données d'analyse

Sommaire

2.1	Introduction.....	53
2.2	Présentation de la halle de Villeréal	53
2.2.1	Un peu d'histoire.....	53
2.2.2	Aspect structural de la halle	54
2.2.3	État des dégradations et défauts au sein de la structure	55
2.3	Relevés et mesures <i>in situ</i>	57
2.3.1	Relevés géométriques	57
2.3.1.1	Appareillage, processus et manipulation des données	58
2.3.1.2	Du nuage de points au modèle géométrique de la structure	60
2.3.2	Evaluation non destructive sur site	63
2.3.2.1	Estimation sur site de la masse volumique	63
2.3.2.2	Estimation du module d'élasticité longitudinal des éléments	68
2.3.2.3	Le radar et la thermographie infrarouge	70
2.4	Caractérisation mécanique d'assemblages à tenon et mortaise	71
2.4.1	Approche expérimentale	71
2.4.1.1	Essais de flexion sur les chevilles	72
2.4.1.2	Essais de cisaillement des chevilles	75
2.4.1.3	Essais sur des assemblages	78
2.4.2	Approche numérique.....	87
2.4.2.1	Matériau : modélisation du bois.....	87
2.4.2.2	Modèle : définition des contacts, maillage et conditions aux limites	89
2.4.2.3	Analyse des résultats et validation du MEF.....	90
2.4.3	Synthèse	93
2.5	Conclusion	94

2.1 Introduction

Les stratégies d'analyse des structures en bois du Patrimoine historique ont évolué dans différents pays et en fonction de leur développement technologique. Cependant, certains points sont communs à ces stratégies et peuvent être regroupés en inspection visuelle et en étude basée sur l'utilisation des techniques d'END (André, 2003) couplée à une modélisation mécanique. Les limites des techniques d'END pour l'évaluation sur site des paramètres mécaniques des éléments structuraux constituent un frein à leur utilisation ; de plus l'étude mécanique de ces structures nécessite, en plus d'un modèle géométrique conforme à l'existant, des données fiables pour fournir un modèle mécanique suffisamment réaliste de la structure à étudier.

La méthodologie d'évaluation de la sécurité des structures anciennes en bois, proposée dans cette thèse s'est donnée comme cas d'application de monuments historiques la halle de Villereal dans le département du Lot-et-Garonne. Dans ce contexte, un état des lieux sommaire de la structure de la halle est d'abord présenté précédé d'un bref aperçu historique. Dans la suite du chapitre, la démarche d'obtention de données nécessaires à l'étude mécanique de la structure par une approche probabiliste est présentée. Cette démarche inclut d'une part les travaux effectués sur site (mesures *in situ*) : les relevés géométriques effectués par scanner 3D et l'utilisation de techniques d'END et d'autre part ceux effectués en laboratoire c'est-à-dire le traitement des données, les essais expérimentaux sur des assemblages et les modèles mécaniques associés.

2.2 Présentation de la halle de Villereal

2.2.1 Un peu d'histoire

Villereal est une bastide royale fondée au XIII^{ème} siècle par Alphonse de Poitiers, comte de Toulouse, frère et féal du roi Louis IX (connu sous le nom de Saint-Louis). Selon un rapport d'expertise (Ministère de la Culture, 1943), la première halle a été construite vers 1305. Dans ce même rapport, les résultats d'une étude de dendrochronologie sont présentés. L'étude de dendrochronologie a permis de dater la halle actuelle comme une construction du début du XVI^{ème} (vers 1515) avec certains éléments de réemploi plus anciens (XV^{ème} siècle voire XIV^{ème} siècle).

L'étage de la halle abrite une grande salle centrale, autrefois maison commune, siège de la jurade où étaient discutées les décisions sur la gestion de la bastide et la justice. Aujourd'hui cette salle sert d'espace de travail pour la radio locale Radio 4. La halle de Villereal a été classée au titre des monuments historiques par arrêté du 12 juillet 2007.

2.2.2 Aspect structural de la halle

La halle est un bâtiment carré d'environ 25 m de côté avec un étage de 14 m de côté. Cette halle ouverte dispose d'une charpente en chêne reposant sur trois portiques concentriques de plan carré (Figure 2.1). Les poteaux disposés sur le carré intermédiaire supportent les murs de l'étage, lesquels sont en pans de bois, enduit à la chaux et torchis percés de fenêtres (Figure 2.2). La salle à l'étage est accessible par un escalier en bois. L'aménagement de l'étage en station de radio a conduit au coffrage des anciens murs, ce qui rend inaccessible la vision des murs intérieurs ; il en est de même pour le plafond qui est coffré par un double plafond limitant l'accès aux poutres support de la toiture.



Figure 2.1- Vue d'ensemble de la halle de Villeréal

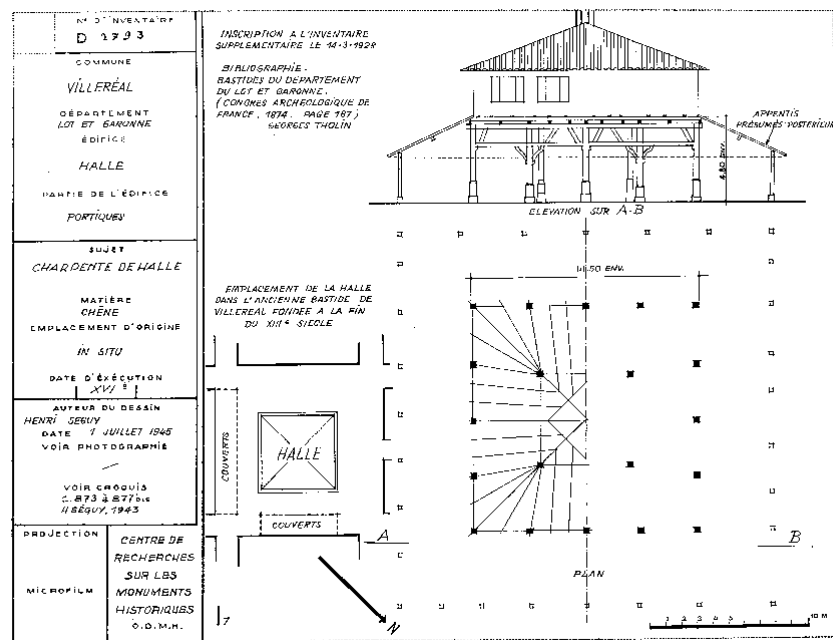


Figure 2.2- Relevé géométrique (1943-1945) de la halle par Henri Séguy montrant la disposition en plan des poteaux et une vue d'élevation de la structure (Ministère de la Culture, 1943)

Les éléments structuraux sont liés entre eux pour la majorité par des assemblages à tenon et mortaise, des assemblages à mi-bois, deux assemblages en queue d'aronde dans les combles et des pannes assemblées en « trait de Jupiter » sur le carré le plus externe de la structure. Tous ces assemblages ont été relevés par (Ministère de la Culture, 1943) et quelques détails sont montrés à la Figure 2.3.

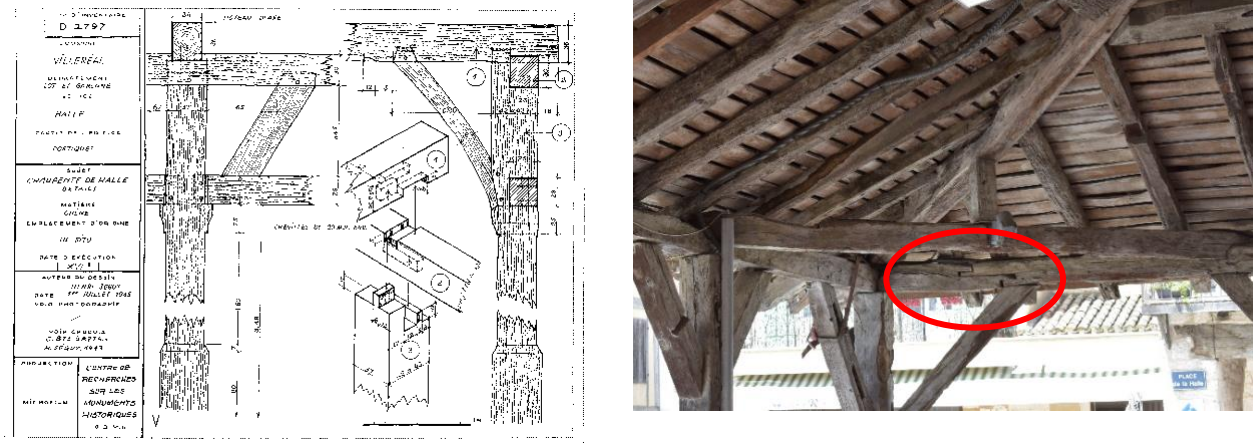


Figure 2.3- Détails d'assemblages des poutres aux poteaux d'axe du carré intermédiaire de la halle (à gauche) et assemblage de pannes en « trait de Jupiter » (à droite)

2.2.3 État des dégradations et défauts au sein de la structure

L'observation de la structure montre des dégradations d'ordre biologique et d'ordre structurel dont certaines ont été réparées lors de travaux de restauration antérieurs. L'identification des défauts permet de savoir lesquels sont susceptibles de réduire la tenue mécanique de la structure et identifier les points de fragilité au sein de la structure. Les dégradations ou défauts observés peuvent être classés en deux catégories :

- Les dégradations d'ordre biologique : causées par les champignons et/ou insectes xylophages (Figure 2.4 (a)) et sont favorisées par des taux d'humidité élevés résultant des infiltrations d'eau à travers la toiture.
- Les dégradations d'ordre structurel : localisées et qui concernent les fentes d'éléments (Figure 2.4 (b)) ou les ruptures au niveau de certains assemblages (Figure 2.4 (c)) qui peuvent être dues aux charges structurelles excessives et/ou aux phénomènes mécanosorptifs mis en jeu lors du séchage de la structure construite en bois vert. Certaines dégradations sont partiellement réparées par moisage (Figure 2.5 (a)) et par l'utilisation de renforts métalliques (Figure 2.5 (b)).



a) Altération par les champignons d'un pied de poteau dans les combles



b) Fente d'une poutre de l'enrayure sur les poteaux centraux



c) Rupture des chevilles du tenon et mortaise sur un assemblage poteau-poutre, deuxième portique, côté Ouest



d) Rupture de l'assemblage d'une jambe de force, carré extérieur, coin nord-ouest

Figure 2.4- Dégradations au sein de la structure



a) Moisage sur une panne fendue



b) Renfort métallique des porteurs de la couverture

Figure 2.5- Réparations ponctuelles observées dans la structure

Les dégradations structurelles se traduisent à l'échelle globale par un déversement apparent d'une partie de la halle vers le Nord-Ouest constaté dans la partie inférieure de la structure (Figure 2.6).



a) le poteau au coin sud-ouest du deuxième portique déverse vers le nord-ouest

b) assemblage poteau poutre au coin nord-ouest du deuxième portique

Figure 2.6- Déversement de la halle

Les zones de dégradations sont des points de fragilité dont il convient de tenir compte dans l'analyse structurelle de l'ouvrage. Ces dégradations entraînent une réduction des sections efficaces (donc une perte de résistance mécanique) des éléments porteurs, une discontinuité des éléments, etc.

L'un des enjeux de l'étude mécanique est d'évaluer l'impact des dégradations et défauts sur la sécurité actuelle de la structure. Pour cela, l'intégration des observations faites dans l'analyse mécanique de la structure est plus que nécessaire. Des relevés par scanner sont effectués pour obtenir le modèle géométrique puis le maillage de la structure. Le modèle mécanique est par la suite établi en renseignant le maillage importé dans un code aux éléments finis par les propriétés mécaniques des éléments et des assemblages estimées par END et essais destructifs.

2.3 Relevés et mesures *in situ*

2.3.1 Relevés géométriques

La modélisation des informations du bâtiment (en anglais BIM : Building Information Modeling) des structures modernes peut être réalisée par des procédures standards (outils géométriques des logiciels de conception assistée par ordinateur CAO) développées à cet effet tandis que l'application du BIM aux monuments historiques revêt des difficultés liées aux formes géométriques non régulières et au temps nécessaire pour représenter en détail ces structures (Rocha *et al.*, 2020). Le développement des techniques de relevés comme la photogrammétrie et les scanners lasers a permis de grandes avancées dans le domaine du BIM des monuments historiques (Murphy *et al.*, 2013; Rocha *et al.*, 2020) et permet

en outre de disposer d'informations afin d'effectuer la surveillance de ces structures, pour l'analyse de déformations dans le temps par exemple (Costamagna *et al.*, 2019).

Dans notre travail, la technique utilisée pour les relevés de la structure de la halle est basée sur un scanner laser de bonne précision et disponible au laboratoire.

2.3.1.1 Appareillage, processus et manipulation des données

Les relevés ont été effectués à l'aide d'un scanner laser 3D Faro® Focus S150 (Figure 2.7) du groupe FARO Technologies, Inc. Ce scanner utilise la technologie laser pour produire en quelques minutes des images en trois dimensions détaillées d'environnements et de géométries complexes. Il couvre une distance entre 0,6 m et 150 m avec une précision de 3,5 mm sur une distance de 25 m. L'appareil a un champ de vision de 360° dans le plan horizontal et 300° dans le plan vertical. Il est muni d'une boussole, d'un système de GPS pour repérer la position géographique de l'ouvrage, d'un capteur de hauteur et d'un compensateur à 2 axes. Muni d'un anneau de fixation, l'appareil est installé sur trépied avec les réglages nécessaires pour effectuer les numérisations.



Figure 2.7- Aperçu d'un scanner laser 3D Faro® Focus S150

Au total, quarante-neuf numérisations ont été effectuées depuis l'intérieur et l'extérieur de la structure pour en couvrir la géométrie complète. Au préalable, une planification de l'opération de numérisation est nécessaire afin de définir la géométrie de la structure à numériser (toute ou partie de la structure), le niveau de détails souhaité. Tous ces critères permettent de choisir la résolution du scanner ainsi que la qualité de la numérisation à effectuer. La résolution du scanner correspond à la densité de points ou à la finesse de détail tandis que la qualité détermine le temps qu'utilisera le scanner pour mesurer un point et le nombre de fois où il vérifiera la position de chaque point. Plus la qualité requise

est grande, plus la durée de numérisation est grande. Un compromis est donc nécessaire entre ces 2 paramètres pour avoir des numérisations les plus complètes possibles dans des temps relativement courts.

Les numérisations effectuées par le scanner 3D sont ensuite analysées par le logiciel dédié Faro Scene[®]. Le traitement passe d'abord par un recalage des numérisations, c'est-à-dire un positionnement des différentes numérisations les unes par rapport aux autres dans un même système de coordonnées afin de reconstituer la géométrie globale. Dans le but d'obtenir des résultats précis, il est courant de regrouper les numérisations en groupes représentant chacun une partie de la structure (intérieurs, extérieurs, toitures, combles, etc.). Différentes méthodes existent pour le recalage des numérisations et peuvent être classées en trois catégories :

- La méthode automatique : elle se base sur la reconnaissance automatique de plans orthogonaux communs entre les différentes numérisations. Elle est la méthode de base utilisée pour le recalage des numérisations réalisées en extérieur mais peut s'avérer insuffisante lorsque des numérisations de transition ne sont pas ou ne peuvent pas être effectuées entre deux entités (cas courant de deux parties d'une structure séparées par un espace non accessible). En effet dans notre cas, le double plafond de l'étage de la halle ne permettait pas l'accès aux poutres supports du plancher des combles.
- La méthode semi-automatique : elle est utilisée lorsque la méthode automatique ne permet pas un bon alignement des numérisations comme dans les cas susmentionnés, elle nécessite, en complément du recalage automatique, un recalage manuel de la part de l'opérateur qui doit appairer les numérisations non alignées en indiquant le maximum de points ou de plans entre chaque paire de numérisation. Cette méthode a été utilisée par *Rocha et al.* (*Rocha et al.*, 2020) et a donné de bons rendus.
- La méthode basée sur les cibles artificielles : elle se sert des cibles (généralement des sphères blanches ou des damiers) pour le recalage. Les logiciels étant dotés de système de reconnaissance de ces cibles, leurs positions sont utilisées pour aligner les numérisations contenant les mêmes cibles. Cette approche est notamment utilisée dans (*Lerma et al.*, 2010; *Sztwiertnia et al.*, 2021). Elle n'a pas été utilisée dans notre cas à cause des contraintes liées à l'usage des cibles comme leur immobilité au cours des numérisations et les distances à respecter entre elles d'une part, puis entre elles et le scanner d'autre part.

Le contrôle du recalage est d'abord effectué par vérification visuelle du nuage de points global obtenu et validé par des indicateurs de mesure tels que l'erreur de distance entre les points et le chevauchement minimum de points entre les différentes numérisations. L'erreur de distance maximale entre les numérisations d'un même groupe est de 4,4 mm avec une moyenne de 2,3 mm alors que celle entre les différents groupes est de 14,9 mm avec une moyenne de 11,6 mm. Sachant que le seuil d'erreur maximal défini par le concepteur du scanner pour avoir un bon recalage est de 20 mm, le recalage réalisé

est donc en adéquation avec les critères définis. Le chevauchement minimal obtenu entre les numérisations et les groupes de numérisations est tout autant acceptable, une valeur de 25,6% est obtenue pour un minimum de 10% requis. Des valeurs de chevauchement plus élevées sont obtenues pour les numérisations d'un même groupe.

2.3.1.2 Du nuage de points au modèle géométrique de la structure

Avant de réaliser le modèle géométrique, il est essentiel d'effectuer certaines opérations sur le nuage de points comme la réduction de bruit, l'élimination des scènes de mouvements, de points d'objets environnants non nécessaires au projet (par exemple nettoyage des points de voiture, de personnes, de bâtiments environnants, etc.). Ce processus a permis de réduire la taille du nuage de points de 26% (de $1,02.10^9$ à $7,59.10^8$ points) (Figure 2.8), ce qui en facilite la manipulation.



(a)



(b)

Figure 2.8- Nuage de points de : (a) la halle complète avec son environnement immédiat, (b) la halle isolée après réduction de bruit et nettoyage d'objets environnants

La Figure 2.9 montre des coupes effectuées dans le nuage de points illustrant le devers de la structure identifié au paragraphe 2.2.3.



(a)

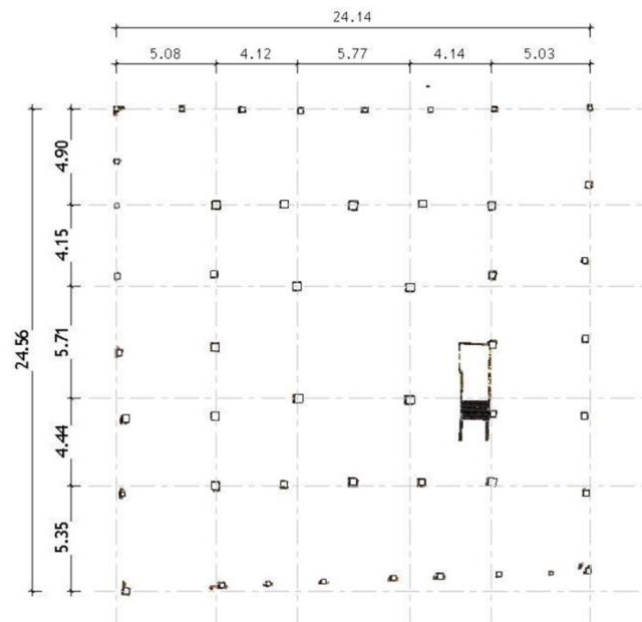


(b)

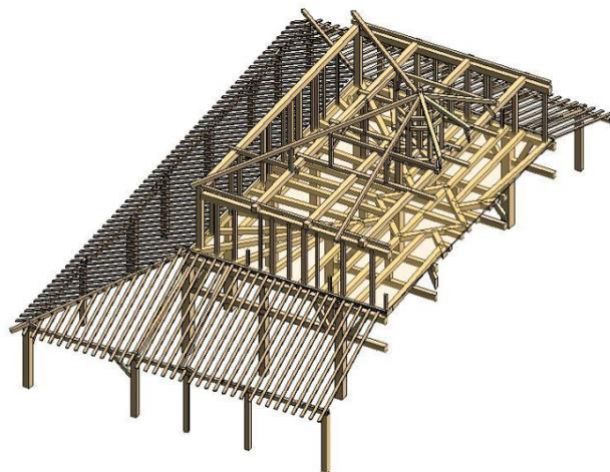
Figure 2.9- Vues en coupe du nuage de points montrant le devers de la structure : (a) Face Sud et (b) Face Nord

L'implémentation du modèle géométrique est réalisée sur la plateforme de modélisation BIM Autodesk Revit® choisie à cause de son interopérabilité. Le nuage de points nettoyé et filtré y est importé en se plaçant dans le repère relatif du nuage de points. Plusieurs étapes successives sont nécessaires pour implémenter le modèle géométrique :

- La définition des différents niveaux de la structure : il s'agit de s'appuyer sur les niveaux de planchers sur le nuage de points pour définir les niveaux de la structure donnant ainsi la hauteur des poteaux.
- La réalisation de coupes longitudinales et transversales : pour repérer les positions des éléments (poteaux, poutres, murs, etc.) (voir Figure 2.10) de la structure ainsi que leurs dimensions géométriques.



(a)



(b)

Figure 2.10- Modèle géométrique de la structure (a) vue en plan des poteaux ; (b) vue 3D en élévation

- La modélisation des éléments : des outils intégrés de reconnaissance des formes couplés aux outils de dessin permettent de représenter les éléments à géométrie régulière. Cependant,

certains éléments ont des sections qui varient légèrement selon leur longueur et peuvent être modélisés en détail en définissant des lignes de construction suivant les contours de ces derniers. Les éléments structuraux des deux portiques internes de la halle de Villeréal sont des éléments de sections rectangulaires ou carrées à l'exception de certaines jambes de forces qui sont en arc. Ces jambes de force ont cependant été modélisées par des éléments linéaires étant donné leur rayon de courbure très élevé et le niveau de détail recherché. Des familles d'éléments peuvent être définies pour des éléments ayant les mêmes dimensions géométriques.

La procédure de modélisation géométrique adoptée dans cette thèse est de plus en plus utilisée dans le domaine des monuments historiques (Aburamadan *et al.*, 2021; Jordan-Palomar *et al.*, 2018; Sztwiertnia *et al.*, 2021) car elle offre des moyens plus simples (comparativement aux outils de dessin en 3D) pour modéliser correctement avec une grande précision les éléments à géométrie complexe rencontrés dans les monuments historiques et permet également un gain de temps considérable vu que toute une structure peut être relevée en quelques heures de travail. Le modèle géométrique ainsi obtenu permet d'établir un maillage de la structure qui doit être alimenté par les propriétés physiques et mécaniques des éléments et assemblages afin de constituer un modèle en vue de réaliser une étude mécanique.

2.3.2 Evaluation non destructive sur site

Outre les relevés effectués par scanner laser 3D, des mesures d'END sont réalisées dans l'objectif d'évaluer l'état de dégradation des éléments structuraux et d'estimer par la même occasion des propriétés physiques et/ou mécaniques pour enrichir le modèle mécanique de la structure. Comme nous l'avons vu dans le premier chapitre, plusieurs techniques d'END existent pour évaluer la qualité du bois sur site et estimer quantitativement certaines propriétés physiques et mécaniques par corrélation.

2.3.2.1 Estimation sur site de la masse volumique

Le prélèvement d'une carotte cylindrique de $113,5 \pm 0,5$ mm de longueur avec un diamètre moyen de 7,08 mm dans les combles a permis d'obtenir une masse volumique de 760 kg/m^3 . Cette valeur provenant d'un seul prélèvement n'est pas représentative de la structure. Conformément à la charte de Venise (ICOMOS, 1964), multiplier ce type de prélèvements sur un monument historique peut être préjudiciable à son intégrité physique. En ce sens, le Resistograph[®] a été utilisé car cet appareil se sert d'une mèche de 1,5 mm de diamètre d'autant plus que plusieurs inspections sont nécessaires pour avoir une distribution de masses volumiques des éléments structuraux.

Le principe de la méthode de résistance au forage (Lear *et al.*, 2010) à l'aide du Resistograph[®] a été présenté en détail au paragraphe 1.3.3.1. Quarante et une mesures ont été effectuées à différentes localisations dans la structure, sur les poutres et poteaux afin d'appréhender la distribution statistique de la masse volumique au sein de la structure. Les points de mesure sont identifiés sur le plan de repérage montré à la Figure 2.11.

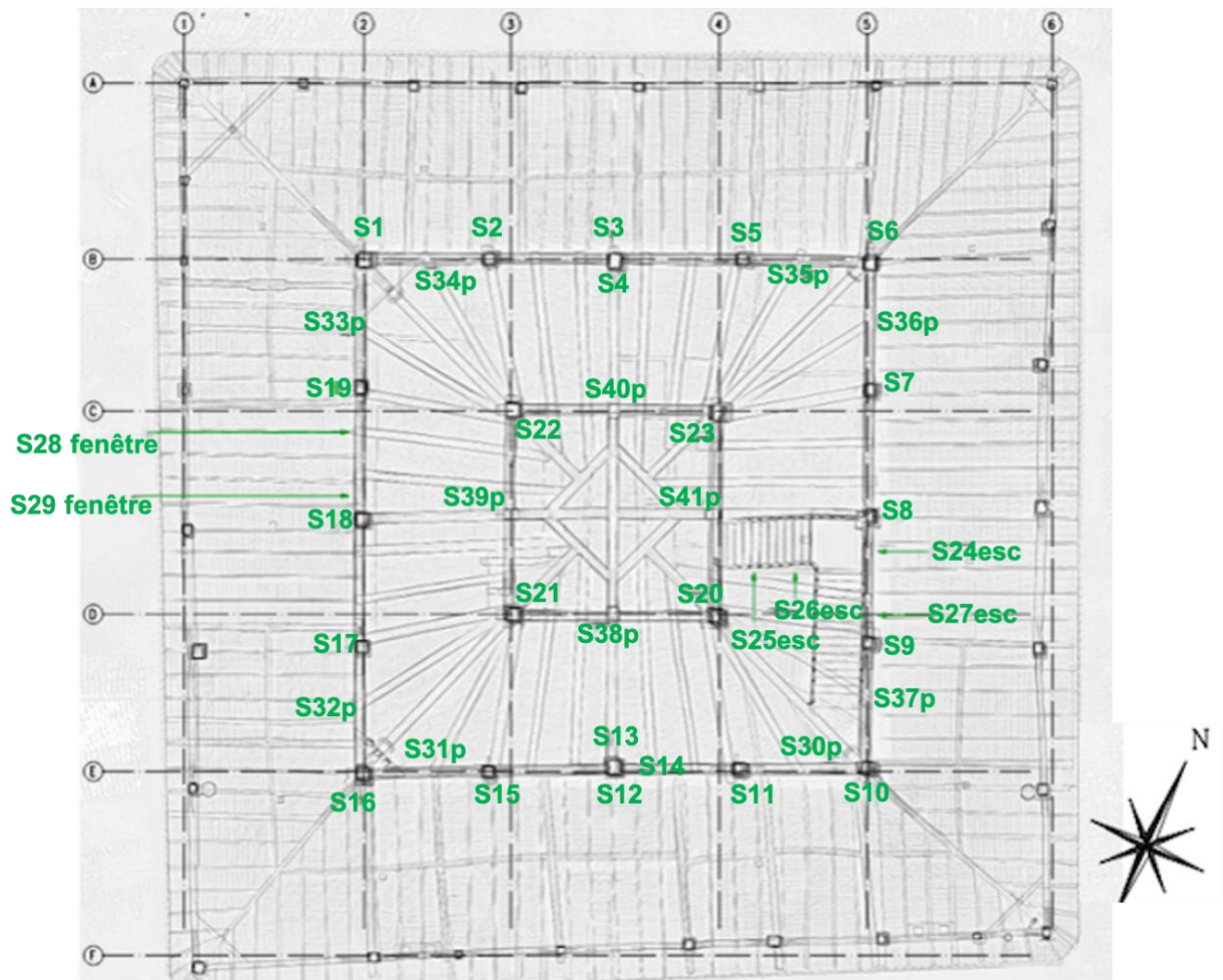


Figure 2.11- Plan de repérage des points de mesure d'END sur la structure, réalisé par le bureau d'études Études Charpentes et Structures Bois (ECSB)

La Figure 2.12 présente l'histogramme des mesures effectuées regroupées en cinq classes de valeurs de même amplitude. Diverses règles de classification existent pour définir le nombre ou l'amplitude des classes pour la construction des histogrammes. Une liste non exhaustive de quelques règles de classification est présentée dans le Tableau 2.1 où n désigne le nombre de mesures, X_i une valeur de mesure, \bar{X} la moyenne des mesures effectuées, σ l'écart-type des mesures et IQR l'intervalle interquartile.

Tableau 2.1- Règles de classification pour les histogrammes

Nom/Auteur	Nombre / amplitude de classes	Expressions du nombre ou de l'amplitude des classes
Sturge (Scott, 2011)	Nombre	$1 + 3,322 \log_{10}(n)$ (2.1)
Doane (Doane, 1976)	Nombre	$\log_2(n) + 1 + \log_2\left(1 + \frac{\sqrt{b}}{\sigma\sqrt{b}}\right)$ (2.2)
		$\sqrt{b} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{[\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2]^{(3/2)}}$ (2.3)
		$\sigma\sqrt{b} = \sqrt{\frac{6(n-2)}{(n+1)(n+3)}}$ (2.4)
Scott (Scott, 2011)	Amplitude	$3,49 \times \sigma n^{-1/3}$ (2.5)
Freedman-Diaconis (Freedman and Diaconis, 1981)	Amplitude	$2 \times (IQR)n^{-1/3}$ (2.6)

La Figure 2.12 présente la distribution statistique des masses volumiques au sein de la structure. L'histogramme des mesures (Figure 2.12 (a)) est construit avec la règle de Scott (Scott, 2011) et les masses volumiques estimées suivent une distribution normale (Figure 2.12 (b) et (c)) selon l'estimateur de maximum de vraisemblance. La masse volumique moyenne estimée est de 720 kg/m³ avec des valeurs minimale et maximale comprises entre 630 et 810 kg/m³ et un écart-type de 42 kg/m³. Les valeurs obtenues sont habituelles pour du chêne (Guitard and El Amri, 1987; Miller *et al.*, 2010; Miller and Schmidt, 2004) et permettent d'estimer la variabilité des densités de bois au sein de la structure.

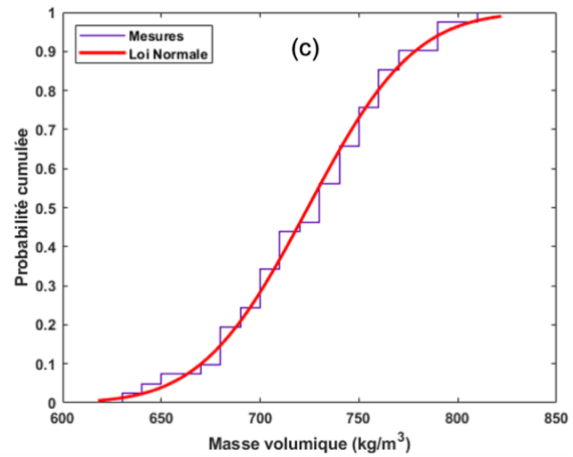
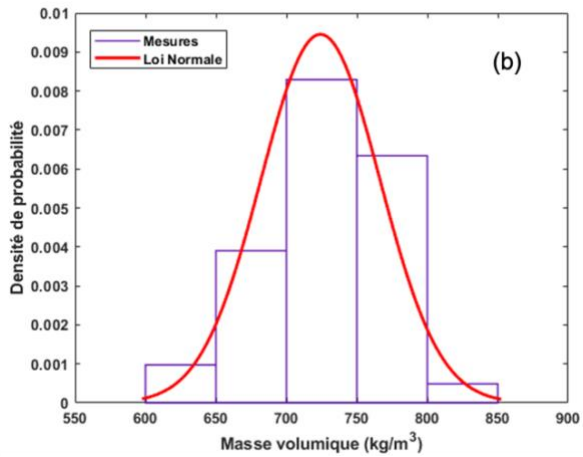
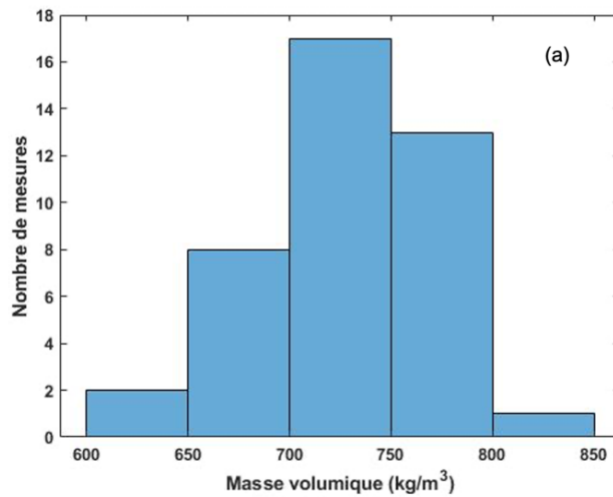


Figure 2.12- Distribution statistique des masses volumiques estimées par Resistograph® : (a) histogramme des mesures, (b) fonction densité de probabilité pour une loi normale et (c) fonction de répartition pour une loi normale.

Le Tableau 2.2 présente les paramètres statistiques des mesures effectuées au Resistograph®.

Tableau 2.2- Récapitulatif des estimations de masse volumique

N	ρ_{max} [kg/m³]	ρ_{min} [kg/m³]	ρ_m [kg/m³]	σ [kg/m³]	COV (%)
41	810	630	720	42,18	5,83

Outre l'estimation de la masse volumique, l'état de dégradation de certains éléments structuraux a été analysé au Resistograph®. Cette analyse donne une indication qualitative des dégradations de certains poteaux. La Figure 2.13 présente trois profils de poteaux montrant l'évolution de la résistance relative RA de l'appareil en fonction de la profondeur (en cm) d'avancement de la mèche. Ces profils correspondent respectivement à ceux des sondages S14, S16 et S13 sur la Figure 2.11.

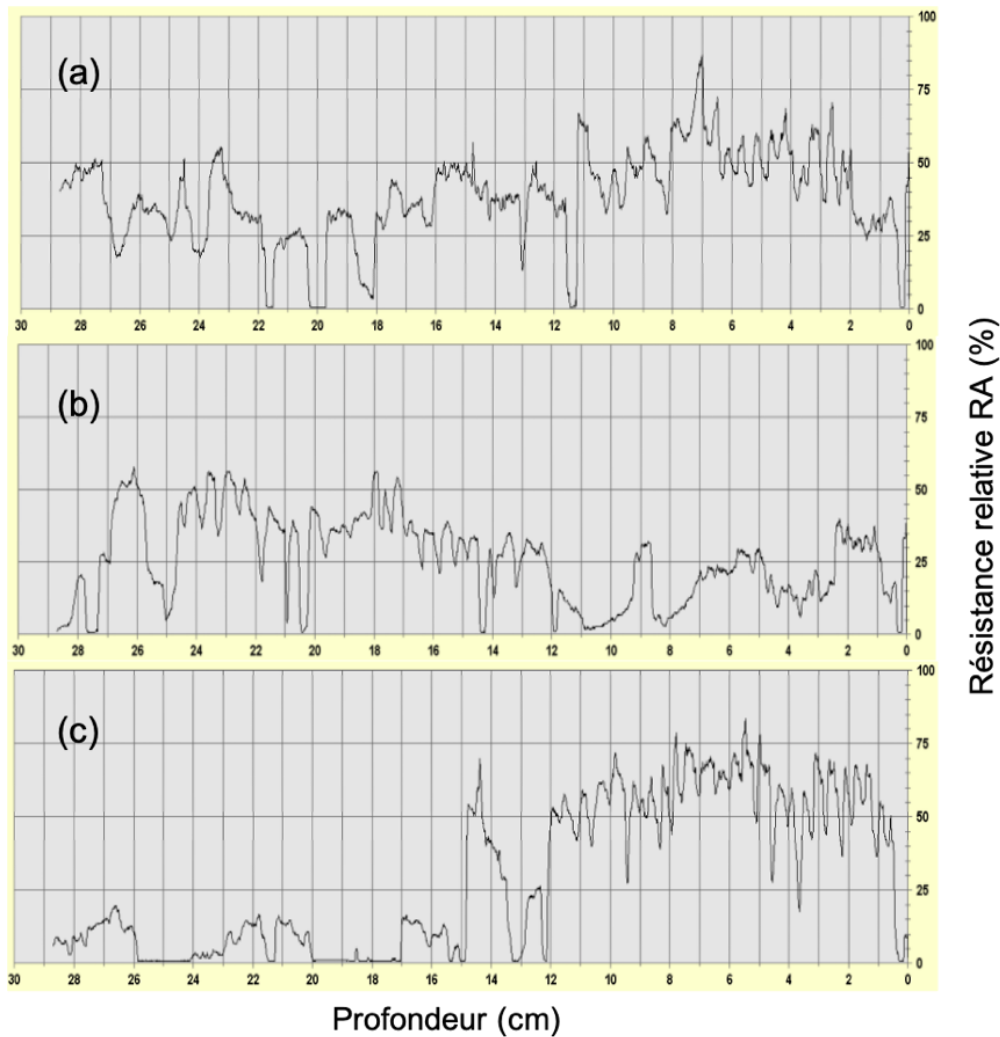


Figure 2.13- États de dégradation de certains poteaux du carré intermédiaire de la structure, (a) état sain sur une face, (b) état partiellement dégradé entre les profondeurs de 8 cm et 12 cm, (c) état totalement dégradé à partir d'une profondeur de 15 cm

Sur la Figure 2.13, le poteau (a) n'est pas dégradé, le poteau (b) est partiellement dégradé entre les profondeurs de mèche de 8 cm et 12 cm et le poteau (c) est totalement dégradé à partir d'une profondeur de 15 cm. L'appréciation de l'état de dégradation (par des insectes et champignons) est qualitative et relative par rapport à l'état jugé sain, c'est-à-dire que la présence de bois altéré est constatée par la chute du signal délivré relativement au niveau atteint dans la zone saine. Dans certaines études (Cuartero *et al.*, 2019), ces altérations du bois sont intégrées dans l'analyse structurelle en déduisant les surfaces dégradées de la section transversale des éléments. Ainsi la section transversale efficace (ou résiduelle) est celle qui est considérée comme résistante. C'est l'exemple de Cuartero *et al.* (Cuartero *et al.*, 2019) qui prennent en compte les dégradations d'une toiture à partir des mesures au Resistograph® dans leur modèle géométrique en réalisant des simulations où les sections transversales apparentes sont considérées comme résistantes en totalité d'une part et d'autre part où les sections transversales résiduelles sont utilisées. Cependant, cette approche nécessite que tous les éléments de la structure soient

testés et que soient effectuées plusieurs mesures le long de chaque élément et dans différentes directions afin d'obtenir une cartographie de dégradations pour chaque élément dégradé. Cette approche n'a pas pu être suivie dans notre étude. Pour cela, du fait de la profondeur moyennement faible des dégradations obtenue sur les éléments les plus dégradés (par observation visuelle) par rapport aux grandes dimensions de leurs sections transversales et de l'aspect ponctuel des sondages, la réduction des sections transversales des éléments n'a pas été considérée dans notre étude et les sections apparentes sont celles qui ont été utilisées dans le modèle géométrique.

2.3.2.2 Estimation du module d'élasticité longitudinal des éléments

A l'instar de la masse volumique sur site, des mesures ont été réalisées par la méthode d'ondes élastiques. Comme décrit au paragraphe 1.3.3.2, les deux techniques de génération d'ondes (par marteau d'impact et par ultrasons) ont été utilisées.

L'équation (1.14) donne le module dynamique en fonction de la vitesse d'onde entre les deux électrodes et de la masse volumique. La détermination du module d'élasticité statique s'effectue à partir d'une corrélation avec le module dynamique par l'équation (2.7) :

$$E_s = E_d/\eta \quad (2.7)$$

Le coefficient $\eta = 1,36$ adopté dans notre étude est la moyenne des coefficients obtenus dans différentes études de calibration entre les deux modules pour diverses essences de bois (FCBA, 2007). Seules 11 mesures sur les pannes basses des deux travées intérieures de la structure ont été effectuées par marteau d'impact. Les valeurs estimées selon cette approche sont comprises entre 8000 et 13300 MPa avec une moyenne de 11200 MPa et un coefficient de variation de 13,5% ; ce qui permet d'aboutir à une classe de résistance D35 ou D30 selon (EN 338, 2016) pour les poutres et poteaux testés sur la structure de Villeréal. Il convient de préciser que les résultats de module d'élasticité obtenus par la méthode de propagation de son par marteau d'impact sont influencés par la fréquence d'onde (Kasal *et al.*, 2010) générée étant donné qu'elle dépend en partie de l'opérateur si le marteau d'impact n'est pas muni d'un capteur de force (dans notre cas, il n'y avait pas de capteur de force) pour contrôler la force impulsionnelle.

Des mesures de temps de propagation d'ondes ultrasonores ont donc été réalisées pour avoir une base de données plus élargie et affiner les résultats. Le générateur d'ondes ultrasonores utilisé est un testeur ultrasonore de modèle UK1401 du groupe ACS® (Acoustic Control Systems) capable de mesurer des temps de propagation dans une plage de 15 à 100 μ s. Initialement conçu pour l'évaluation de la durabilité des bétons, ce générateur est facile d'utilisation et peut être calibré pour tenir compte de la nature du matériau. La fréquence d'onde générée est de 50 kHz. Vingt-trois éléments (regroupant poteaux et poutres) ont été testés longitudinalement en effectuant plusieurs mesures (4 ou 5) par élément, pour un total de 102 mesures. Les résultats obtenus montrent une concordance avec ceux de la méthode

par marteau d'impact avec un écart sur la moyenne d'environ 18%. Les valeurs estimées sont comprises entre 7090 MPa et 13300 MPa avec une moyenne de 9770 MPa. Le Tableau 2.3 présente le récapitulatif des résultats obtenus par les deux techniques de propagation de son.

Tableau 2.3- Comparatif des modules d'élasticité statique estimés par mesure du temps de propagation de son généré par marteau d'impact et par ultrasons

Technique	Intervalle d'estimation (MPa)	Moyenne (MPa)	COV (%)
Marteau d'impact	[8000; 13300]	11000	13,5
Ultrasons	[7090; 13300]	9770	16,8

L'écart observé entre les deux mesures peut s'expliquer par plusieurs facteurs. D'une part, les fréquences d'ondes générées diffèrent d'une technique à l'autre, et d'autre part, les mesures n'ont pas été réalisées sur les mêmes éléments. Aussi, les modules estimés par la méthode ultrasonore ont été calculés en fonction de la masse volumique moyenne (et non de la masse volumique individuelle de chaque élément) déterminée par les sondages au Resistograph®. Toutefois, les résultats sont jugés fiables au vu de la plage de valeurs du coefficient de variation obtenus pour chacune des techniques. De plus, le test de Student (Annexes A.2) réalisé sur les moyennes obtenues par les deux techniques permet de conclure que les deux populations sont semblables pour un risque de 5% d'un point de vue statistique.

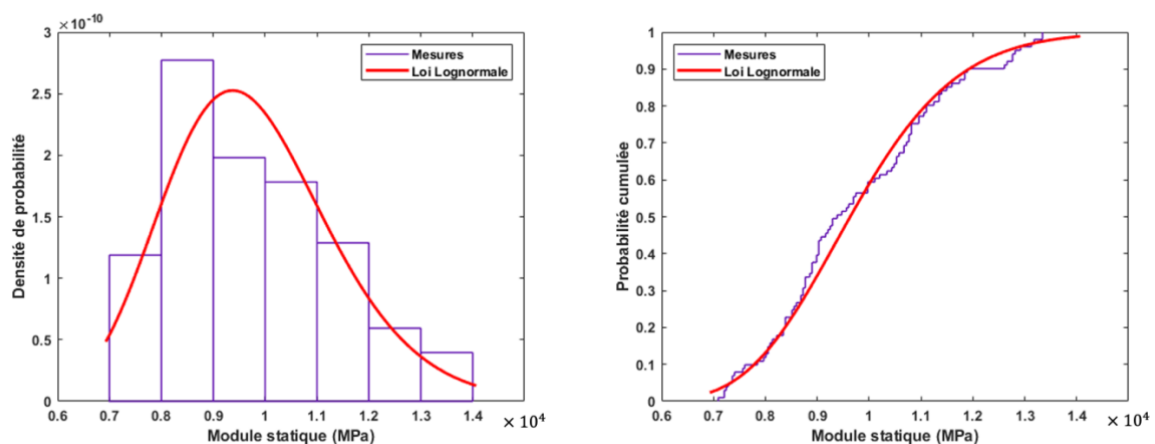


Figure 2.14- Distribution statistique des modules d'élasticité : histogramme des mesures (à gauche) et fonction de répartition (à droite) modélisée par une loi lognormale selon la méthode ultrasonore.

Les techniques d'END (méthodes de résistance au forage et de propagation de son) utilisées dans le cadre de cette thèse ont permis d'estimer les distributions de masses volumiques et de modules d'élasticité des éléments au sein de la structure. Bien que le nombre de mesures effectuées ne soit pas très élevé, ces mesures ont abouti à une classe de résistance minimale de D30 avec des éléments de D35 et D40 selon l'EN 338 (EN 338, 2016). A la suite de l'identification des paramètres d'éléments (masse

volumique du bois, module d'élasticité), une caractérisation mécanique des assemblages est aussi menée afin de disposer de données complémentaires pour la modélisation mécanique de la structure de la halle.

2.3.2.3 Le radar et la thermographie infrarouge

L'utilisation du radar dans ce travail est motivée par la recherche *in situ* d'hétérogénéités, de vides dans les éléments structuraux en bois et dans les assemblages. Pour ce faire, une étude de faisabilité a été faite en laboratoire sur la détection d'une tige métallique dans un élément en bois (Figure 2.15).



Figure 2.15- Tige métallique dans une section de bois soumise aux mesures radar

L'analyse des signaux (Figure 2.16 gauche) par rapport à une section de bois sans tige métallique permet de mettre en évidence la capacité du radar à la détection d'hétérogénéités (tige métallique dans notre cas) à travers des pics de signal constatés sur la partie de l'élément contenant la tige. La Figure 2.16 à droite montre le nombre de points par signal en fonction de la profondeur du bois. On peut distinguer à travers l'intensité du signal la limite de la tige métallique dans le bois.

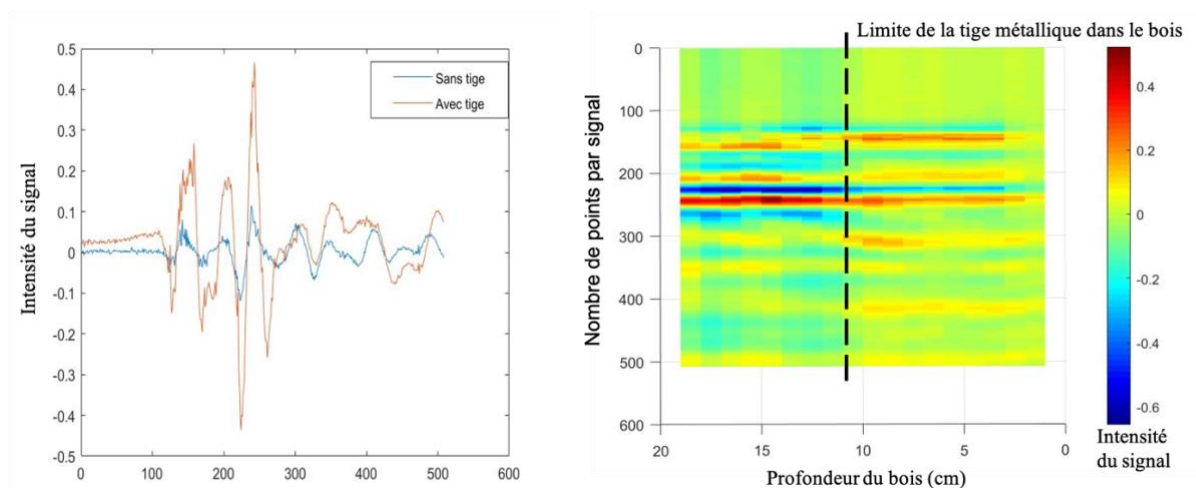


Figure 2.16- Différence entre les signaux de bois avec tige métallique et sans tige métallique

Malgré les résultats obtenus en laboratoire, les mesures au radar n'ont pas été effectuées *in situ* à cause de l'expertise requise pour l'interprétation des données et des problèmes de logistique.

En ce qui concerne la thermographie infrarouge, les tentatives d'utilisation sur site n'étaient pas concluantes. En effet, l'état de préservation (dégradation biologique, fissure) du bois n'a pas pu être évalué. Cela est peut-être dû au faible champ d'investigation de la technique ou à un apport insuffisant de chaleur.

2.4 Caractérisation mécanique d'assemblages à tenon et mortaise

Dans le premier chapitre, les difficultés liées à la caractérisation mécanique (estimation des raideurs et des résistances) des assemblages traditionnels en bois ont été présentées. Diverses méthodes sont proposées (Sandhaas and Van de Kuilen, 2017; Shanks *et al.*, 2008; Shanks and Walker, 2005) pour estimer les raideurs d'assemblages et prédire la résistance des assemblages à tenon- mortaise chevillés. Ces méthodes sont expérimentales et/ou basées sur l'Eurocode 5, mais peuvent conduire à des estimations erronées si la nature des chevilles en bois n'est pas prise en compte. Dans cette section, notre objectif est de proposer une approche couplée expérimentale-numérique pour caractériser les assemblages à tenon et mortaise qui sont les plus représentés dans les monuments historiques en bois, notamment sur la halle de Villeréal. Le volet expérimental se base sur une démarche multiéchelle (de la cheville à l'assemblage) et des mesures de champs cinématiques contrairement aux mesures locales de la littérature tandis que le volet numérique s'appuie sur une modélisation aux éléments finis de l'assemblage avec la prise en compte des critères de ruine du bois.

2.4.1 Approche expérimentale

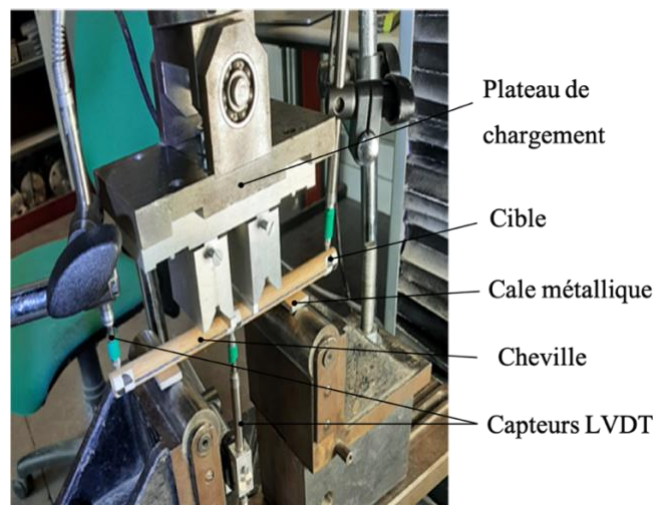
Le comportement des assemblages en bois avec des organes de type tige (principalement métalliques) tel que décrit par l'Eurocode 5 nécessite la connaissance de paramètres spécifiques aux tiges comme le moment plastique de la tige ou la portance locale de la tige dans les éléments de bois (Équation 1.25).

Peu de données existent sur les tiges ou chevilles en bois (Miller and Schmidt, 2004; Schmidt and Daniels, 1999; Shanks and Walker, 2005) alors que celles concernant la portance locale du bois sont plus courantes (Schmidt and Daniels, 1999; Miller and Schmidt, 2004; Shanks and Walker, 2005; Xu, 2009; Tavakoli-Gheynani, 2021). Une campagne d'essais sur des chevilles en bois est effectuée afin de déterminer leurs caractéristiques, notamment le moment plastique $M_{y,Rk}$ (bien plus limité que celui des tiges métalliques) et la résistance au cisaillement. Toutes les chevilles utilisées sont en chêne. Les essais effectués sont des essais de flexion et de cisaillement sur des chevilles en bois et des essais de traction et compression sur des assemblages.

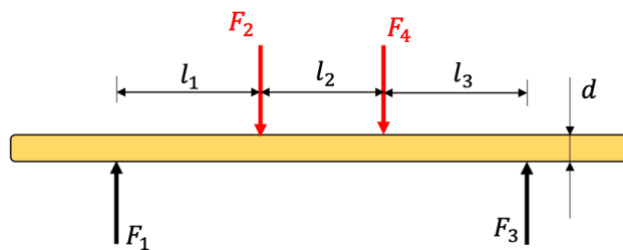
2.4.1.1 Essais de flexion sur les chevilles

2.4.1.1.1 Protocole expérimental

Des essais de flexion quatre points sont réalisés à l'institut I2M sur des chevilles en bois conformément à la norme ISO 10984-1 (2009). L'objectif est d'évaluer la capacité de flexion de ces chevilles en estimant leur moment plastique. Les diamètres des chevilles testées étaient de 12 mm et de 20 mm, correspondant aux plages de diamètres utilisées selon la largeur de tenon (valeurs standards de 30 mm et 50 mm) dans les monuments historiques en France. La Figure 2.17 présente le dispositif expérimental de l'essai de flexion 4 points sur les chevilles.



(a)



(b)

Figure 2.17- Dispositif expérimental des essais de flexion : (a) Photographie de l'essai et (b) Disposition géométrique

Les dimensions l_1, l_2, l_3 respectent les conditions suivantes de la norme ISO 10984-1 (2009)

$$l_1 = l_3 \geq 2d ; d \leq l_2 \leq 3d \quad (2.8)$$

Avec d le diamètre des chevilles.

Les dimensions adoptées sont présentées dans le Tableau 2.4.

Tableau 2.4- Dimensions des chevilles testées

Diamètre (mm)	Nombre d'essais	$l_1 = l_3$ (mm)	l_2 (mm)	Longueur totale (mm)
12	10	45	20	190
20	10	60	50	250

Le chargement est appliqué au moyen d'une presse (MTS Criterion Modèle 45 de capacité 100 kN) dont la précision correspond à 0,5 % de la charge appliquée. Selon la norme ISO 10984-1 (2009), la charge doit être appliquée à une vitesse constante afin d'atteindre la rupture en au moins 30 s. Suite à des essais préliminaires, la vitesse de déplacement de traverse adoptée était de 1,2 mm/min et la durée moyenne de l'essai de 6 min. Des cales métalliques étaient posées entre les points de chargement et la cheville ainsi qu'au niveau des appuis afin de limiter l'indentation du bois au cours du chargement. Trois capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer) ont été utilisés pour mesurer les déplacements aux extrémités et à mi-travée (flèche) de la cheville au cours de l'essai. Le moment plastique est alors déterminé par la relation (2.9) :

$$M_y = F_y \times l_1/2 \quad (2.9)$$

Où F_y désigne la force limite apparente d'élasticité de la cheville déterminée par l'intersection de la courbe force-déplacement avec la droite parallèle à sa pente initiale de la courbe et décalée d'une distance de $0,05 d$ (ISO 10984-1, 2009). Il arrive cependant que cette droite parallèle ne coupe pas la courbe de comportement force-déplacement ; dans ce cas, la limite apparente d'élasticité est prise égale à la charge maximale appliquée au cours de l'essai (Schmidt and Daniels, 1999; Thomson, 2010).

La Figure 2.18 présente l'allure typique des courbes force-déplacement obtenues pour les chevilles en flexion.

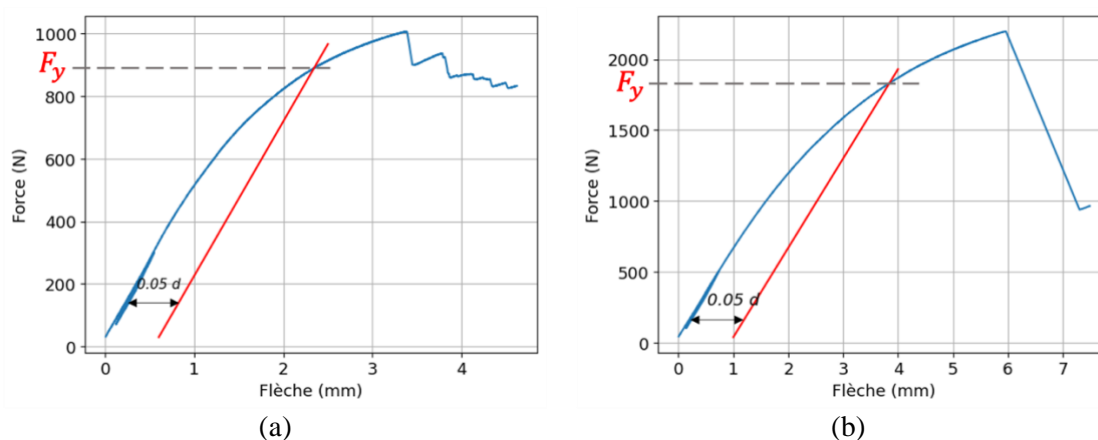


Figure 2.18- Courbes Force-Déplacement typiques des essais de flexion sur des chevilles

2.4.1.1.2 Analyse des résultats

Au total, 20 chevilles dont 10 ayant un diamètre de 12 mm et 10 de 20 mm de diamètre ont été testées en flexion 4 points pour déterminer leur moment caractéristique. Pour les chevilles de 12 mm, la force limite apparente d'élasticité varie entre 442 N et 893 N alors que pour celles de 20 mm, on a des valeurs entre 1136 N et 2154 N. Les résultats (Tableau 2.5) montrent une dispersion relativement élevée des valeurs M_y du moment d'écoulement plastique estimé ; les COV sont respectivement de 22,7% et 23,2% pour les chevilles de 12 mm et de 20 mm de diamètre. Le Tableau 2.5 résume les résultats des essais de flexion sur les chevilles, les valeurs entre parenthèses représentent les COV de la force limite apparente d'élasticité et de la flèche atteinte au cours des essais.

Tableau 2.5- Analyse statistique des essais de flexion sur les chevilles

d * (mm)	n *	F_y (N)	u_{max} (mm)	M_y (N.mm)	K (N/mm)
12	10	680,8 (22,7%)	3,1 (22,48%)	27230,5 (22,7%)	373,2 (20,87%)
20	10	1600,3 (23,2%)	4,5 (32,95%)	72012,3 (23,2%)	541,0 (23,1%)

* d = diamètre des chevilles et n = nombre d'essais

L'aspect des chevilles à la fin des essais (Figure 2.19) révèle une capacité de rotation assez faible des chevilles en bois comparativement aux organes métalliques de type tige comme les broches et les boulons. La rupture des chevilles intervient après l'initiation de fissures parallèles au fil dans leur zone centrale.



Figure 2.19- Aspect d'une cheville de 20 mm à la fin de l'essai montrant l'angle de rotation α

L'évaluation du moment d'écoulement plastique selon l'Eurocode 5 est donnée pour les assemblages bois-bois avec des boulons par la relation suivante :

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \quad (2.10)$$

Où $M_{y,Rk}$ désigne la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique en N.mm, $f_{u,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier en MPa et d le diamètre du boulon en mm.

En transposant cette relation de l'Eurocode 5 à une cheville en bois de diamètre 20 mm et en supposant une classe de résistance de D35 pour le bois ($f_{u,k} = 21$ MPa), la valeur caractéristique estimée du moment $M_{y,Rk}$ est de 15206 N.mm. La valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique peut être estimée, en faisant l'hypothèse que le moment d'écoulement plastique suit une distribution normale, par la relation $\mu - 1,645\sigma$ où μ et σ désignent respectivement la moyenne et l'écart-type. Cette valeur estimée à partir des essais est de 44530 N.mm. La différence entre la valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique déterminé expérimentalement et celle évaluée par l'Eurocode 5 (trois fois plus) s'explique par le fait que la formulation de l'Eurocode 5 soit essentiellement proposée pour les boulons métalliques et que la relation (2.10) ne peut être adoptée pour l'évaluation du moment d'écoulement plastique des chevilles en bois.

La Figure 2.20 présente les allures des courbes forces-déplacement obtenues pour ces essais.

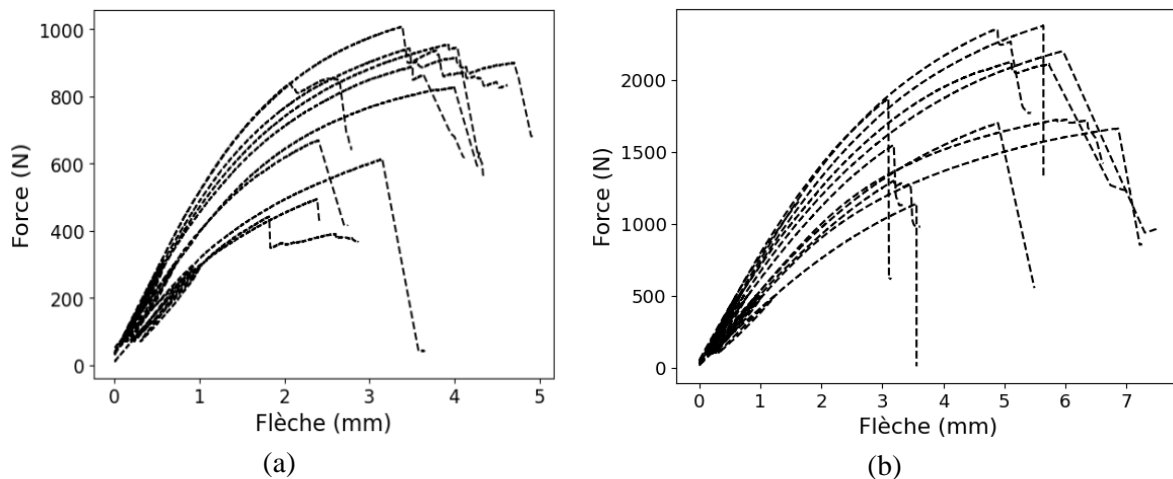


Figure 2.20- Comportement en flexion des chevilles pour (a) $d = 12$ mm et (b) $d = 20$ mm

2.4.1.2 Essais de cisaillement des chevilles

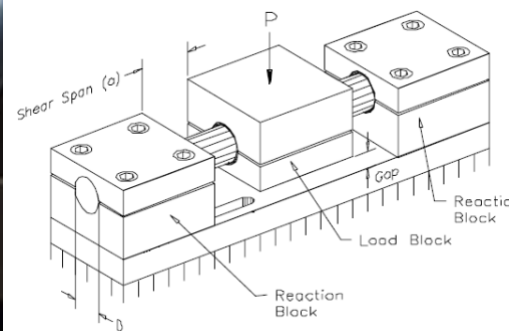
2.4.1.2.1 Protocole expérimental

Contrairement aux essais de flexion quatre points qui ne nécessitent aucun appareillage particulier à l'exception des capteurs LVDT pour le suivi de déplacements, un dispositif spécifique a été conçu pour la réalisation des essais de cisaillement de chevilles. Ce dispositif est un bâti métallique constitué de 2 pièces : la première pièce est en forme de « U » d'épaisseur latérale de 30 mm et la deuxième pièce, centrale a une épaisseur 50 mm (Figure 2.21). Ce bâti métallique est réalisé dans le but de profiter de la grande rigidité de l'acier par rapport au bois afin d'obtenir le comportement de la cheville. Un dispositif

similaire a été utilisé dans (Schmidt and Mackay, 1997) mais avec des portées de cisaillement variables afin d'étudier la relation entre la portée de cisaillement et la capacité au cisaillement des chevilles. Aucune métrologie autre que le système d'enregistrement de la charge appliquée n'a été utilisée pour cet essai car l'objectif était d'évaluer la capacité portante des chevilles en double cisaillement et d'analyser les modes de rupture obtenus.



(a)



(b)

Figure 2.21- Montage expérimental pour les essais de cisaillement des chevilles (a) photographie du dispositif et (b) extrait de (Schmidt and Mackay, 1997)

2.4.1.2.2 Analyse des résultats

D'après les essais de cisaillement, le comportement global des chevilles en termes de relation entre la charge appliquée et le déplacement de la traverse peut être décomposé en trois phases (Figure 2.22) après un léger glissement initial lors de la mise en place des chevilles. La première phase est une phase linéaire apparente correspondant au domaine élastique ; la deuxième phase est non linéaire et est liée à la ductilité de la cheville, en rapport avec son confinement dans le bâti métallique. Cette deuxième phase se poursuit jusqu'à atteindre un plateau (qui donne la capacité portante de la cheville en cisaillement). La valeur du plateau se situe entre 3045 N et 6620 N pour les chevilles de 12 mm de diamètre et entre 6750 N et 10004 N pour celles de 20 mm de diamètre. A l'issue de la deuxième phase débute une troisième phase marquée par une augmentation de la charge ; l'augmentation de la charge résultant de la densification du bois due à la compression transversale des fibres et au confinement de la cheville

dans le bâti métallique (Toussaint, 2010; Tavakoli-Gheynani, 2021). Ce n'est qu'à la fin de la troisième phase que survient la ruine finale de la cheville pour une charge moyenne de 9810 N pour les chevilles de 12 mm de diamètre et 14701 N pour celles de 20 mm. Elle est donc liée à la densification par compression transversale du bois et ne nous intéresse pas dans le cadre de cette étude dans la mesure où ce sont la capacité de cisaillement et celle de flexion des chevilles qui sont mobilisées dans le comportement en traction des assemblages à tenon et mortaise chevillés. La Figure 2.22 présente une illustration de ces différentes phases du comportement ainsi que le comportement des chevilles de 12 mm et de 20 mm de diamètre.

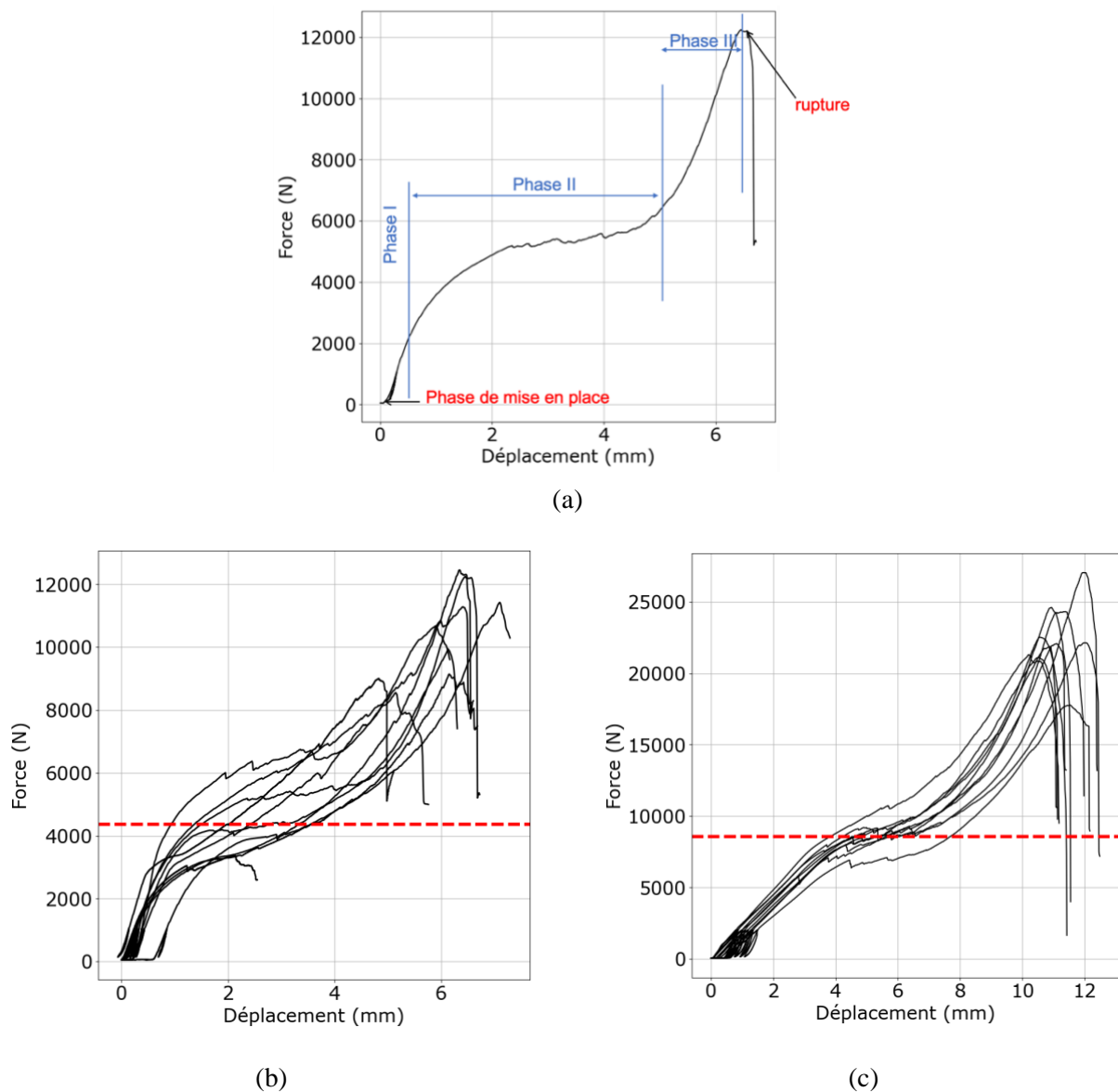


Figure 2.22- Comportement en cisaillement des chevilles : (a) exemple montrant les 3 phases, (b) $d = 12 \text{ mm}$ et (c) $d = 20 \text{ mm}$. La ligne rouge représente la valeur moyenne des résistances au cisaillement

Le Tableau 2.6 présente un récapitulatif des valeurs de résistances obtenues pour les essais de cisaillement de chevilles.

Tableau 2.6- Analyse statistique des essais de cisaillement sur les chevilles

d^* (mm)	n*	Résistance au cisaillement des chevilles (N)		
		Valeurs moyennes	COV (%)	Amplitude
12	10	4363,7	28,8	3045 - 6620
20	10	8574,6	29,4	6753,5 - 10004,4

2.4.1.3 Essais sur des assemblages

2.4.1.3.1 Protocole expérimental

Les essais sur assemblages sont réalisés à deux échelles : une échelle réduite (1/3 par rapport aux éléments de la halle de Villeréal) avec des éléments de bois de faible section (100x87 mm² pour l'élément de mortaise long de 550 mm et 100x53 mm² pour l'élément de tenon d'une longueur de 360 mm avec des chevilles de 12 mm) et une échelle plus grande (échelle 1, représentative de la structure réelle) avec des éléments de bois de section 200x200 mm² et des chevilles de 20 mm de diamètre comparables à celles des assemblages de la halle de Villeréal. Les conditions de pince portent sur les distances de rive et d'extrémité, à savoir respectivement la distance entre le centre de la cheville et le bord de la pièce portant la mortaise et la distance entre le centre de la cheville et l'extrémité du tenon. Diverses études (Burnett *et al.*, 2003; Miller and Schmidt, 2004) ont proposé des valeurs de distances de rive et d'extrémité en fonction de l'essence de bois de l'assemblage et de l'essence de bois de la cheville. Ces distances varient entre 1,5 d et 2,5 d ; une distance de 2 d est retenue dans notre cas. Le trou de la cheville dans la mortaise est décalé de 2 ou 3 mm de celui du tenon pour créer une précontrainte de l'assemblage et réduire ainsi le glissement initial de l'assemblage. Il s'agit du chevillage « à la tire » classiquement utilisé dans la mise en œuvre des assemblages à tenon et mortaise pour limiter le phénomène de retrait et maintenir les surfaces en contact dans le comportement à long terme des charpentes anciennes.

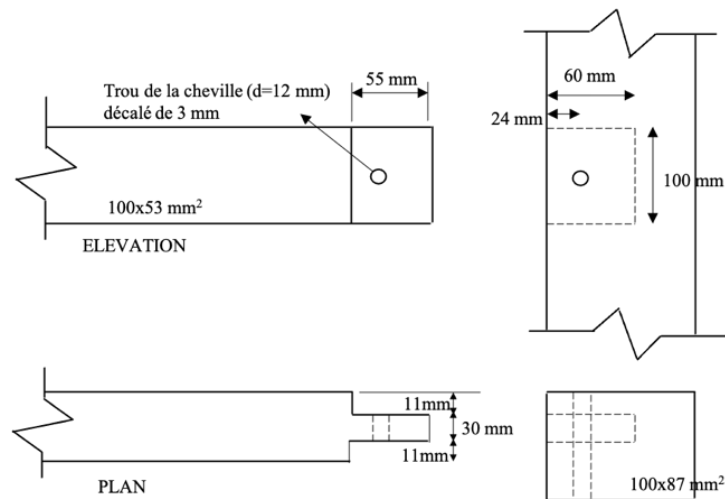


Figure 2.23- Géométrie de l'assemblage à tenon et mortaise à échelle réduite

Le dispositif expérimental des essais réalisés est composé de deux chaînes de mesure (Figure 2.24). La première chaîne de mesure est constituée d'une machine d'essais (type MTS Criterion® de modèle C45.504 ayant une capacité de force nominale de 50 kN et une précision de 0,5%) pour les essais de traction. Les déplacements de la traverse sont enregistrés au cours de l'essai et les déplacements relatifs entre le poinçon et l'entrait sont mesurés par des capteurs LVDT placés latéralement au poinçon. Il faut noter les sources d'imprécision de mesure de déplacements dues aux déformations du bâti et de la traverse au cours de l'essai, ce qui limite l'exploitation des données relatives au déplacement de la traverse dans l'analyse des résultats. Il est donc proposé dans cette étude, d'ajouter une deuxième chaîne de mesure de déplacements utilisant des caméras et basée sur la corrélation d'Images numériques (CIN) (Clerc, 2001; Bertin *et al.*, 2016) afin d'analyser les champs de déplacements et de déformations. Ce second système de mesure est composé de 2 caméras qui enregistrent une séquence d'images de chacune des faces de l'éprouvette préalablement mouchetée. La résolution des caméras utilisée était de 2048x2048 pixels². Le principe de la CIN est présenté brièvement au paragraphe 2.4.1.3.2. Les images sont ensuite traitées par CIN avec le logiciel Vic-2D® pour fournir les champs de déplacements et de déformations au cours de l'essai.

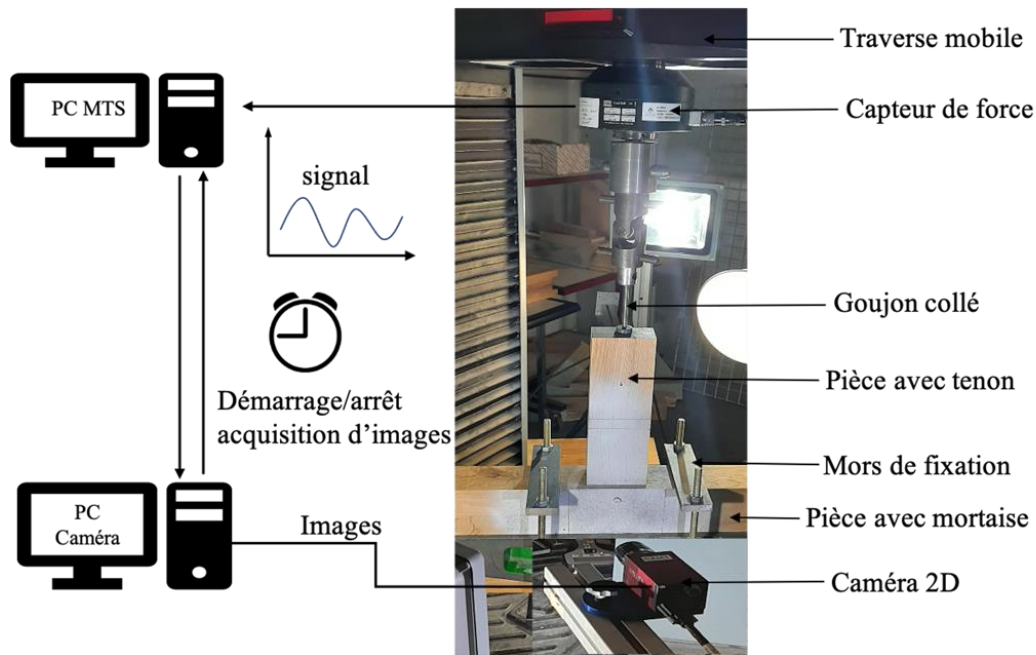


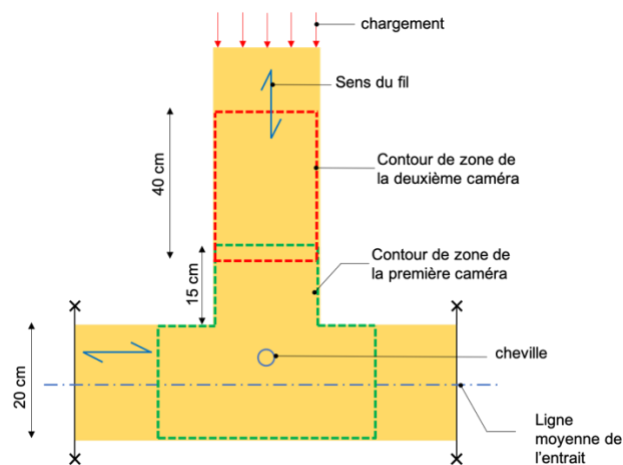
Figure 2.24- Dispositif expérimental de l'essai de traction (pull-out tests) sur assemblage à tenon et mortaise avec mesures de champs cinématiques

La charge est introduite par un goujon ancré sur la partie supérieure de la pièce en bois contenant le tenon. Le choix de la longueur d'ancrage et du diamètre du goujon est basé sur les travaux de Lartigau (Lartigau, 2013). Deux phases de charges-décharges ont été effectuées avant de réaliser une dernière montée en charge jusqu'à la rupture. L'essai est piloté en déplacement à une vitesse de 0,8 mm/min de la traverse de chargement pour que la durée de l'essai soit comprise entre 5 et 10 minutes.

Pour l'essai de compression, des essais préliminaires ont été réalisés sur trois assemblages à tenon et mortaise à échelle réduite et un essai effectué sur l'assemblage à échelle structurale. Deux capteurs de déplacements LVDT sont placés latéralement au poinçon pour mesurer son déplacement relatif par rapport à l'entrait. La moyenne des déplacements enregistrés par les deux capteurs est utilisée pour l'analyse des résultats. Un autre capteur est positionné sur le poinçon afin de mesurer son déplacement vertical absolu ainsi que la flèche au cours de l'essai. Compte tenu de la hauteur finie assez grande (1 m) de l'éprouvette, les deux caméras sont positionnées pour prendre des images d'une même face mais pour des zones distinctes : la première est focalisée sur la zone d'interface de l'assemblage et la deuxième enregistre des images de la partie supérieure de la pièce verticale (Figure 2.25).



(a)



(b)

Figure 2.25- Dispositif expérimental de l'essai de compression à l'échelle structurale (a) photographie du montage et (b) zones d'intérêt couvertes par les deux caméras

Contrairement aux essais sur les chevilles et sur les assemblages en traction, l'essai de compression à l'échelle structurale est réalisé sur un banc de structure d'une capacité maximale de 250 kN.

2.4.1.3.2 Corrélation d'images numériques

La corrélation d'images numériques (CIN) est une technique non intrusive de mesures de champs cinématiques. En 2D, la CIN repose sur un algorithme de calcul qui consiste à appairer successivement des points dans deux images (une image de l'objet dans un état initial et une autre dans un état déformé) comme montré à la Figure 2.26. Ces images doivent présenter une texture permettant de distinguer des niveaux de gris. Si ce n'est pas le cas, un motif aléatoire de niveaux de gris est appliqué sur les faces

des objets avant l'acquisition d'images. Les images acquises sont ensuite comparées pour détecter des déplacements en recherchant un point donné d'une image à l'autre. Étant donné qu'il est pratiquement impossible de retrouver un point en utilisant un pixel, on définit une zone carrée de plusieurs pixels de côté appelée zone d'intérêt (ZOI pour Zone of Interest) qui est utilisée pour la recherche de corrélation.



Figure 2.26- Zone d'intérêt (ZOI) dans l'image de l'objet dans (a) l'état initial et (b) l'état déformé (David, 2014)

Plusieurs facteurs comme la taille de la ZOI, la taille et la qualité de la texture de l'éprouvette ou du mouchetis, la fonction d'interpolation des niveaux de gris, etc. influencent la qualité des mesures réalisées par CIN (Clerc, 2001; Bodelot, 2008; David, 2014; De Souza Rios, 2015).

2.4.1.3.3 Analyse des résultats

Les assemblages à échelle réduite testés en traction se répartissaient en deux groupes : un premier groupe avec trois assemblages en pin et un deuxième avec trois assemblages en chêne. Dans les deux groupes, les chevilles utilisées étaient en chêne. Pour les assemblages dont les chevilles ont pu être extraites à la fin de l'essai, le mode V de (Miller *et al.*, 2010) est celui qui a été observé (Figure 2.27 (c)). Ni le tenon ni la mortaise ne semble avoir subi des effets importants de chargements à l'exception de l'indentation locale due à la cheville (Figure 2.27 (a) et (b)).

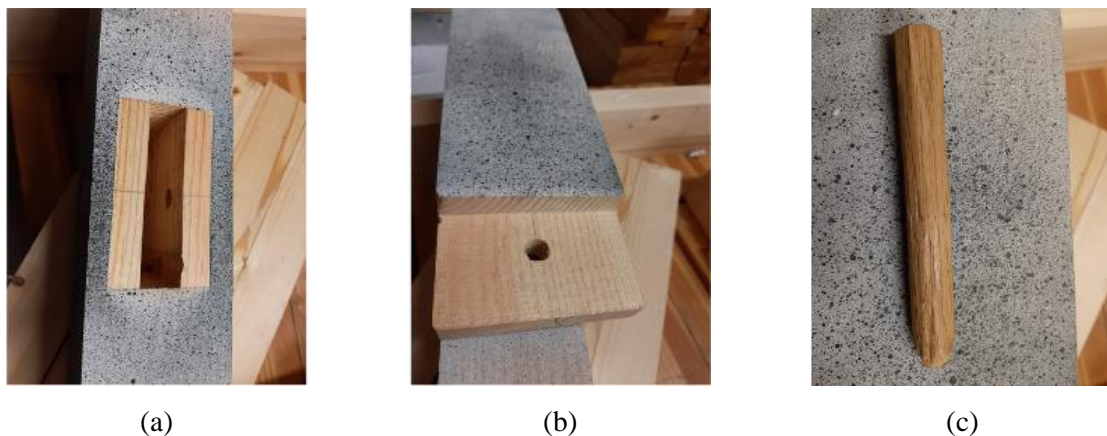


Figure 2.27- Aspect de l'assemblage à la fin de l'essai de traction (a) : mortaise non rompue, (b) tenon non rompu et (c) cheville cisailée

Du fait que certains assemblages soient réalisés en pin et d'autres en chêne et que le point commun de ces assemblages est la nature des chevilles (réalisées toutes en chêne), il ressort du Tableau 2.7 que la résistance de l'assemblage dépend uniquement de la résistance au cisaillement des chevilles. De plus, les charges de rupture obtenues expérimentalement pour les assemblages se trouvent dans la plage de valeurs des résistances au cisaillement obtenues pour les chevilles de diamètre 12 mm (Tableau 2.6).

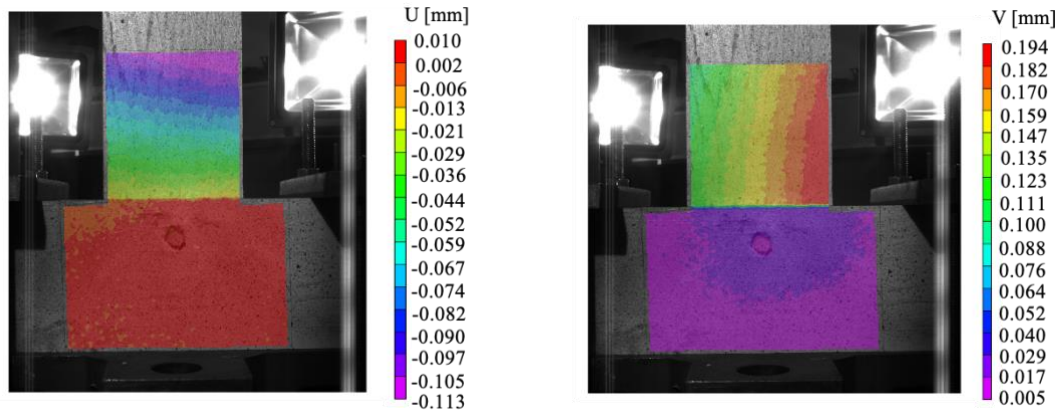
Tableau 2.7- Forces de rupture obtenues expérimentalement pour les assemblages à échelle réduite

Bois	Numéro d'essai	Charge de rupture (N)
Pin	1	4769,2
	2	4283,6
	3	4384,3
Chêne	4	4414,3
	5	4727,5
	6	4975,1
-	Moyenne (COV)	4592,3 (5,9%)

Détermination des raideurs d'assemblages

Les images acquises au cours des essais sur les assemblages ont ensuite été traitées par CIN et les champs de déplacements (Figure 2.28) et de déformations (Figure 2.29) sont obtenus pour les deux faces de chaque éprouvette.

Ces champs cinématiques mettent en évidence une flexion parasite (rotation du poinçon) au cours du chargement, ce qui se traduit par le fait que les points situés à une même ordonnée sur le poinçon n'ont pas le même déplacement vertical (Figure 2.28 (b)). Cela est également constaté sur le champ de déformations (Figure 2.29 (b)) où la déformation en traction est plus élevée au coin inférieur droit qu'au coin inférieur gauche du poinçon. Cette observation a été prise en compte dans le calcul des déplacements relatifs pour l'estimation de la raideur axiale de l'assemblage. A cet effet, des tranches rectangulaires de même épaisseur (1 cm) sont définies au droit du poinçon et les déplacements verticaux ont été moyennés le long de chaque tranche (Figure 2.30). Bien que des tranches de section aient été définies jusqu'à la limite inférieure de l'entrait, il faut noter que celles situées sous la ligne moyenne de l'entrait ne sont pas utilisées dans le calcul de la raideur.



(a)

(b)

Figure 2.28- Exemple de champs de déplacements (a) horizontaux et (b) verticaux

Pour chaque assemblage, nous avons donc plusieurs courbes forces-déplacement représentant chacune l'évolution du déplacement relatif d'une tranche de section donnée par rapport à la ligne moyenne de l'entrait. La raideur axiale de l'assemblage est alors déterminée en faisant la moyenne des pentes dans le domaine élastique des différentes courbes forces-déplacement des tranches horizontales explorées.

$$K_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{F_a - F_b}{\Delta v_{a,i} - \Delta v_{b,i}} \right) \quad (2.11)$$

Où K_j est la raideur d'un assemblage, n le nombre de tranches de sections considérées pour le calcul de la raideur d'un assemblage, F_a et F_b les forces délimitant le domaine élastique obtenu par régression linéaire, $\Delta v_{a,i}$ et $\Delta v_{b,i}$ les déplacements relatifs correspondants (Figure 2.31).

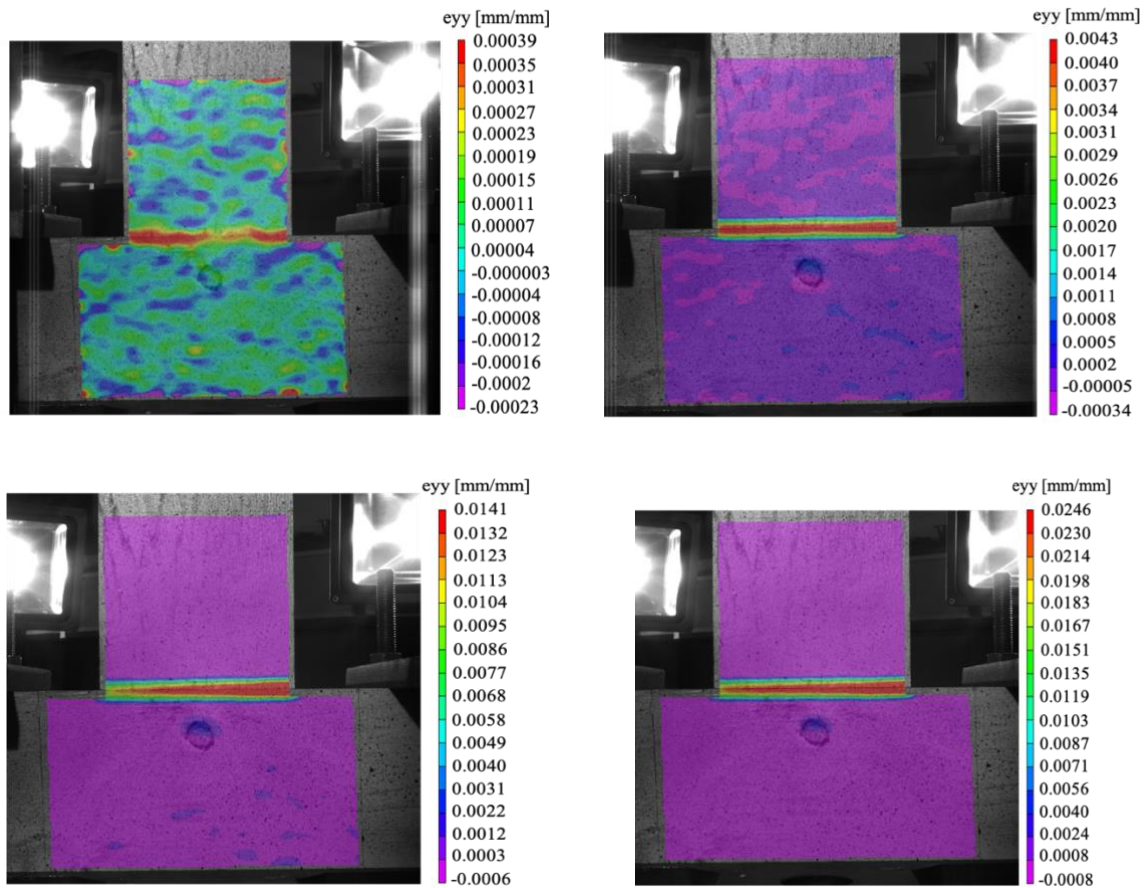


Figure 2.29- Évolution du champ de déformations verticales au cours de l'essai de traction

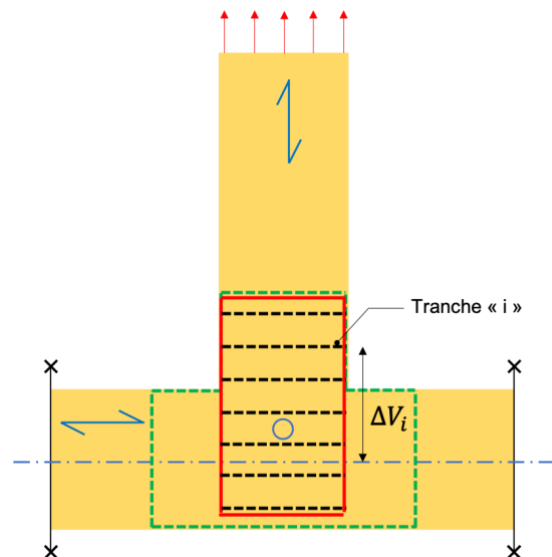


Figure 2.30- Découpage en tranches (environ 30) de la zone d'intérêt pour le calcul des raideurs

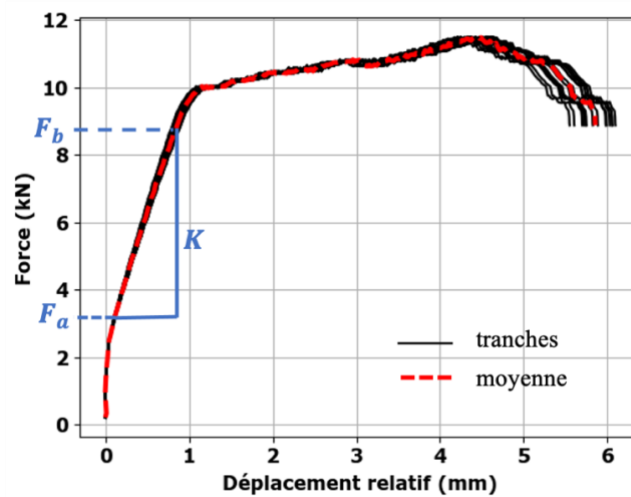


Figure 2.31- Courbe force-déplacement relatif d'un assemblage à échelle structurale en traction

A l'échelle réelle, le comportement en traction de l'assemblage (Figure 2.31) peut être décomposé en quatre phases : une première phase linéaire marquée par une raideur initiale élevée ; une deuxième phase marquée par une diminution de la raideur initiale après un chargement d'environ 2 kN ; une troisième phase de raideur très faible (quasi-nulle) à partir du seuil d'écoulement plastique (environ 10 kN) et une dernière phase marquée par la chute du chargement après l'atteinte de la charge maximale. Ces 4 phases sont similaires à celles observées par Shanks et Walker (Shanks and Walker, 2005) sur des assemblages à tenon et mortaise chevillés en chêne avec des éléments de section transversale 200 mm x 200 mm comme ceux utilisés dans cette étude.

En compression, on observe expérimentalement une première phase linéaire de raideur initiale K_1 et une deuxième phase linéaire à partir d'une charge de 100 kN au cours de laquelle la raideur initiale diminue (voir Figure 2.32). La pente K_2 de cette deuxième phase est celle considérée comme la raideur élastique axiale de l'assemblage en compression afin de négliger la phase initiale de mise en place.

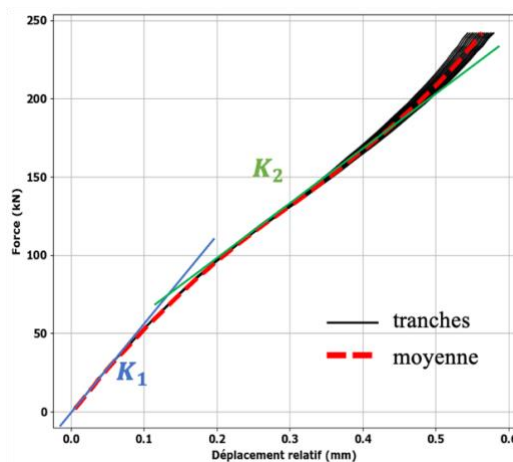


Figure 2.32- Courbe force-déplacement relatif de l'assemblage à échelle structurale en compression

Toutefois, on remarque que les résultats obtenus par la CIN ne sont pas tous conformes à ceux obtenus par les capteurs LVDT. D'une part, les champs de déplacement sont différents et conduisent à des raideurs axiales différentes. Cette différence est plus importante en compression qu'en traction (Figure 2.33). D'autre part, les champs de déformation obtenus ne permettaient pas de remonter au module du bois car l'algorithme de calcul et d'intégration de ces champs cinématiques était basé sur la méthode des « différences finies » qui entraînait un champ de déformation très perturbé (Colantonio, 2020). De ce fait, les résultats obtenus ici basés sur la CIN doivent plus être perçus qualitativement que quantitativement. En effet, l'exactitude des résultats numériques de la CIN est conditionnée par plusieurs paramètres et des techniques de calibration des modèles de corrélation sont proposées dans la littérature (Colantonio, 2020) afin d'améliorer l'exploitation quantitative des résultats issus de la CIN.

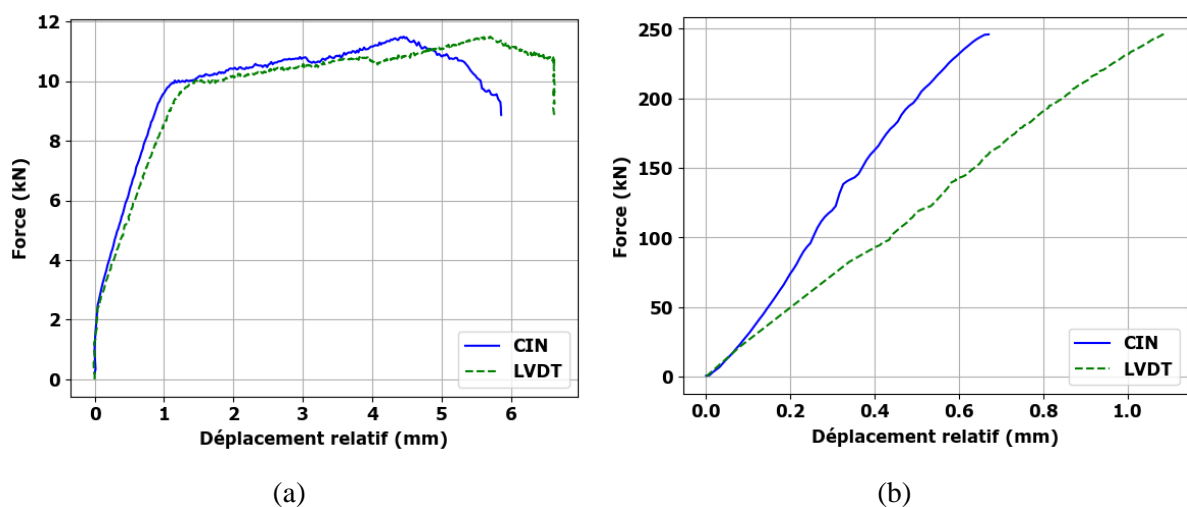


Figure 2.33- Comparaison entre les résultats obtenus par la CIN et par les capteurs LVDT : (a) en traction et (b) en compression.

2.4.2 Approche numérique

Dans cette partie, une approche de modélisation numérique des essais sur assemblages est proposée ; l'objectif étant d'établir un modèle d'assemblage transposable à tout autre assemblage à tenon et mortaise en adaptant les dimensions géométriques et les paramètres liés au matériau.

2.4.2.1 Matériau : modélisation du bois

Le bois est modélisé comme un matériau orthotrope élastoplastique parfait avec intégration d'un critère de ruine pour définir le seuil d'écoulement plastique. Dans ce modèle, le critère de Hill a été adopté car son implémentation est relativement simple comparativement à celle du critère de Tsai-Wu car ce dernier nécessite des essais biaxiaux pour la détermination des termes d'interaction entre les contraintes normales et tangentielles. De plus, le critère de Hill a été utilisé dans (Dias *et al.*, 2007) et (Thai *et al.*, 2020) pour la modélisation du bois comme composante de matériaux composite bois-béton.

La réécriture de la relation 1.15 (Abaqus, 2014) définissant le critère de ruine permet d'avoir :

$$f(\sigma) = F(\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + G(\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + H(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 2L\sigma_{23}^2 + 2M\sigma_{31}^2 + 2N\sigma_{12}^2 \quad (2.12)$$

Où F, G, H, L, M, N sont des constantes déterminées expérimentalement par :

$$F = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} \right) \quad (2.13)$$

$$G = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} \right) \quad (2.14)$$

$$H = \frac{(\sigma^0)^2}{2} \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_{11}^2} + \frac{1}{\bar{\sigma}_{22}^2} - \frac{1}{\bar{\sigma}_{33}^2} \right) \quad (2.15)$$

$$L = \frac{3}{2} \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{23}} \right)^2 \quad (2.16)$$

$$M = \frac{3}{2} \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{13}} \right)^2 \quad (2.17)$$

$$N = \frac{3}{2} \left(\frac{\tau^0}{\bar{\sigma}_{12}} \right)^2 \quad (2.18)$$

Avec σ^0 la limite élastique de référence considérée comme la résistance en compression axiale du bois et $\bar{\sigma}_{ij}$ la limite élastique mesurée lorsque σ_{ij} est appliquée comme seule contrainte non nulle et $\tau^0 = \sigma^0/\sqrt{3}$. La relation entre σ^0 et $\bar{\sigma}_{ij}$ est donnée par les coefficients R_{ij} dans la relation (2.19) :

$$R_{ij} = \begin{cases} \frac{\bar{\sigma}_{ij}}{\sigma^0} & \text{si } i = j \\ \frac{\bar{\sigma}_{ij}}{\tau^0} & \text{si } i \neq j \end{cases}, i, j \in \{1, 2, 3\} = \{L, R, T\} \quad (2.19)$$

Les coefficients R_{ij} (sans unité) utilisés dans ce modèle proviennent de Ross (2010). On peut alors réécrire les constantes F, G, H, L, M, N en fonction des coefficients R_{ij} par :

$$F = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{22}^2} + \frac{1}{R_{33}^2} - \frac{1}{R_{11}^2} \right) \quad (2.20)$$

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{33}^2} + \frac{1}{R_{11}^2} - \frac{1}{R_{22}^2} \right) \quad (2.21)$$

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{11}^2} + \frac{1}{R_{22}^2} - \frac{1}{R_{33}^2} \right) \quad (2.22)$$

$$L = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{23}} \right)^2 \quad (2.23)$$

$$M = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{13}} \right)^2 \quad (2.24)$$

$$N = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_{12}} \right)^2 \quad (2.25)$$

La masse volumique du bois (en kg/m³) et le module d'élasticité longitudinal sont estimés par END et les autres propriétés élastiques (en MPa) du matériau sont déduites d'après Guitard (Guitard, 1987). Le Tableau 2.8 présente un récapitulatif des paramètres du bois retenus dans le modèle aux éléments finis (MEF).

Tableau 2.8- Paramètres du bois dans le MEF

N°	Paramètres	Valeurs	Sources	N°	Paramètres	Valeurs	Sources
1	ρ	720 kg/m ³	END	8	ν_{12}	0,33	(Guitard, 1987)
2	E_1	11000 MPa	END	9	ν_{13}	0,36	(Guitard, 1987)
3	E_2, E_3	1490,8 MPa	(EN 338, 2016)	10	ν_{23}	0,41	(Guitard, 1987)
4	G_{12}	1040 MPa	(EN 338, 2016)	11	R_{11}	1	(Ross, 2010)
5	G_{13}	886 MPa	(EN 338, 2016)	12	R_{22}, R_{33}	0,11	(Ross, 2010)
6	G_{23}	172 MPa	(EN 338, 2016)	13	R_{12}, R_{13}, R_{23}	0,39	(Ross, 2010)
7	σ^0	31,5 MPa	(EN 338, 2016)				

2.4.2.2 Modèle : définition des contacts, maillage et conditions aux limites

Le modèle éléments finis de l'assemblage est réalisé avec le code commercial Abaqus® (Abaqus, 2014). Les surfaces en contact dans le modèle dépendent du mode de fonctionnement de l'assemblage. Étant donné que l'effort est repris par la cheville lorsque l'assemblage est sollicité en traction, les interactions sont définies entre la cheville, le tenon et la mortaise (Figure 2.34 (b)). La loi de contact adoptée est définie dans deux directions : normale et tangentielle à l'interface des surfaces en contact. Le contact normal est défini comme « hard contact » ce qui signifie qu'une interpénétration des deux surfaces en contact n'est pas autorisée et qu'aucune limite n'est fixée pour la force de contact entre les deux surfaces. Le contact tangentiel est défini sans frottement. En revanche, un contact rigide est défini entre la cheville, le tenon et la mortaise pour la modélisation de l'essai de compression de l'assemblage car dans ce contexte, l'effort normal de compression sur le poinçon est repris par les arases de la mortaise

(Figure 2.34 (c)). La différence entre les interactions en traction et compression réside seulement dans la transmission des efforts entre les pièces assemblées et la cheville.

Le maillage est effectué à l'aide des éléments finis cubiques à 8 nœuds à intégration réduite C3D8R de la librairie d'Abaqus® (Figure 2.34 (a)). Les appuis bords inférieurs droit et gauche sont doublement appuyés (Figure 2.34 (a)).

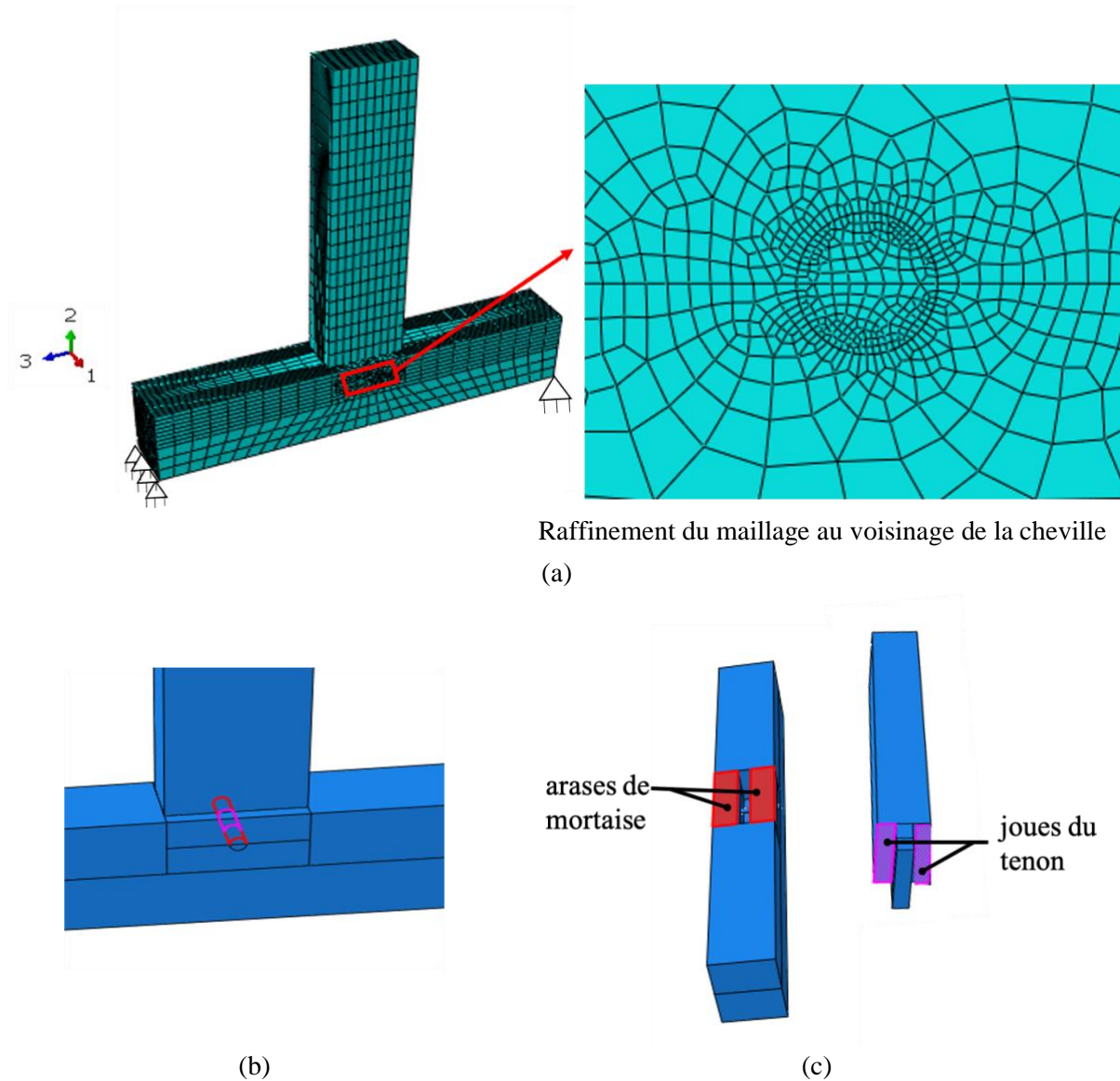


Figure 2.34- Modèle éléments finis : (a) définition du maillage et conditions aux limites, (b) surfaces de contact en traction et (c) surfaces de contact en compression

2.4.2.3 Analyse des résultats et validation du MEF

Les résultats obtenus par le MEF (Figure 2.35) montrent un mode de ruine de cisaillement effectif (à travers le champ de déformation plastique équivalente PEEQ) de la cheville similaire à celui obtenu expérimentalement et décrit dans (Miller *et al.*, 2010) pour l'essai de traction.

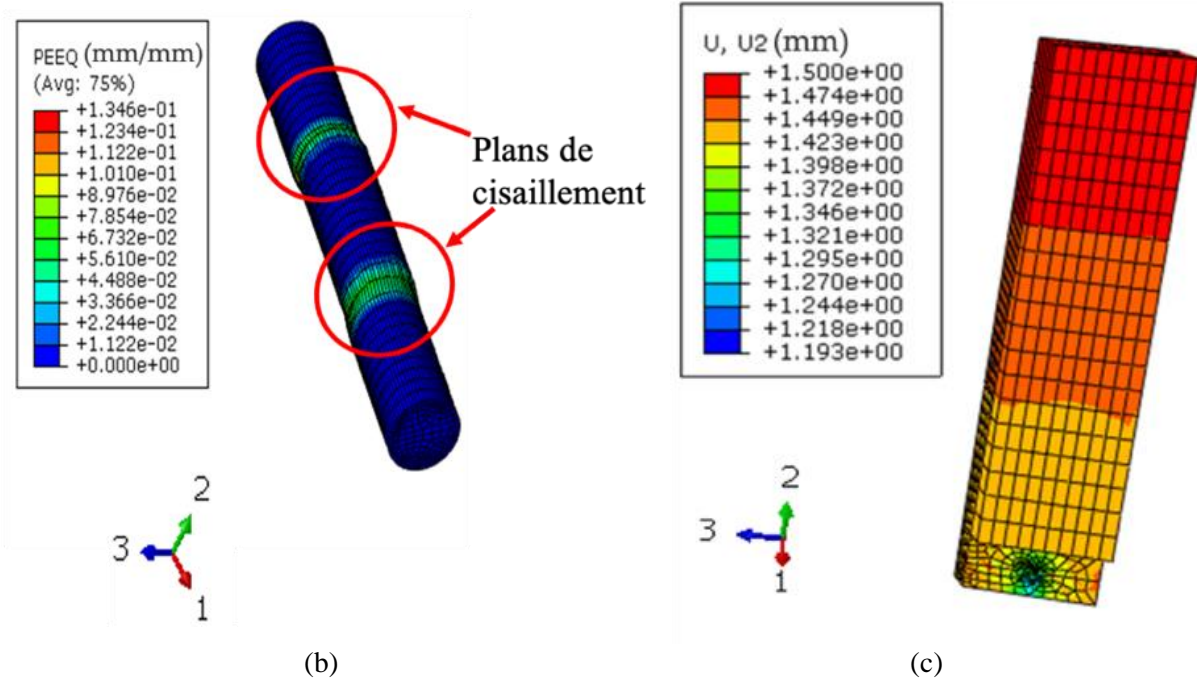
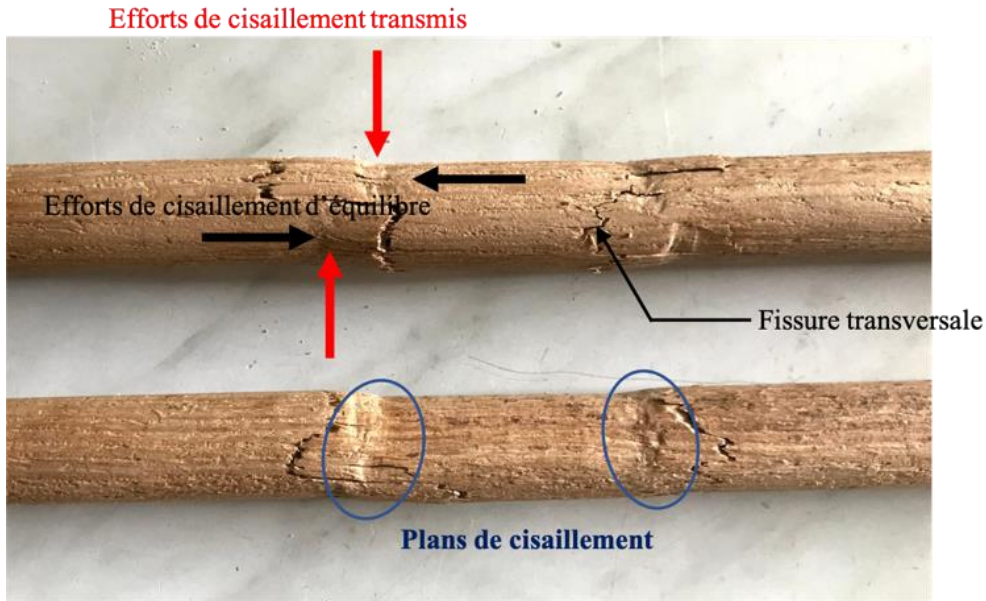


Figure 2.35- Aspects de l'assemblage à la fin de l'essai de traction : plans de cisaillement des chevilles obtenus (a) expérimentalement, (b) par MEF et (c) champ de déplacement vertical du poinçon (à droite)

En compression, les contraintes de compression maximales sont bien obtenues au niveau des arases de la mortaise (Figure 2. 36).

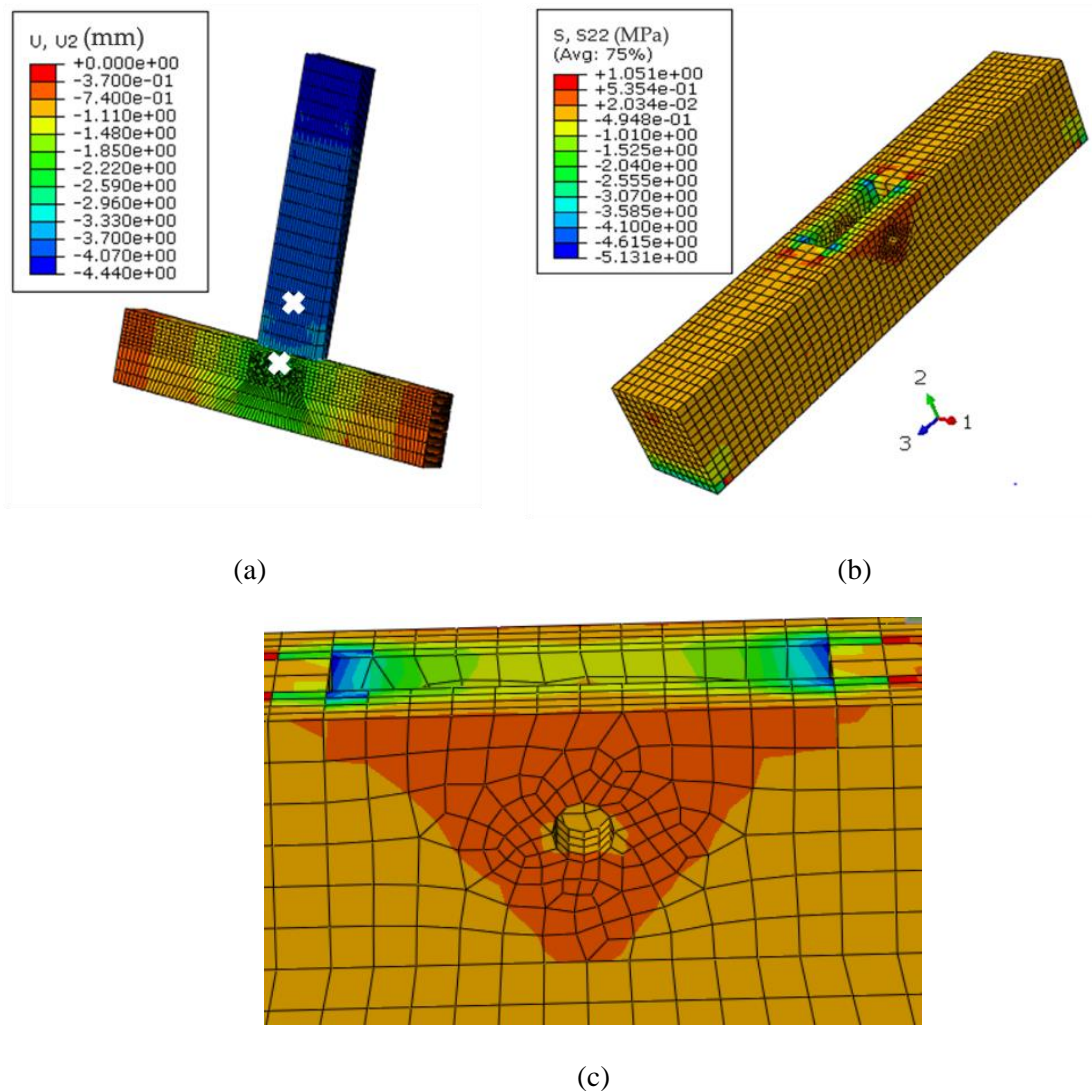


Figure 2. 36- Résultats numériques de l'essai de compression : (a) champ de déplacement vertical, (b) contraintes normales dans la mortaise et (c) zone d'assemblage montrant la diffusion de contrainte dans la pièce contenant la mortaise.

La Figure 2.37 présente les courbes force-déplacement obtenues expérimentalement (par des capteurs LVDT) et par MEF. Le déplacement relatif dans le MEF est évalué en considérant 2 points à hauteur de la position des capteurs LVDT et situés sur la ligne moyenne du poinçon (Figure 2. 36 (a)).

Le modèle aux éléments finis décrit bien le comportement de l'assemblage en ce qui concerne les modes de ruine observés expérimentalement en traction et dans une moindre mesure les raideurs initiales. Aussi bien en traction qu'en compression à l'échelle réelle, le MEF aboutit à une meilleure prédiction de la raideur initiale K_1 que pour K_2 (Figure 2.32). En compression, la raideur estimée par le MEF est conforme à celle obtenue expérimentalement par la CIN (Figure 2.37 (b)) avec un écart relatif de 10%.

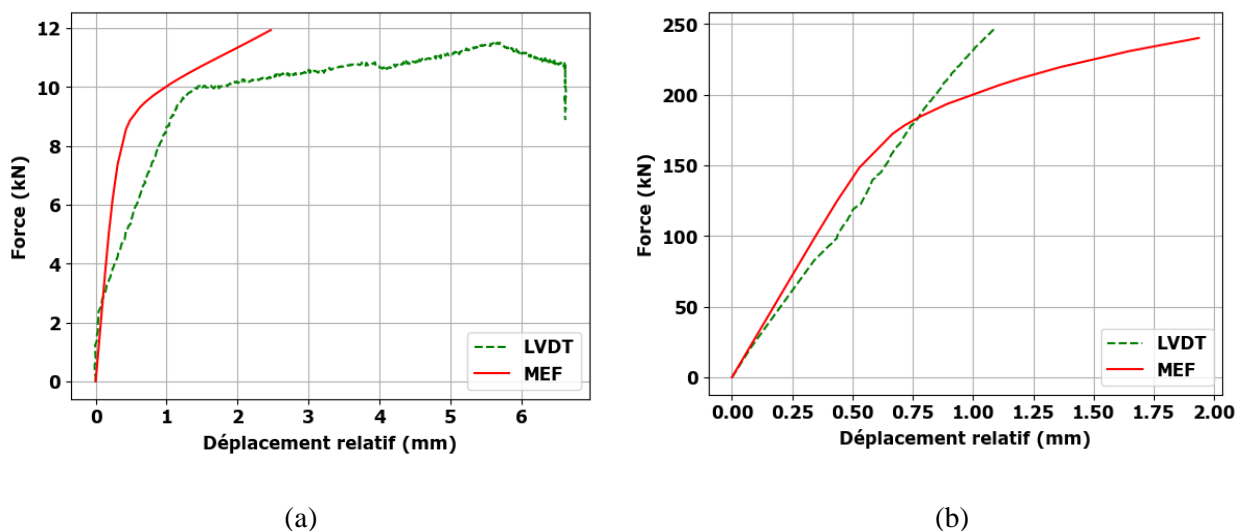


Figure 2.37- Comparaison des courbes force-déplacement obtenues par capteurs LVDT et par MEF pour assemblage à tenon et mortaise à échelle réelle : (a) en traction et (b) en compression

2.4.3 Synthèse

La campagne de caractérisation mécanique des assemblages à tenon et mortaise chevillés a consisté en la caractérisation des chevilles suivie de celle des assemblages. Les essais sur les chevilles ont permis de déterminer leur moment plastique ainsi que leur résistance au cisaillement, lesquels sont des facteurs importants du comportement mécanique des assemblages à tenon et mortaise chevillés.

Un récapitulatif des différentes valeurs de raideurs obtenues expérimentalement et numériquement (par MEF) pour les essais de traction et compression à l'échelle réelle est présenté dans le Tableau 2.9

Tableau 2.9- Raideurs axiales d'assemblages obtenues

Essais	$K_{EXP,CIN}[N/m]$	$K_{EXP,LVDT}[N/m]$	$K_{MEF}[N/m]$
Traction échelle 1	$7,8 \cdot 10^6$	$6,84 \cdot 10^6$	$2,65 \cdot 10^7$
Compression échelle 1	$4,74 \cdot 10^8$	$2,35 \cdot 10^8$	$4,3 \cdot 10^8$

De ce qui précède, il faut retenir que le comportement de l'assemblage à tenon et mortaise est dissymétrique en fonction du type de sollicitation. En effet, la capacité portante $F_{u,t}$ de l'assemblage à échelle réelle en traction est d'environ 12 kN alors que la capacité portante en compression $F_{u,c}$ n'a pas été atteinte au cours de l'essai car limitée par la capacité de charge de la machine d'essais qui était de 250 kN. De même, la raideur axiale en compression est largement supérieure (un rapport de 16 entre les résultats obtenus par MEF) à celle en traction (Tableau 2.9). La rupture en traction est de nature ductile

alors qu'elle n'a pas été atteinte en compression au cours de l'essai. Le comportement global de l'assemblage à tenon et mortaise en traction-compression peut donc être schématisé (Figure 2.38) en faisant l'hypothèse d'un comportement élastoplastique dissymétrique sous sollicitations uniaxiales.

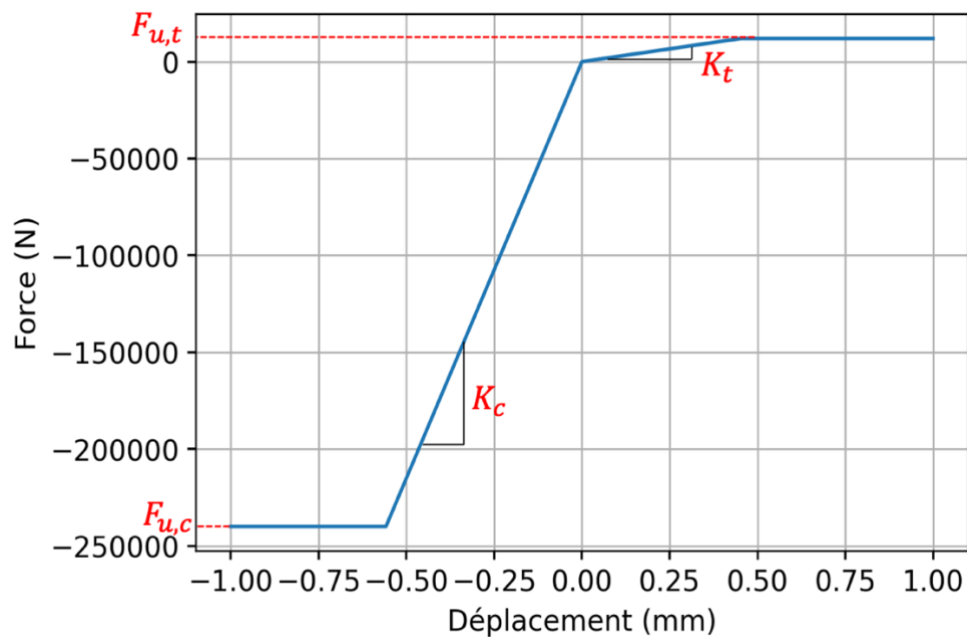


Figure 2.38- Loi de comportement numérique d'un assemblage à tenon et mortaise en traction-compression uniaxiales

2.5 Conclusion

Le point de départ de toute démarche de diagnostic de monuments historiques est l'observation visuelle de la structure couplée à une recherche documentaire ainsi qu'à l'utilisation de techniques d'analyse de structures sur site. En ce sens, l'élaboration des données d'analyse pour une évaluation de la santé structurelle est une étape primordiale et concerne des données de différentes sortes : les données historiques, les données numériques, les résultats expérimentaux, etc. Dans ce chapitre, une présentation de l'objet d'étude de cette thèse (la halle de Villeréal) a été faite sur la base de plans 2D et de rapports d'étude obtenus de la mairie de Villeréal.

Des relevés géométriques par scanner 3D ont ensuite été effectués afin de reconstruire la géométrie complète de la structure. L'utilisation de scanner 3D pour la reconstruction de monuments historiques représente un gain de temps considérable comparativement à l'élaboration de plans 2D à travers des relevés manuels. Toutefois, des mesures de distances ponctuelles peuvent être réalisées pour des endroits inaccessibles au scanner dans le but de compléter les relevés par scanner. Outre les relevés par scanner 3D, des techniques d'END, notamment la méthode de résistance au forage et celle de propagation de son ont été utilisées pour estimer la distribution de masses volumiques et de densités au sein de la structure.

Étant donné que les paramètres mécaniques d'assemblages ne peuvent être estimés par des méthodes d'END, une caractérisation a été faite en laboratoire sur des éléments en chêne (comme sur la halle). La caractérisation expérimentale des assemblages à tenon et mortaise est basée sur deux systèmes de mesure de déplacements : les capteurs LVDT et la CIN. L'utilisation des capteurs LVDT seuls ne donne que des résultats locaux et ne prend pas en compte les phénomènes de flexion du poinçon qu'on peut observer au cours de l'essai. En revanche, la CIN permet d'avoir les champs de déplacements et de déformations pour contrôler la qualité de l'essai ; cependant, les résultats obtenus d'un point de vue quantitatif sont liés à la calibration du modèle de corrélation et aux longueurs d'extensomètres considérés pour l'évaluation des déplacements relatifs. Cela limite l'exploitation quantitative des résultats de la CIN. De plus, dans le cadre d'un projet classique de diagnostic de structure, la réalisation de campagne expérimentale sur les assemblages n'est pas toujours menée. Dans cette thèse, une modélisation aux éléments finis des essais de caractérisation d'assemblages avec prise en compte de critères de rupture du bois a été proposée. Le MEF proposé décrit mieux le comportement de l'assemblage en termes de modes de ruine qu'en termes de raideur élastique. Ce comportement est élastoplastique dissymétrique en traction-compression et peut être adopté pour l'intégration à un modèle mécanique global d'un monument historique en bois avec des assemblages à tenon et mortaise. Il faut noter que le MEF proposé ici est lié aux essais réalisés sur des assemblages en bois secs ; l'intégration de modèles de mécanosorption pourrait permettre de déterminer l'évolution des raideurs et résistances d'assemblages en fonction du taux d'humidité du bois afin de comprendre mieux le comportement des assemblages sur des structures mises en place en bois vert.

Chapitre 3 Analyse mécanique et prise en compte de la variabilité

Sommaire

3.1	Introduction.....	98
3.2	Etude mécanique de la structure	99
3.2.1	Modélisation mécanique aux éléments finis	99
3.2.1.1	Modélisation des éléments	99
3.2.1.2	Modélisation des assemblages	99
3.2.1.3	Conditions aux limites et chargement	100
3.2.2	Analyse structurelle.....	100
3.3	Couplage du modèle mécanique au modèle probabiliste puis fiabiliste	102
3.3.1	Méthode des surfaces de réponse	102
3.3.1.1	Présentation des plans d'expériences numériques	104
3.3.1.2	Normalisation des variables	107
3.3.2	Surfaces de réponse et définition des états-limites	107
3.3.3	Analyse des surfaces de réponse obtenues.....	109
3.4	Propagation d'incertitudes : étude probabiliste	113
3.4.1	Définition des variables aléatoires d'étude	113
3.4.1.1	Propriétés matérielles	113
3.4.1.2	Propriétés des assemblages : raideurs et résistances	114
3.4.2	Effet de la variabilité des paramètres sur le comportement de la structure	116
3.5	Calcul fiabiliste	118
3.6	Analyse de robustesse des structures	120
3.6.1	État de l'art sur l'étude de robustesse des structures	120
3.6.1.1	Origine et définitions	120
3.6.1.2	Méthodes de quantification de la robustesse.....	121
3.6.2	Procédure d'évaluation de la robustesse d'une structure	123
3.6.3	Application au portique 2D	124
3.6.3.1	Cas de dégradations élémentaires	125
3.6.3.2	Configurations de dégradations de paires d'assemblages.....	127
3.6.4	Synthèse	128
3.7	Conclusion	129

3.1 Introduction

La synthèse bibliographique du Chapitre 1 a mis en avant l'importance d'une étude structurelle dans l'évaluation de la sécurité d'un monument historique. Cette étude structurelle est généralement effectuée à travers un modèle mécanique représentatif de la structure à étudier et est sujette à diverses sources d'incertitudes. Bien que la modélisation mécanique des monuments historiques en bois soit abordée dans plusieurs études (Cointe *et al.*, 2007; Cuartero *et al.*, 2019; Mazzolani *et al.*, 2010; Rodrigues *et al.*, 2016), elles sont souvent basées sur les hypothèses de l'Eurocode 5 alors que la norme n'aborde que très peu le cas des structures existantes ou des monuments historiques et de leurs spécificités notamment les classes de résistance de bois mis en œuvre il y a plusieurs siècles. Dans ces études, les assemblages traditionnels en bois sont pour la plupart modélisés par des articulations ou des assemblages semi-rigides. Pour ce dernier cas, les modèles utilisés ne prennent pas en compte le comportement dissymétrique en traction-compression identifié dans le chapitre précédent alors qu'un désordre structurel peut entraîner une inversion de charge dans un assemblage.

Le chapitre précédent a détaillé les sources des différentes données physiques ou mécaniques nécessaires à la réalisation de l'étude structurelle de la halle. L'objectif du présent chapitre est de réaliser l'étude mécanique d'un monument historique en bois en tenant compte des incertitudes liées à la variabilité des propriétés du matériau et des assemblages en vue d'évaluer sa sécurité.

Dans ce chapitre, une modélisation mécanique de la structure de la halle est réalisée tout en justifiant les différentes hypothèses de modélisation. Ensuite, une étude probabiliste est effectuée afin d'évaluer l'effet de la variabilité des propriétés d'entrée du modèle sur le comportement global de la structure. Enfin, une analyse fiabiliste suivie d'une étude de robustesse est proposée afin d'évaluer la fiabilité de la structure et son aptitude à supporter des dégradations locales sans aboutir à l'atteinte d'un état-limite donné voire à une ruine complète. Les dégradations considérées dans ce contexte ne sont pas d'ordre biologique (relatives aux infiltrations d'eau ou encore aux champignons) mais plutôt d'ordre structurel (rupture d'assemblages). Compte tenu de la taille du problème et pour étudier la faisabilité de la démarche proposée, une application est faite tout d'abord sur un portique 2D qui représente un portique représentatif d'une partie de la travée intermédiaire de la structure de la halle de Villeréal (Figure 3.1).

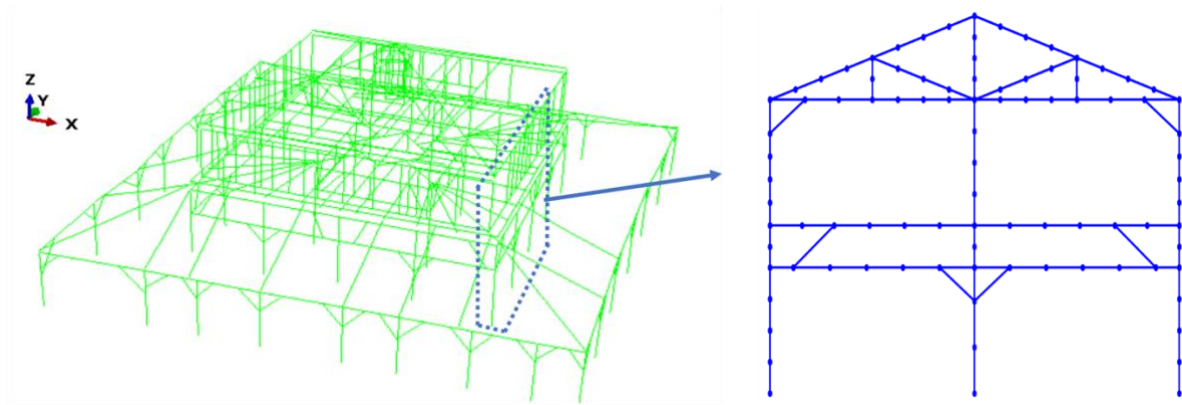


Figure 3.1- Modèle éléments finis de la halle en 3D sous Abaqus (à gauche) et portique 2D extrait réalisé sous OpenSeesPy

3.2 Etude mécanique de la structure

3.2.1 Modélisation mécanique aux éléments finis

Dans cette section, une modélisation aux éléments finis du portique 2D est présentée. Le modèle est développé à l'aide du code de calcul OpenSeesPy (Zhu *et al.*, 2018) qui est une librairie de Python pour la modélisation aux éléments finis avec OpenSees. Le comportement global des structures en bois étant en partie piloté par celui des assemblages, le comportement des éléments unidimensionnels en bois est supposé élastique isotrope. Sa loi de comportement nécessite donc seulement la connaissance du module d'élasticité longitudinal et de la masse volumique pour la prise en compte du poids propre dans l'analyse.

3.2.1.1 Modélisation des éléments

Tous les éléments (poutres, poteaux, jambes de forces, etc.) sont modélisés par des éléments unidimensionnels (de type « elasticBeamColumn » dans OpenSees) à deux nœuds et à trois degrés de libertés (deux translations et une rotation) par nœud. Pour ces éléments, seules les propriétés géométriques de la section sont nécessaires en plus du module d'élasticité longitudinal.

3.2.1.2 Modélisation des assemblages

Les assemblages du portique 2D sont des assemblages à tenon et mortaise. Chaque assemblage est modélisé par une association de trois ressorts (un ressort axial, un ressort transverse et un ressort rotationnel) définis dans des repères locaux (Annexe C). Les éléments utilisés sont des éléments de taille nulle (type « zeroLength » dans OpenSees). Cette approche a été utilisée dans plusieurs études où la modélisation des assemblages à tenon et mortaise en structure a été effectuée (André, 2003 ; Cointe *et al.*, 2007 ; Huo *et al.*, 2009 ; Sui *et al.*, 2009). Cependant, aucune de ces études ne prenait en compte la dissymétrie entre les comportements en traction et compression de ces assemblages. La loi de comportement des ressorts axiaux est élastoplastique parfaite avec des raideurs et forces ultimes

différentes en traction et en compression (Figure 2.38). Le comportement des ressorts transverses est dérivé du comportement axial en supposant une force limite égale à celle trouvée expérimentalement pour le comportement axial. En rotation, le comportement est également élastoplastique parfait. Le modèle EF (Figure 3.1) est constitué de 107 éléments de type poutre, de 130 nœuds et de 38 éléments de taille nulle pour modéliser les assemblages.

3.2.1.3 Conditions aux limites et chargement

Les poteaux de la halle reposent sur des blocs de maçonnerie de hauteurs inégales et de sections trapézoïdales (Figure 3.2). Ces blocs permettent d'éviter le pourrissement du bois à la base des poteaux. Aucune indication ne laisse penser que les poteaux en bois seraient reliés aux blocs de maçonnerie par des barres métalliques. Une inspection au radar ou avec la TIR pourrait permettre de confirmer ou non cette hypothèse. Le poids propre conséquent de la structure ainsi que le frottement bois/maçonnerie devraient empêcher tout déplacement latéral de la base des poteaux, les poteaux des trois travées de la structure sont donc modélisés comme des articulations à leur base.

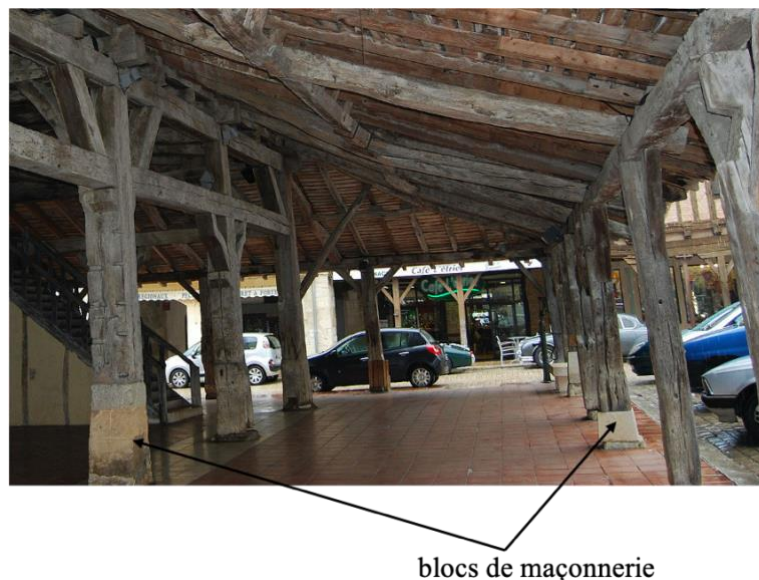


Figure 3.2- Poteaux de la halle avec à leur base les blocs de maçonnerie

Le chargement de la structure est basé sur la norme (EN 1991-1-1, 2002) et est constitué d'une combinaison de poids propre de la structure, des surcharges d'exploitation et de charges climatiques (neige et de vent). Plus de détails sur le chargement appliqué sont donnés au Chapitre 4.

3.2.2 Analyse structurelle

Au cours de l'analyse structurelle, les non linéarités géométriques ont été prises en compte par l'effet P-delta (Black, 2011; Kazemi *et al.*, 2018). Après une analyse non linéaire menée par une approche déterministe, l'état de contraintes et de déformations dans la structure est analysé. Il ressort de cette analyse que les contraintes normales dans les éléments sont faibles comparativement à la résistance du

bois en traction, compression et flexion. La contrainte maximale en compression dans la structure est de l'ordre de 1,5 MPa, celle en traction est de 0,41 MPa, en flexion, la contrainte maximale est de 3,2 MPa. En revanche, les contraintes de cisaillement semblent élevées (2,7 MPa pour une résistance en cisaillement de 3,4 MPa pour une classe de résistance D35), notamment dans des zones proches des assemblages. L'état de déformations dans la structure est représenté par la déformée (Figure 3.3 (b)) sous la combinaison des charges appliquées (Figure 3.3 (a)). La déformée montre un déplacement horizontal de la structure dans la direction du chargement latéral appliqué (vent) et il est à noter que le sens de ce déplacement est lié au sens du chargement latéral.

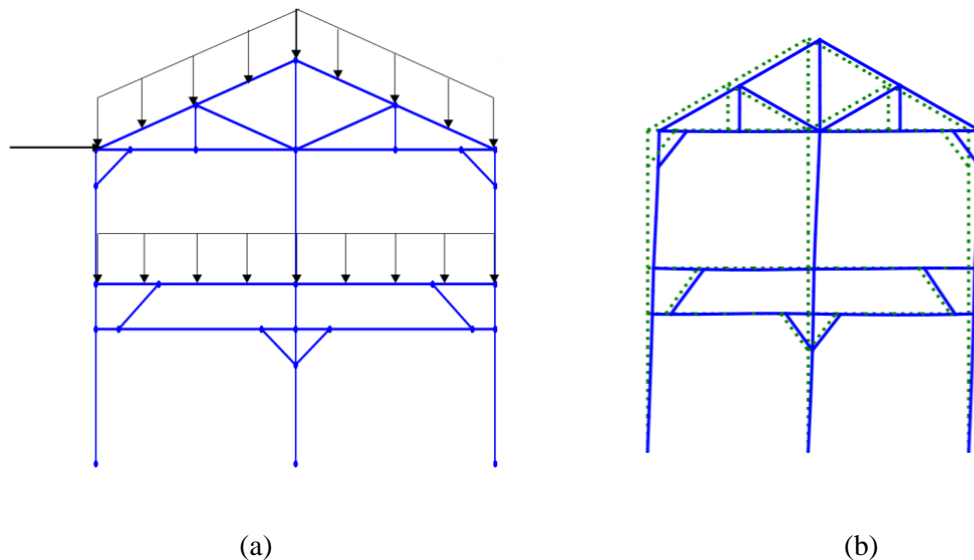


Figure 3.3- (a) Chargement appliqué au portique 2D et (b) Vue combinée de l'état déformé (en trait continu) et non déformé (en trait discontinu) du portique

Une partie importante dans l'analyse structurelle est l'identification des assemblages les plus sollicités. Ces assemblages sont présentés à la Figure 3.17 lors de l'évaluation de la robustesse structurale. L'identification des assemblages les plus sollicités est menée à travers la détermination des efforts relatifs repris par les assemblages. L'effort relatif α de chaque assemblage est déterminé par la relation (3.1) en s'inspirant de (Buchanan, 1984; Steiger and Fontana, 2005) :

$$\alpha = \left(\frac{F_i}{F_{u,i}} \right)^2 + \left(\frac{M}{M_u} \right)^2 \quad (3.1)$$

Où F_i et M sont respectivement les efforts (normal et tranchant) et le moment transmis par l'assemblage, $F_{u,i}$ et M_u sont la force et le moment ultimes associées.

Au-delà des vérifications de sections effectuées, la stabilité de la structure a également été vérifiée. Le flambement des éléments soumis aux efforts de compression ou à une combinaison de compression et de flexion a été étudié sur la base des relations (3.2) - (3.5) de l'Eurocode 5 suivantes :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (3.2)$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (3.3)$$

Avec :

$$k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2) \quad (3.4)$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}; \quad \lambda = \frac{l_f}{\sqrt{I/S}} \quad (3.5)$$

Où $\sigma_{c,0,d}$ et $\sigma_{m,d}$ désignent respectivement les valeurs de calcul des contraintes de compression et de flexion, $f_{c,0,d}$ et $f_{m,d}$ les résistances en compression parallèle au fil et en flexion, k_c le coefficient de flambage, λ l'élancement et λ_{rel} l'élancement relatif de la section, défini à partir de la valeur caractéristique de la résistance en compression parallèle au fil et du module d'élasticité au fractile à 5% $E_{0,05}$; β_c est un facteur correctif égal à 0,2 pour les éléments en bois massif, l_f désigne la longueur de flambement, I et S sont respectivement le moments d'inertie et la section transversale des éléments.

Bien que les assemblages de la structure soient des assemblages semi-rigides, la stabilité vis-à-vis du flambement a été vérifiée en supposant des articulations parfaites pour se placer du côté de la sécurité. Il apparaît qu'aucun élément comprimé n'atteint sa charge critique de flambement, il n'y a donc pas d'instabilité géométrique au sein de la structure.

3.3 Couplage du modèle mécanique au modèle probabiliste puis fiabiliste

La prise en compte des incertitudes dans l'analyse d'une structure peut nécessiter plusieurs simulations afin d'appréhender la variabilité d'une réponse structurelle en fonction de celle des variables d'entrée ou encore d'étudier la fiabilité de la structure. Plusieurs méthodes existent pour l'étude probabiliste et fiabiliste des structures et chaque méthode présente des avantages et inconvénients. Afin de réduire le temps de calcul numérique de plusieurs simulations, nous nous basons dans notre travail sur les surfaces de réponse construites pour chaque réponse structurelle étudiée.

3.3.1 Méthode des surfaces de réponse

Nous avons expliqué précédemment que le principe de la méthode de surface de réponse consiste à construire une fonction polynomiale équivalente à la fonction d'état-limite afin de réduire le nombre d'appels au modèle EF. La procédure de couplage entre le calcul éléments finis et l'algorithme fiabiliste par la méthode des surfaces de réponse est présentée à la Figure 3.4.

L'efficacité de la méthode des surfaces de réponse dépend de leur capacité prédictive et elle passe principalement par la « distance » entre la surface de réponse et la véritable évaluation EF (Micol, 2007).

Ainsi, il est important de bien choisir les observations à réaliser par le calcul EF afin de minimiser cette distance. Le choix des observations à réaliser est généralement basé sur des plans d'expériences numériques (Lemaire, 2013).

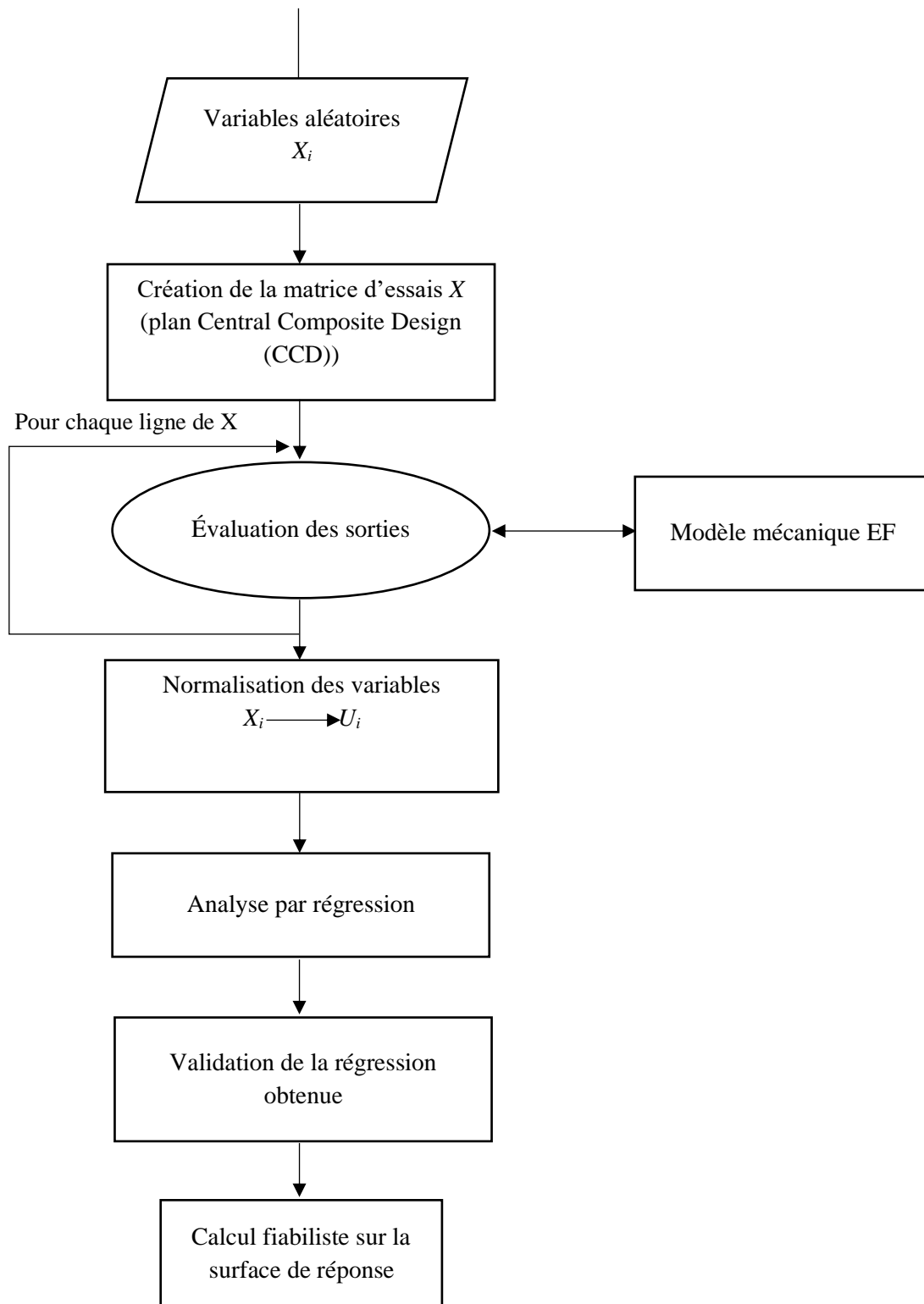


Figure 3.4- Procédure de construction des surfaces de réponse pour l'analyse fiabiliste

3.3.1.1 Présentation des plans d'expériences numériques

Le principe de fonctionnement des plans d'expériences consiste à créer une table de paramètres qui constituent les entrées pour une expérience (simulation numérique dans notre cas) et à analyser la réponse du système étudié pour chaque jeu de paramètres. Dans l'usage des plans d'expérience, les paramètres d'entrée sont appelés facteurs ou variables explicatives tandis que les réponses structurelles sont les paramètres de sorties encore appelées variables expliquées et traduisent les effets des facteurs (causes) sur le système étudié.

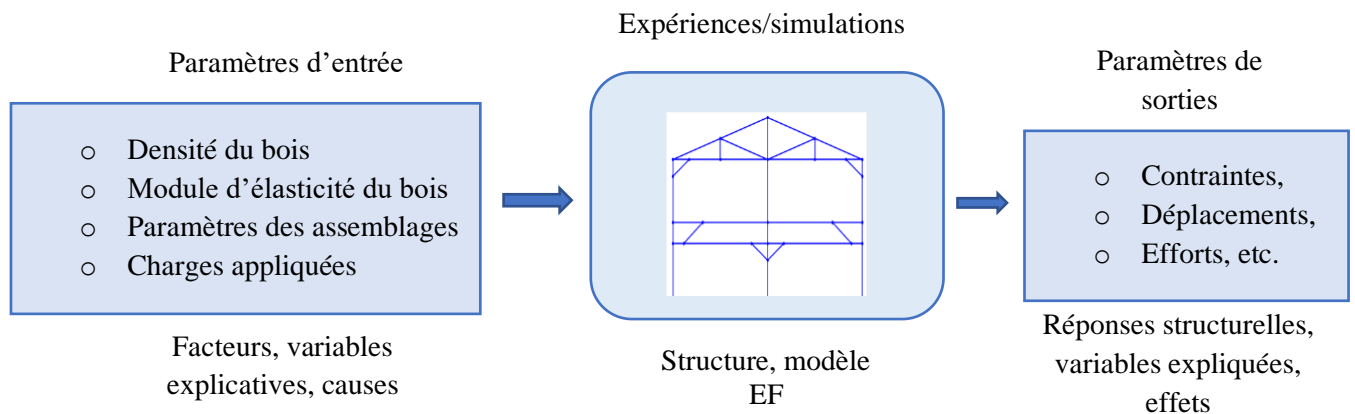


Figure 3.5- Principe de fonctionnement des plans d'expériences

Un plan d'expériences est associé à une matrice d'essais X constituée de :

- N lignes représentant le nombre de simulations à réaliser,
- k colonnes représentant le nombre de paramètres ou facteurs à tester.

Parmi les plans d'expériences, les plans factoriels complets (Goupy, 2006) sont les plans les plus simples à réaliser et permettent d'obtenir les effets individuels des facteurs et de leurs interactions sur la réponse étudiée. Cependant, le nombre de simulations devient trop important lorsque les nombres de variables et de niveaux augmentent. Les niveaux d'une variable désignent les différentes modalités ou valeurs que peut prendre cette variable. Le nombre de simulations d'un plan factoriel complet de p variables à m niveaux est donné par la relation (3.6) :

$$N = m^p \quad (3.6)$$

Or un nombre de simulations très élevé pose un problème de temps de calcul et surtout de surapprentissage pour la construction de la surface de réponse, c'est-à-dire que la qualité de prédiction de la surface de réponse est très faible comparativement à la qualité de l'ajustement effectué. Dans ces conditions, le modèle est bien ajusté au jeu de données initial mais, ne prédit pas bien les résultats pour les points n'en faisant pas partie. D'autres plans factoriels comme les plans fractionnaires et les plans de Plackett-Burman (Goupy, 2006 ; Myers *et al.*, 2016) permettent de réduire le nombre de réalisations

comparativement au plan complet. Malgré cet avantage, ces plans ne sont pas souvent adaptés lorsque le nombre de niveaux est supérieur à 3. Dans le but de bien couvrir le domaine d'étude, un nombre de niveaux supérieur à 3 doit être adopté pour les facteurs.

Aussi, les plans de Box-Behnken et les plans composites centrés sont une meilleure alternative pour réduire le nombre de simulations et augmenter le nombre de niveaux des facteurs (Myers *et al.*, 2016). De plus, ces plans respectent les critères d'optimalité des plans d'expériences (Lemaire, 2013; Myers *et al.*, 2016) comme :

- Le critère de la trace ou de A-optimalité qui vise à minimiser la somme des variances des coefficients du modèle en vérifiant $\text{Tr}(X^t X)^{-1} = \min$.
- Le critère du déterminant maximum ou de D-optimalité qui minimise la variance globale de tous les coefficients du modèle.
- Le critère de G-optimalité qui vise à minimiser le maximum de la variance de la réponse prédite.

Dans cette thèse, le plan d'expériences adopté est le plan composite centré (CCD pour Central Composite Design en anglais) qui présente un avantage de par sa composition. En effet, le CCD est composé de trois parties essentielles (Montgomery and Runger, 2010) :

- Une matrice de points issus du plan factoriel complet à deux niveaux qui contribue à l'estimation des termes linéaires et des termes d'interaction entre deux facteurs, les deux niveaux considérés sont les niveaux intermédiaires entre celui de référence et les niveaux extrêmes. Le nombre de points de cette partie est déterminé par 2^p .
- Une matrice de points axiaux qui contribue à l'estimation des termes quadratiques du modèle polynomial. Ces points axiaux sont trouvés en prenant les valeurs de référence des facteurs à l'exception d'un seul qui est considéré à ses niveaux extrêmes. Le nombre de points est donné par $2p$.
- Les points centraux qui sont constitués des valeurs de référence des facteurs et qui fournissent une estimation interne de l'erreur et contribuent à l'estimation des termes quadratiques également. Dans le cas de simulations EF, il n'est pas nécessaire d'utiliser plusieurs points centraux étant donné que le calcul EF est déterministe. Le nombre total de points du plan CCD est alors déterminé par la relation (3.7) :

$$N = 2^p + 2p + 1 \quad (3.7)$$

L'adoption du CCD permet par ailleurs un gain considérable en temps de calcul numérique à cause du nombre réduit de simulations comparativement au plan factoriel complet (1045 simulations pour le CCD pour 10 variables contre $9,8.10^6$ simulations pour un plan factoriel complet).

D'une façon générale, le niveau_0 constitue la valeur de référence ou valeur moyenne (ou médiane) des propriétés. Dans ce travail, les valeurs moyennes sont celles utilisées comme valeurs de référence

des paramètres. Les niveaux extrêmes -2 et 2 sont respectivement les valeurs minimale et maximale utilisées pour définir la plage de variation des propriétés et les niveaux axiaux -1 et 1 sont obtenus par interpolation linéaire. En ce qui concerne les propriétés du bois (masse volumique et module d'élasticité longitudinal), le niveau_0 est obtenu par les techniques d'END décrites au Chapitre 2 ; les niveaux extrêmes -2 et 2 sont également obtenus au cours des essais et les niveaux axiaux -1 et 1 sont calculés par interpolation linéaire entre les niveaux -2, 0 et 2. La détermination des différents niveaux pour les propriétés des assemblages est un peu différente de celle des propriétés matérielles car les essais effectués en laboratoire ont seulement permis de déterminer les raideurs axiales en traction K_{xt} et en compression K_{xc} . Ainsi, leurs niveaux sont bien connus expérimentalement. De même, les résistances en traction F_{ut} et compression F_{uc} sont obtenues expérimentalement. Cependant, les autres raideurs (transverse et rotationnelle) et leurs niveaux sont déduits par les normes réglementaires au travers des équations (1.19) et (1.24). Enfin, le moment ultime M_u n'est pas évalué expérimentalement car des essais de flexion n'ont pu être réalisés pour des raisons financières et la complexité liée à la mise en place de ces essais. Nous n'avons pas non plus trouvé d'informations ou de relations permettant de le déterminer dans la réglementation. Néanmoins, la valeur de référence de M_u retenue est basée sur les travaux de Derikvand *et al.* (Derikvand *et al.*, 2014) où les auteurs ont effectué des essais de flexion pour déterminer la capacité résistante en flexion des assemblages réalisés avec différentes essences de bois. Les niveaux extrêmes -2 et 2 sont donc définis arbitrairement en divisant et en multipliant par 2 la valeur de référence pour ce paramètre. Les niveaux choisis pour les variables utilisées pour construire le plan d'expériences sont présentés dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1- Niveaux choisis pour les variables

Variables	Niveau_-2	Niveau_-1	Niveau_0	Niveau_1	Niveau_2	Sources
ρ [kg/m ³]	630	675	720	765	810	END
E [MPa]	8000	9500	11000	12500	14000	END
K_{xt} [N/m]	1,71.10 ⁶	4,27.10 ⁶	6,84.10 ⁶	1,71.10 ⁷	2,74.10 ⁷	Expérimental
K_{xc} [N/m]	5,88.10 ⁷	1,47.10 ⁸	2,35.10 ⁸	5,88.10 ⁹	9,4.10 ⁸	Expérimental
K_{yt} [N/m]	8,55.10 ⁵	2,14.10 ⁶	3,42.10 ⁶	8,55.10 ⁶	1,37.10 ⁷	(SIA 265, 2012)
K_{yc} [N/m]	2,95.10 ⁷	7,38.10 ⁷	1,18.10 ⁸	2,95.10 ⁸	4,72.10 ⁸	(SIA 265, 2012)
K_{θ} [N.m/rad]	0,69.10 ⁵	1,03.10 ⁵	1,37.10 ⁵	2,06.10 ⁵	2,74.10 ⁶	(Schweigler <i>et al.</i> , 2018)
F_{ut} [N]	10000	11000	12000	13000	14000	Expérimental
F_{uc} [N]	1,8.10 ⁵	2,1.10 ⁵	2,4.10 ⁵	2,7.10 ⁵	3.10 ⁵	Expérimental
M_u [N.m]	2,5.10 ⁴	3,75.10 ⁴	5.10 ⁴	7,5.10 ⁴	10 ⁵	(Derikvand <i>et al.</i> , 2014)

3.3.1.2 Normalisation des variables

La surface de réponse peut être construite dans deux espaces différents : l'espace des variables physiques x_{ik} ou celui des variables centrées réduites u_{ik} encore appelé espace normé. En se plaçant dans l'espace physique, on a un avantage de commodité avec les valeurs réelles des plans d'expériences numériques mais le choix de cet espace peut, du fait des dimensions, cacher l'effet d'une variable d'entrée alors qu'il peut être conséquent. Par contre, le choix de l'espace normé rend non seulement l'analyse de régression plus rapide car toutes les variables ont à peu près la même plage de variation, mais ce choix permet aussi de comparer l'influence des différents facteurs sur la réponse étudiée en se basant sur la surface de réponse obtenue et facilite plus tard l'analyse de fiabilité. Plusieurs méthodes existent pour normaliser les variables d'entrée mais nous retenons dans notre étude la normalisation par la moyenne et l'écart-type appelée transformation Gaussienne qui est donnée par l'équation (3.8) :

$$u_{ik} = \frac{x_{ik} - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (3.8)$$

Où μ_{X_i} et σ_{X_i} désignent respectivement la moyenne et l'écart-type des entrées du plan d'expériences.

Le Tableau 3.2 présente un récapitulatif des moyennes et écart-types des paramètres connus expérimentalement et la plage de variation des paramètres déduits ou supposés du plan d'expériences.

Tableau 3.2- Récapitulatif des moyennes et écart-types des résultats du CCD

N°	Variables	μ_{X_i}	COV (%)	N°	Variables	Étendue	
						Valeur min	Valeur max
1	ρ	720	5,8	7	K_{yt}	$8,55.10^5$	$1,37.10^7$
2	E	11000	13,5	8	K_{yc}	$2,95.10^7$	$4,72.10^8$
3	K_{xt}	$6,84.10^6$	25	9	K_{θ}	$0,69.10^5$	$2,74.10^6$
4	K_{xc}	$2,35.10^8$	25	10	M_u	$2,5.10^4$	10^5
5	F_{ut}	12000	15				
6	F_{uc}	$2,4.10^5$	15				

3.3.2 Surfaces de réponse et définition des états-limites

Nous rappelons les équations (1.36) et (1.37) qui donnent respectivement l'expression générale d'une surface de réponse linéaire et celle d'une surface de réponse quadratique :

$$y = a_0 + \sum a_i x_i$$

$$y = a_0 + \sum a_i x_i + \sum a_{ij} x_i x_j$$

Le choix du modèle à adopter dépend du problème étudié (présence de non-linéarités ou non), de l'éventualité d'interaction entre les différentes variables d'entrée et des indicateurs de qualité obtenus pour ces modèles. Les indicateurs de qualité sont le coefficient de détermination R^2 et la racine de l'erreur quadratique moyenne (Root Mean Square Error : RMSE). Leurs expressions sont données par les relations (3.9) et (3.10) :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - y_{i \text{ préd}})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (3.9)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_{i \text{ préd}})^2}{n}} \quad (3.10)$$

Avec y_i la réponse « vraie » obtenue par le modèle EF, $y_{i \text{ préd}}$ la réponse prédite par le modèle polynomial et \bar{y} la valeur moyenne des réponses y_i . Plus de détails sur l'importance et la pertinence de ces deux indicateurs sont donnés au paragraphe 3.3.3.

La forme quadratique a été adoptée à cause des non-linéarités (comportement élastoplastique des assemblages à tenon et mortaise) présentes dans le modèle EF et dans le but d'étudier les différentes interactions qui peuvent exister entre certains facteurs.

Afin de valider les surfaces de réponses construites, il est d'usage d'appliquer le modèle sur un ensemble de points ne faisant pas initialement partie du plan d'expériences utilisé pour l'ajustement du modèle. Nous avons construit cet ensemble de points à partir d'un tirage aléatoire par la technique d'échantillonnage de l'hypercube latin (Latin Hypercube Sampling en anglais, LHS) (Olsson *et al.*, 2003) afin d'explorer de façon homogène l'espace d'étude des variables d'entrée. L'échantillonnage LHS est préféré à l'échantillonnage classique par Monte-Carlo car il permet de réduire la variance sur les résultats en effectuant un nombre plus réduit de simulations.

Étant donné que les sollicitations d'éléments sont par endroit des sollicitations composées, les états-limites structurels ont été définis afin de prendre en compte l'interaction entre les différentes sollicitations élémentaires dans les éléments. Cette interaction a été introduite dans notre analyse en s'inspirant du critère de Tsai-Hill (Baño and Moltini, 2021) donné par :

$$f(N, V, M) = \left(\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left| \frac{M}{M_u} \right| \right)^2 + \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \leq 1 \quad (3.11)$$

Où (N, V, M) désigne les efforts internes des éléments et (N_u, V_u, M_u) les valeurs ultimes de ces efforts obtenus de façon normative à partir des contraintes de rupture en flexion, en traction, en compression et en cisaillement du bois.

En ce qui concerne les états-limites de service, le déplacement horizontal maximal dans la structure a été considéré. L'Eurocode 5 ne spécifie aucune limite pour le déplacement horizontal d'une structure qui devra être défini par les concepteurs pour chaque situation de projet. Néanmoins, l'annexe nationale Française de l'Eurocode 5 recommande une valeur limite selon la relation :

$$U_{max} \leq \frac{h}{200} \quad (3.12)$$

Avec h la hauteur de l'élément ou de la structure.

3.3.3 Analyse des surfaces de réponse obtenues

Les réponses structurelles considérées pour construire les surfaces de réponse sont :

- la contrainte normale longitudinale maximale (due à la combinaison d'un moment de flexion et d'un effort normal) de l'ensemble des éléments de la structure,
- la contrainte de cisaillement maximale de l'ensemble des éléments de la structure et
- le déplacement horizontal maximal au sein de la structure.

Les contraintes ont été déterminées par post-traitement à partir des efforts internes N, V, M . Les Figures 3.6 - 3.8 présentent respectivement les surfaces de réponse obtenues pour les différentes réponses structurelles.

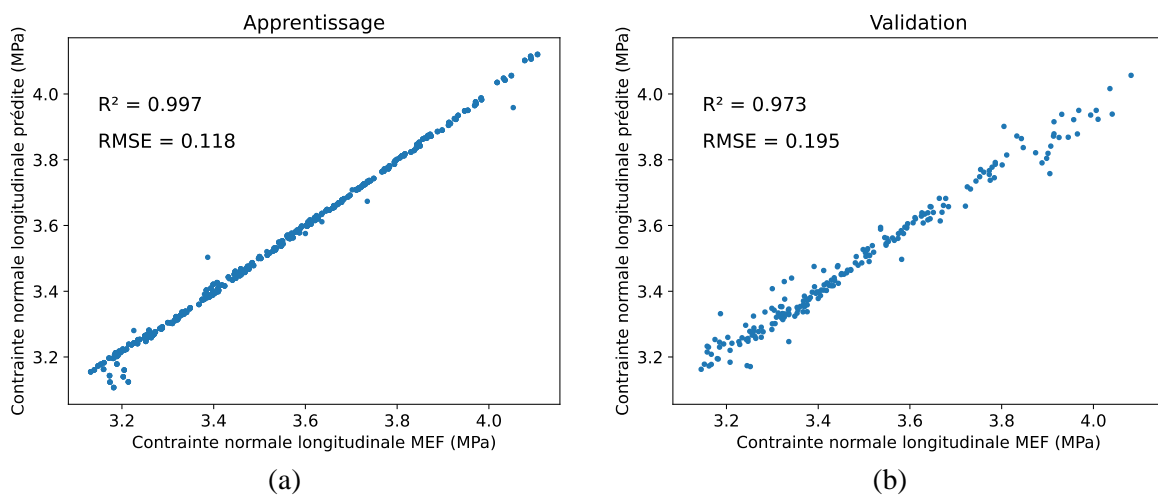


Figure 3.6- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation

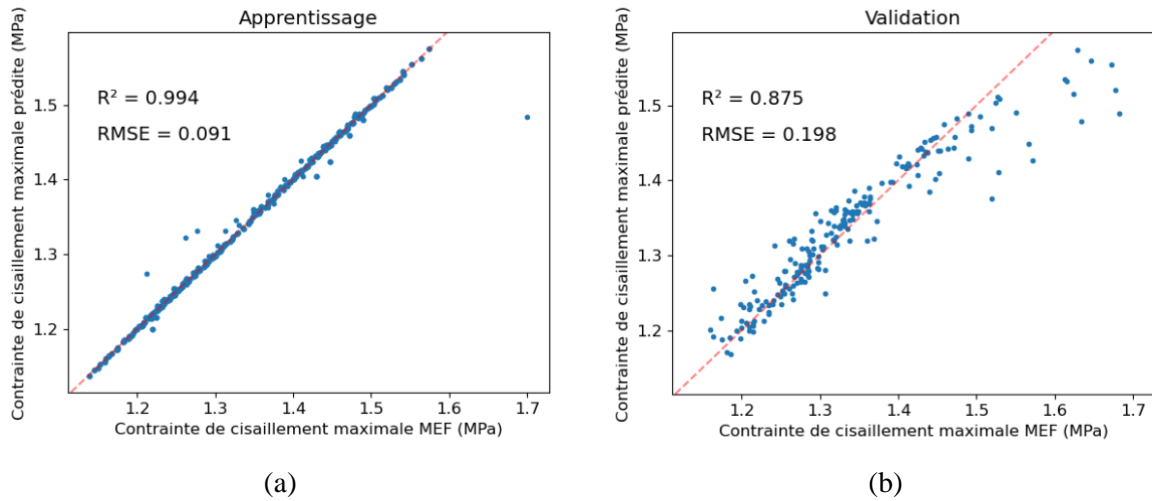


Figure 3.7- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation

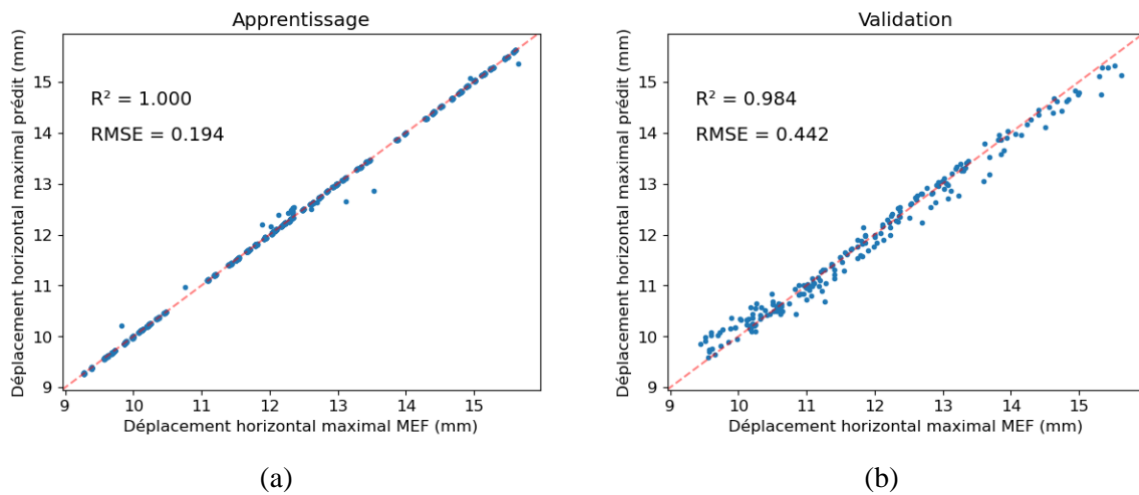


Figure 3.8- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation

Globalement, les résultats obtenus sont satisfaisants car les coefficients de détermination obtenus sont relativement acceptables (proches de 1) sur le jeu de données utilisées pour la validation. Le coefficient de détermination traduit la corrélation entre les valeurs observées et celles prédites par le modèle. Il exprime la part de variance de la réponse expliquée par les facteurs ce qui veut dire que 99,7% de la variance de la contrainte normale maximale est expliquée par les variables d'entrée (voir Figure 3.6 (a)). De même pour la contrainte de cisaillement (Figure 3.7) et le déplacement horizontal (Figure 3.8), les R^2 obtenus sont satisfaisants (proches de 1). Il faut cependant noter que le coefficient de détermination dépend généralement du nombre de données et de facteurs. En effet, ce coefficient a tendance à augmenter systématiquement lorsque le nombre de facteurs d'ajustement augmente (Kuhn and Johnson, 2013). Pour cela, le RMSE est associé au coefficient de détermination pour évaluer la qualité de la régression. Cette erreur est globalement faible pour les réponses étudiées. Elle représente environ 3% de la moyenne des réponses observées pour les contraintes et environ 2% pour le

déplacement horizontal. Étant donné qu'aucun seuil n'existe pour juger de la qualité du RMSE, il est préférable d'associer ces 2 indicateurs dans l'analyse de la qualité d'une régression linéaire.

Pour la contrainte maximale de cisaillement (Figure 3.7 (a)), on peut remarquer qu'un point (de coordonnées (1,7 MPa ; 1,48 MPa)) est éloigné du reste du nuage de points. Ce point est le point axial (voir paragraphe 3.3.1.1) correspondant à la valeur minimale de la raideur axiale en traction K_{xt} des assemblages. Cela pourrait traduire l'effet d'interaction ou l'effet quadratique qu'a la variable K_{xt} sur la contrainte de cisaillement maximale dans la structure. L'éloignement de ce point se traduit sur la base de validation (Figure 3.7 (b)) où on peut remarquer la difficulté du modèle à prédire la contrainte de cisaillement lorsque la valeur observée devient supérieure à un seuil d'environ 1,6 MPa.

Enfin, la validation des surfaces de réponses a été faite sur une base de points générée aléatoirement dans l'espace d'étude des différents facteurs. Ces points sont aléatoires et ne font pas partie de ceux appartenant au plan CCD utilisés pour l'ajustement des modèles. Pour cela, 210 (contre 1045 pour l'apprentissage) points ont été utilisés dans la base de validation. Elle permet d'apprécier la capacité de prédiction des modèles ajustés et renseigne sur la qualité. En effet, l'utilisation de cette base de validation permet de détecter des situations de sur-apprentissage (overfitting en anglais). Dans notre cas, le coefficient de détermination n'est pas très différent entre la base d'apprentissage et celle de validation (bien qu'étant un peu inférieur). De plus, le RMSE augmente mais reste du même ordre dans le cas de validation que celui de l'apprentissage, ce qui montre que le modèle n'est pas en situation de sur-apprentissage.

Les modèles déterminés ont une bonne capacité de prédiction. Cependant, tous les coefficients a_i ou a_{ij} estimés n'influencent pas de la même manière la réponse. Afin d'identifier les variables d'influence les plus significatives, nous faisons appel à la p-value (Montgomery and Runger, 2010). Nous parlons d'influence significative d'une variable lorsque son coefficient estimé a une p-value inférieure à 5%. Afin de ne garder que les variables d'influence significative dans la surface de réponse, on élimine de façon itérative par régression linéaire pas à pas celles dont le coefficient a une p-value supérieure à 5% (Demir-Kavuk *et al.*, 2011). A la fin de ce processus itératif, la surface de réponse est constituée seulement de variables contribuant significativement à l'évolution de la réponse structurelle. L'intérêt de la régression pas à pas est double : celui d'identifier les variables les plus influentes sur la réponse et de gagner en termes de coût numérique lors des simulations par Monte-Carlo pour l'étude probabiliste et le calcul fiabiliste. Les résultats obtenus en termes de corrélation entre les réponses obtenues par le MEF et celles obtenues par le modèle simplifié sont présentés dans les Figures 3.9 - 3.11.

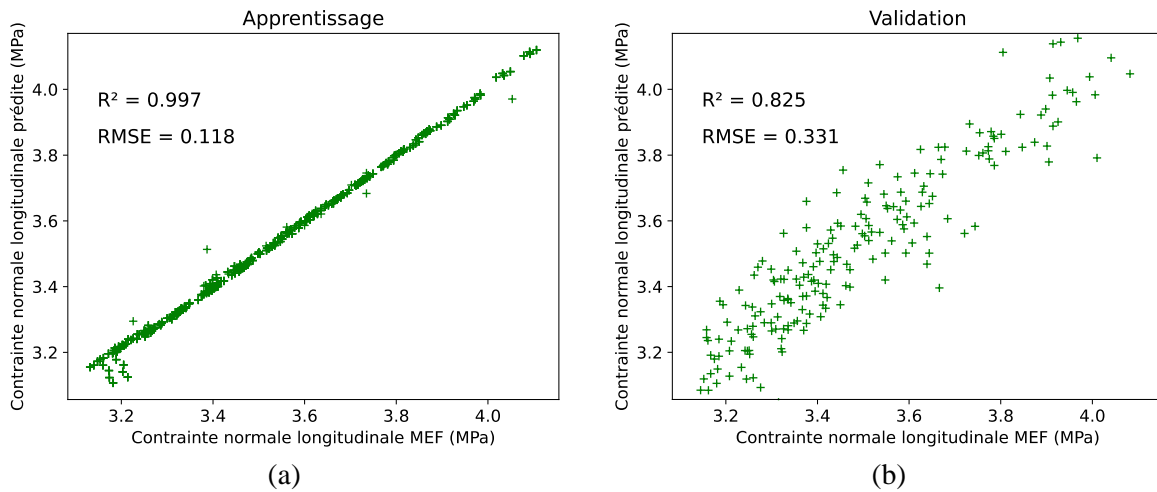


Figure 3.9- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié

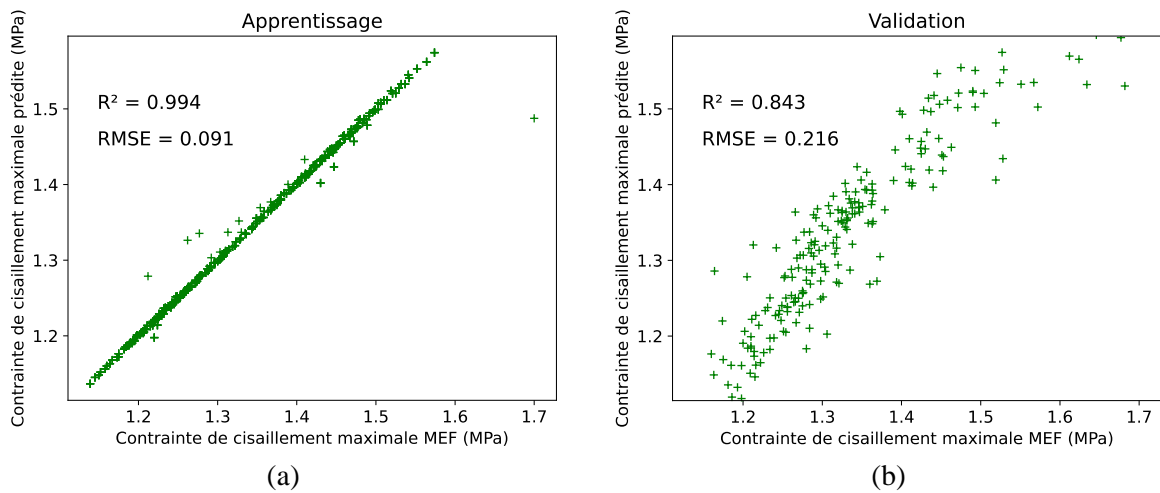


Figure 3.10- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié

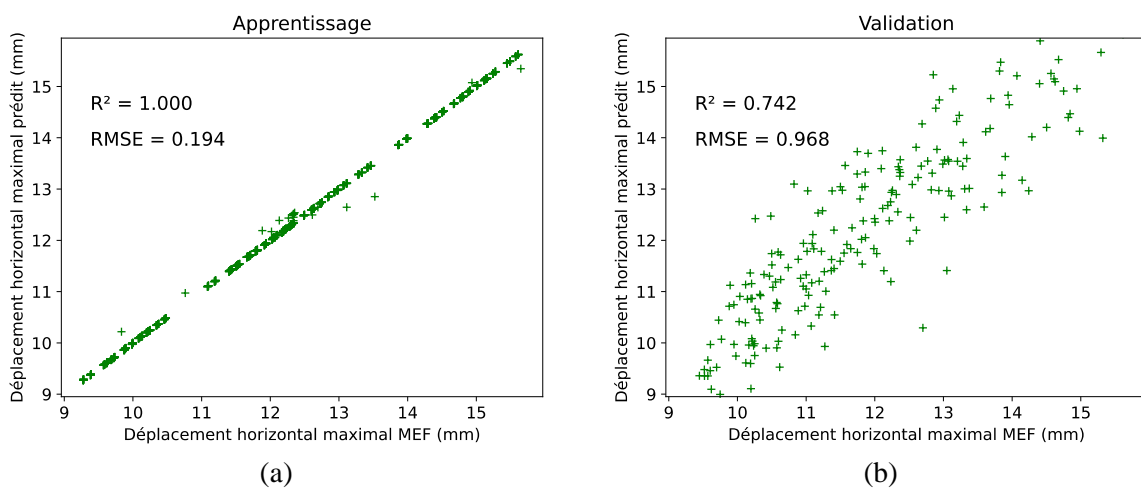


Figure 3.11- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF (a) sur la base d'apprentissage et (b) sur la base de validation par le modèle simplifié

Les coefficients obtenus pour le modèle simplifié sont présentés à l'Annexe B.1.1. Avec le modèle simplifié, on identifie 32 variables d'influence significative sur la contrainte normale maximale dans la structure, 28 sur la contrainte de cisaillement maximale et 36 pour le déplacement horizontal maximal au sein de la structure. A partir de ces variables d'influence significative, on peut dire que le comportement de la structure à l'ELU est globalement piloté par les raideurs et la charge ultime en traction des assemblages et dans une moindre mesure le module d'élasticité du bois. A l'ELS, les paramètres les plus influents sont les raideurs en traction, le module d'élasticité longitudinal et la masse volumique du bois ainsi que la charge ultime en traction des assemblages. L'influence de la charge ultime sur l'ELS est liée à l'écoulement plastique dans la loi de comportement (Figure 2.38).

3.4 Propagation d'incertitudes : étude probabiliste

Comme introduit dans les deux premiers chapitres, il est nécessaire de considérer les incertitudes liées à la variabilité des propriétés matérielles et des assemblages, la fiabilité des techniques d'END, la variabilité des charges appliquées dans l'étude mécanique d'une structure pour une bonne évaluation de sa sécurité. Dans cette logique, une étude probabiliste est proposée ici afin d'évaluer l'effet de la variabilité des variables d'entrée sur le comportement de la structure. Ainsi, les variables d'entrée du modèle précédemment évoqué sont considérées comme des variables aléatoires suivant des lois de distributions bien connues.

3.4.1 Définition des variables aléatoires d'étude

3.4.1.1 Propriétés matérielles

La campagne d'END *in situ* a permis d'obtenir une distribution des masses volumiques et des modules d'élasticité du bois dans la structure de Villeréal. Rappelons que les distributions retenues sont :

- Une distribution normale avec un coefficient de variation 6% pour la masse volumique (Tableau 2.2),
- Une distribution lognormale avec un coefficient de variation de 15% pour le module d'élasticité longitudinal du bois (Tableau 2.3).

En plus des valeurs moyennes, la variabilité obtenue sur ces deux propriétés semble proche de celle proposée par le JCSS (JCSS, 2006) qui propose 10% pour la masse volumique et 13% pour le module d'élasticité longitudinal du bois. La masse volumique et le module d'élasticité longitudinal constituent avec la résistance en flexion les propriétés de référence du bois. Comme évoqué dans le Chapitre 2, le classement des poutres testées sur la structure permet de leur affecter une classe de résistance D35 ou D30 selon l'EN 338 (EN 338, 2016). Le Tableau 3.3 présente un récapitulatif des propriétés de références du bois ainsi que les distributions statistiques associées.

Tableau 3.3- Propriétés aléatoires de référence du bois et leurs distributions statistiques

Variables	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	f_m [MPa]
Distribution*	N	LN	LN
μ	720	11000	45
COV (%)	5,8	13,5	25

*N = Normale, LN = Lognormale

Sur la base des recommandations du Joint Committee of Structural Safety (JCSS, 2006), les distributions statistiques et coefficients de variation des autres propriétés du bois sont résumés dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4- Distributions statistiques et coefficients de variation des autres propriétés matérielles, extrait de (JCSS, 2006)

Variables	$f_{c,0}$ [MPa]	$f_{t,0}$ [MPa]	f_v [MPa]
Distribution*	LN	LN	LN
COV (%)	0,8 $COV[f_m]$	1,2 $COV[f_m]$	$COV[f_m]$

* LN = Lognormale

3.4.1.2 Propriétés des assemblages : raideurs et résistances

Les essais expérimentaux sur les assemblages à tenon et mortaise couplés à la modélisation aux éléments finis ont fourni une estimation des raideurs axiales en traction et compression des assemblages. Les raideurs transverses et rotationnelles ont pu être déterminées par des relations issues de normes (équation 1.19) et de la littérature (équation 1.24). Les valeurs moyennes de résistances d'assemblages ont été obtenues expérimentalement.

Le nombre d'essais expérimentaux effectués sur les assemblages est très réduit (moins d'une dizaine) et n'a pas permis d'ajuster une distribution statistique sur les raideurs ou les résistances obtenues. De même, le JCSS ne donne aucune recommandation en ce qui concerne les distributions et la variabilité des propriétés d'assemblages. Nous avons donc modélisé la variabilité dans les raideurs et résistances d'assemblages par une distribution normale. Dans le but de s'affranchir de la vérification des valeurs générées (pour s'assurer qu'elles sont positives), nous avons opté pour une loi normale tronquée (Burkardt, 2014) dont la fonction densité de probabilité de la loi normale tronquée ψ s'écrit en fonction de l'intervalle $I =]a, b[$ par :

$$\psi(\mu, \sigma, a, b; x) = \begin{cases} \frac{\phi(\mu, \sigma^2; x)}{\phi(\mu, \sigma^2; b) - \phi(\mu, \sigma^2; a)} & \text{si } x \in I \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.13)$$

Avec $\phi(\cdot)$ la densité de probabilité de la loi normale standard, μ, σ , désignent respectivement la moyenne et l'écart-type, a, b désignent les bornes de l'intervalle de troncature I .

A partir des essais effectués sur les assemblages, des coefficients de variation de 25% et de 15% ont respectivement été considérés pour les raideurs et les résistances d'assemblages.

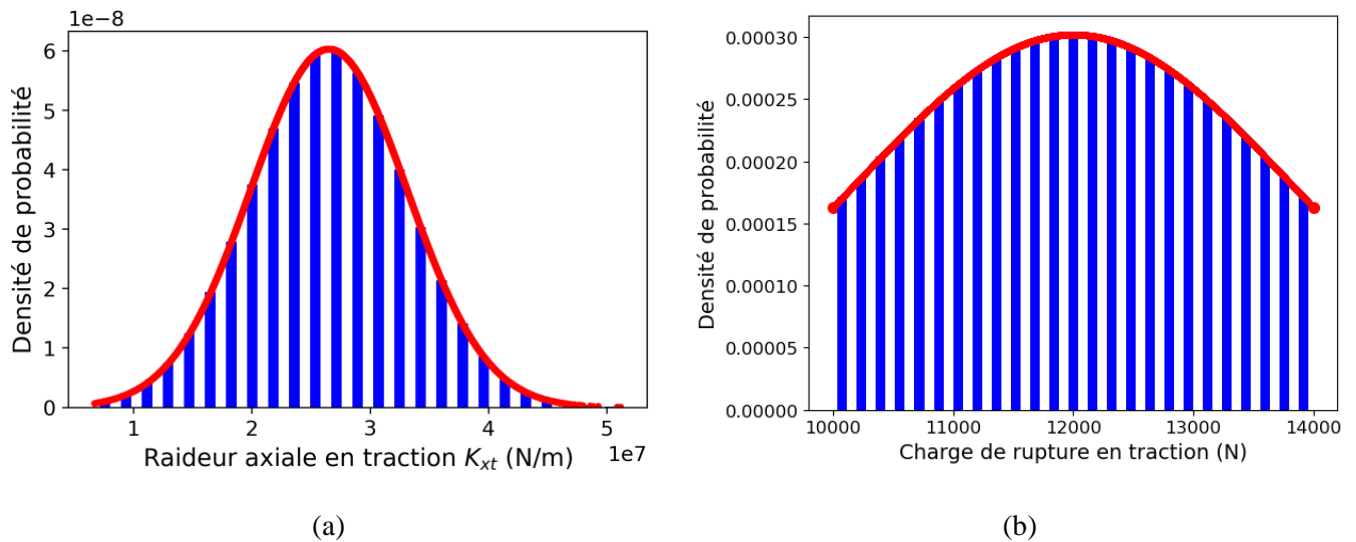


Figure 3.12- Distributions probabilistes des variables (a) K_{xt} et (b) F_{ut} . La ligne rouge représente la densité de probabilité par la loi normale tronquée

Les variables aléatoires des assemblages sont :

- Les raideurs axiale K_{xt} et transverse K_{yt} en traction,
- Les raideurs axiale K_{xc} et transverse K_{yc} en compression,
- La raideur rotationnelle K_{θ} ,
- Les résistances F_{ut} en traction et F_{uc} en compression,
- Le moment ultime M_u .

Le Tableau 3.5 présente un récapitulatif des paramètres statistiques des variables aléatoires de l'étude probabiliste.

Tableau 3.5- Variables aléatoires d'assemblages et leurs distributions statistiques

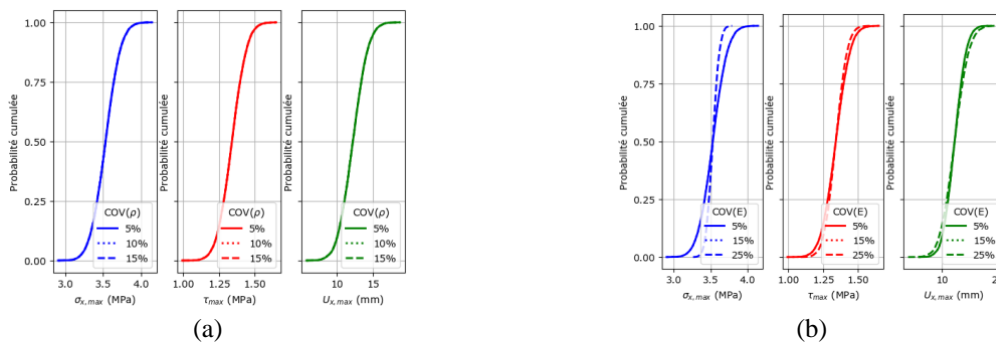
Variabes	K_{xt} [N/m]	K_{xc} [N/m]	K_{yt} [N/m]	K_{yc} [N/m]	K_{θ} [N.m/rad]	F_{ut} [N]	F_{uc} [N]	M_u [N.m]
Distribution*	NT	NT	NT	NT	NT	NT	NT	NT
μ	$6,84 \cdot 10^6$	$2,35 \cdot 10^8$	$3,42 \cdot 10^6$	$1,18 \cdot 10^8$	$1,37 \cdot 10^5$	12000	$2,4 \cdot 10^5$	$5 \cdot 10^4$
COV (%)	25	25	25	25	25	15	15	15

*NT = Normale Tronquée.

L'implémentation des variables aléatoires dans le modèle est effectuée par la librairie UQpy (Uncertainty Quantification with Python) développée par (Olivier *et al.*, 2020) et couplée au modèle mécanique. Le tirage aléatoire est effectué par LHS (Olsson *et al.*, 2003) et pour chaque évaluation, les paramètres sont les mêmes pour tous les éléments de la structure.

3.4.2 Effet de la variabilité des paramètres sur le comportement de la structure

Afin d'étudier l'effet de la variabilité des paramètres d'entrée sur celle des réponses structurelles, nous modifions les coefficients de variation de chaque paramètre entre 3 niveaux tout en gardant les autres paramètres à leurs valeurs moyennes. Cette étude a permis de suivre la variabilité des réponses en fonction de celle des variables d'entrée. La Figure 3.13 présente les distributions cumulées des réponses lorsque le COV des entrées passe du niveau 1 au niveau 3. Elle montre que les moyennes des réponses structurelles sont peu sensibles à l'augmentation du coefficient de variation des paramètres, ce qui n'est pas forcément le cas des écarts-types et donc des coefficients de variation. En effet, la contrainte normale maximale (courbes en bleu) dans la structure est la plus sensible au COV du module d'élasticité E , des raideurs d'assemblages K_{xt} , K_{yt} , K_{yc} et des charges ultimes d'assemblages F_{ut} et F_{uc} . La distribution de la contrainte de cisaillement maximale est également influencée par l'augmentation des COV de K_{yt} , K_{yc} , F_{ut} et F_{uc} . Cela confirme l'effet important des raideurs transverses d'assemblages sur le cisaillement. Par contre, le déplacement horizontal maximal dans la structure est très peu influencé (effet faible pour E , K_{xt} , K_{yt}) par l'augmentation des COV des différents paramètres étudiés. Pour certains paramètres comme la masse volumique ρ du bois, la raideur axiale en compression ou le moment ultime des assemblages, la plage de valeurs des COV considérés n'a aucune influence sur le COV des réponses. Cela peut s'expliquer de deux manières : soit la variable n'a pas d'effet significatif sur la réponse étudiée (cas de ρ) ou que la plage de variation des COV n'est pas assez large pour faire ressortir un quelconque effet sur la distribution de la réponse.



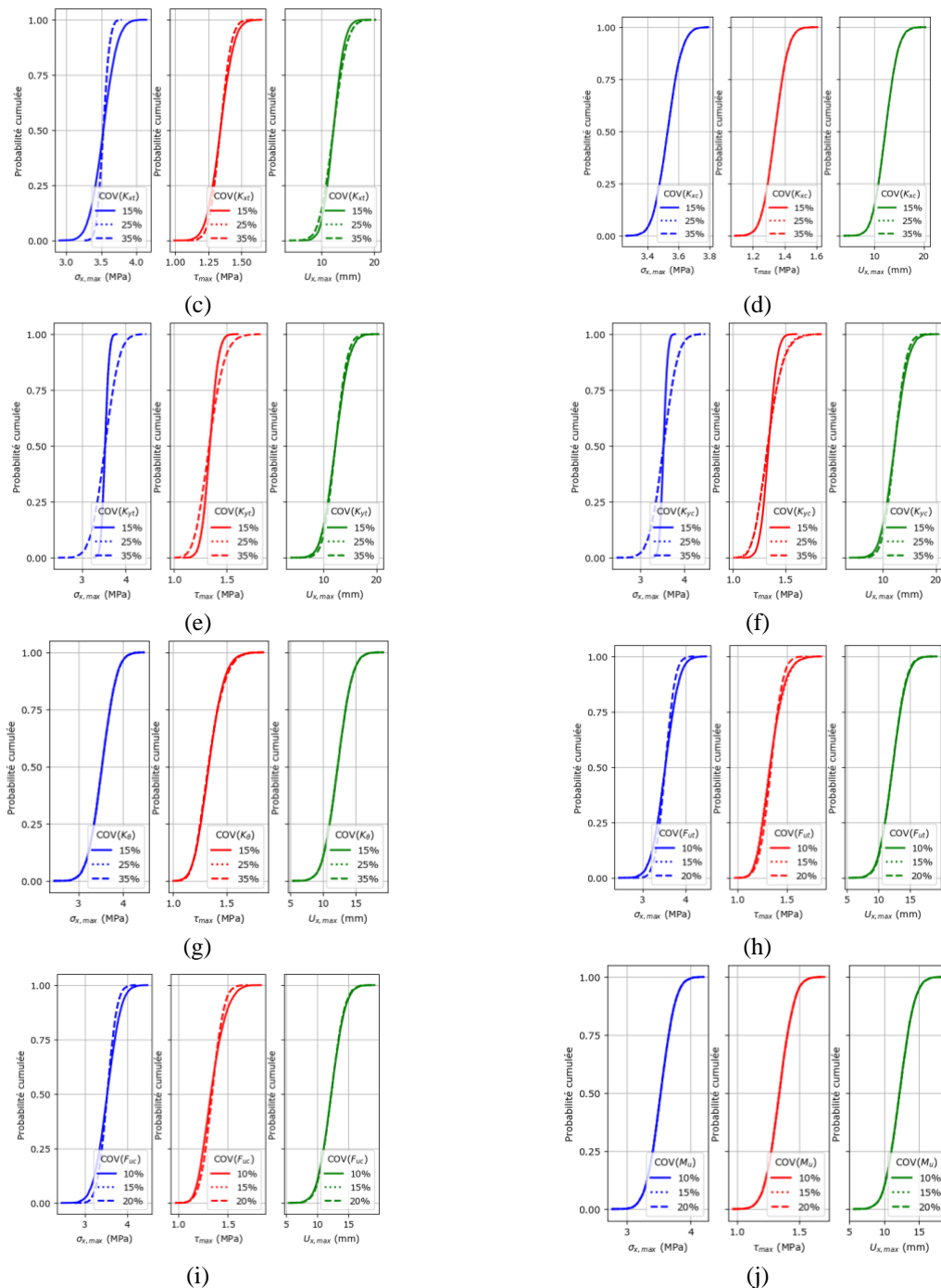


Figure 3.13- Effets individuels de la variabilité des paramètres d'entrée sur la variabilité des réponses structurelles considérées

D'un autre côté, en prenant les COV des paramètres à leur niveau de référence, nous pouvons identifier les raideurs d'assemblages comme les plus influentes sur la variabilité des contraintes. En prenant l'exemple de la contrainte normale maximale, la variation du module d'élasticité entraîne seulement un COV de 2,12% sur la réponse contre 7,4% pour la raideur axiale en traction, 8% pour la raideur rotationnelle ou encore 7,12% pour la charge ultime en traction des assemblages (Figure 3.14 (a)). Pour la contrainte maximale de cisaillement (Figure 3.14 (b)), on a une plage de variation du COV de 5% à 11,1% selon la variable considérée. La valeur minimale de 5% est encore due à la dispersion

du module d'élasticité et la valeur maximale de 11,1% est liée à la charge ultime en traction des assemblages. Comme évoqué précédemment, la dispersion du déplacement horizontal est relativement faible comparativement aux réponses statiques (contraintes normale et de cisaillement). Le COV du déplacement horizontal maximal varie entre 13,5% pour la variable F_{ut} et 17% pour la variable E (Figure 3.14 (c)).

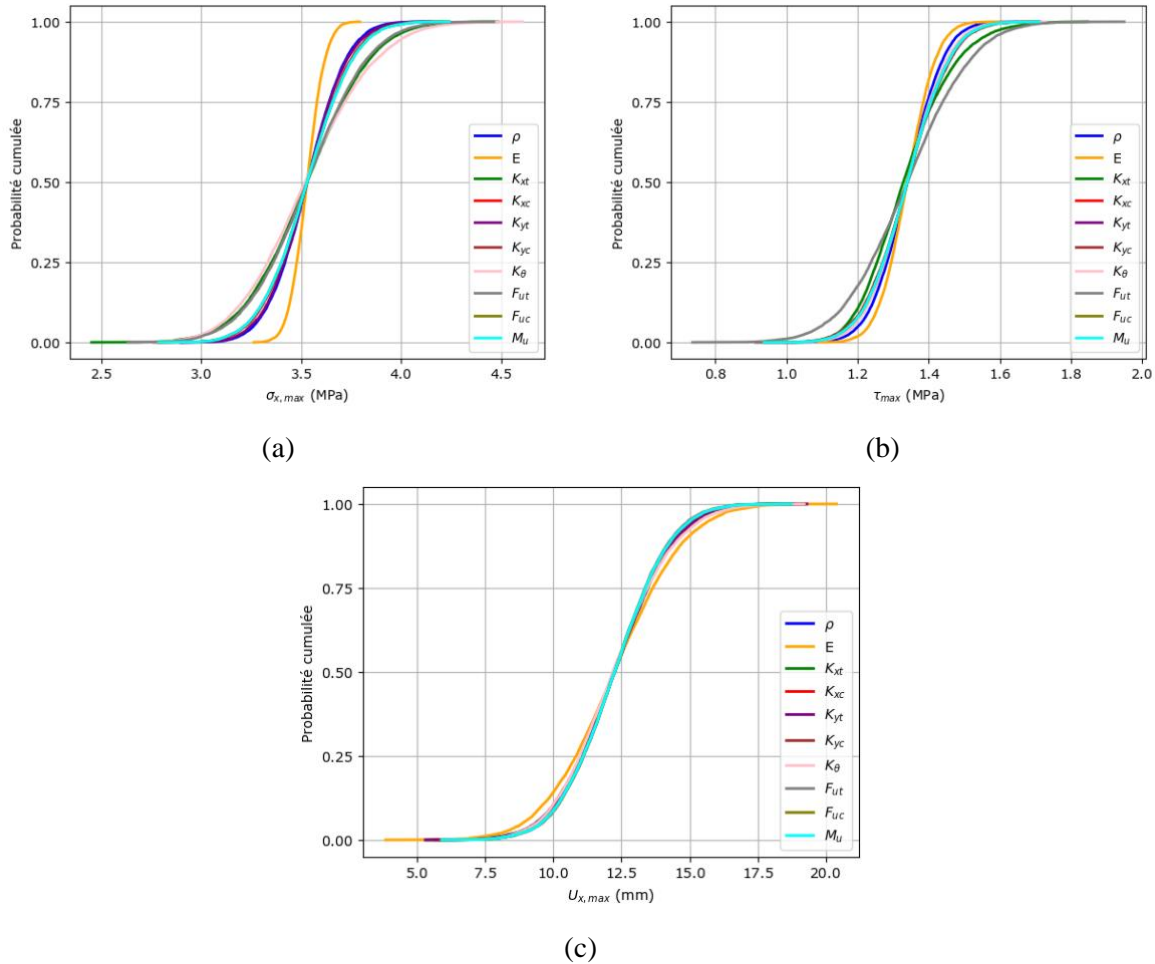


Figure 3.14- Distributions statistiques des différentes réponses en fonction du COV de référence des variables (a) contrainte normale maximale, (b) contrainte de cisaillement maximale, (c) déplacement horizontal maximal

3.5 Calcul fiabiliste

Les relations analytiques obtenues par la méthode des surfaces de réponse ont été utilisées pour le calcul fiabiliste. Une réécriture des relations (3.11) et (3.12) permet de définir deux états-limites g_1 et g_2 considérés pour le calcul fiabiliste :

$$g_1(X) = 1 - \left(\left| \frac{N}{N_u} \right| + \left| \frac{M}{M_u} \right| \right)^2 - \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 \quad (3.14)$$

$$g_2(X) = \frac{h}{200} - U_{x,max} \quad (3.15)$$

La probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité sont respectivement déterminés par les relations (3.16) et (3.17) :

$$P_{f,i} = P(g_i(X) \leq 0) \quad (3.16)$$

$$\beta_i = -\Phi^{-1}(P_{f,i}) \quad (3.17)$$

Le tirage aléatoire est effectué par simulations LHS et 10^6 simulations ont été réalisées. Nous obtenons un indice de fiabilité $\beta = 4,38$ avec un coefficient de variation de 2,8% pour l'état-limite structurel ce qui correspond à une probabilité de défaillance $P_f = 6.10^{-6}$. L'indice de fiabilité obtenu est supérieur à ceux des différentes classes de fiabilité définies dans (EN 1990, 2002) pour des structures récentes. En effet, de façon réglementaire, trois classes de fiabilité sont définies en fonction de l'importance des structures pour des durées de référence d'un an et de 50 ans pour des structures nouvelles. Dans la mesure où aucune indication n'est donnée pour les structures anciennes, on peut extrapoler l'indice de fiabilité pour une durée de référence supérieure à 50 ans par la relation (EN 1990, 2002) :

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (3.18)$$

Où β_n désigne l'indice de fiabilité pour n années.

Le Tableau 3.6 donne les valeurs recommandées de β pour les différentes classes de fiabilité (colonnes 2 et 3). En supposant une durée de référence de 300 ans pour les monuments historiques, la relation (3.18) donne les indices de fiabilité correspondants (colonne 4). Ces classes de fiabilité correspondent à des classes de conséquences (CC) établies dans l'EN 1990 (EN 1990, 2002) en tenant compte des conséquences de la défaillance ou du dépassement d'état-limite de la structure :

- CC3 : Conséquences élevées en termes de perte de vie humaine, ou conséquences économiques, sociales ou environnementales très importantes ;
- CC2 : Conséquences moyennes en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou environnementales considérables ;
- CC1 : Conséquences faibles en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou environnementales faibles ou négligeables.

Tableau 3.6- Valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité β (états-limites ultimes) (RC = Reliability Class), adapté de (EN 1990, 2002)

Classes de fiabilité	Valeurs minimales pour β		
	Durée de référence de 1 an	Durée de référence de 50 ans	Durée de référence de 300 ans
RC3	5,2	4,3	2,97
RC2	4,7	3,8	2,07
RC1	4,2	3,3	0,95

L'indice de fiabilité de la structure de 4,38 est donc jugé acceptable au regard des règles de construction actuelles. De ce fait, pour notre exemple, la structure considérée semble correctement dimensionnée.

Concernant l'ELS (déplacement horizontal), la probabilité de défaillance est encore plus faible que celle obtenue pour l'état-limite ultime. Afin de l'approcher, les déplacements horizontaux obtenus après les simulations ont été modélisés par une loi de probabilité (normale/lognormale dans notre cas). La probabilité de défaillance est alors calculée par la fonction de répartition donnée par les paramètres estimés pour la distribution :

$$P_{f,i} = P(g_i(X) \leq 0) = \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \left(\frac{-\mu}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (3.19)$$

Avec μ et σ la moyenne et l'écart-type obtenus pour la distribution modélisée et *erf* désigne la fonction d'erreur de Gauss. La probabilité approchée est de l'ordre de 10^{-10} , ce qui est trop faible pour être déterminée à partir de 10^6 simulations. L'indice de fiabilité correspondant est très élevée ($\approx 6,4$).

Dans le contexte de structures anciennes en bois sujettes à diverses sources de dégradations (infiltrations d'eau, dégradations d'assemblages, réduction des sections efficaces d'éléments par biodégradation et retrait), l'analyse de l'effet des dégradations sur la fiabilité structurale est nécessaire afin d'évaluer la robustesse de la structure.

3.6 Analyse de robustesse des structures

Dans cette section, nous abordons l'étude de robustesse comme un moyen d'évaluer la sécurité d'un monument historique en bois. Nous présentons ici un état de l'art sur l'étude de robustesse des structures, la procédure de l'étude ainsi qu'une application d'étude de robustesse au portique 2D.

3.6.1 État de l'art sur l'étude de robustesse des structures

3.6.1.1 Origine et définitions

Plusieurs définitions de la robustesse apparaissent dans la littérature et dans les normes. Frangopol et Curley (Frangopol and Curley, 1987) furent parmi les premiers à s'intéresser à la question et ont essayé de relier la notion de robustesse à celle de redondance structurelle. Pour Starossek et Haberland (Starossek and Haberland, 2010), la robustesse désigne l'insensibilité d'une structure à un dommage initial c'est-à-dire qu'une structure est robuste si une dégradation initiale ne conduit pas à un effondrement disproportionné. Dans le même sens, Kirkegaard *et al.* (Kirkegaard *et al.*, 2011) définissent la robustesse d'une structure comme sa capacité à éviter une rupture globale brutale après des dégradations localisées d'éléments structuraux (poutres, poteaux, assemblages, etc.). De toutes ces définitions, il ressort que la robustesse d'une structure est une propriété systémique évaluée en cas de dégradations ou en tenant compte de scénarios de défaillance donnés. Concernant les événements de dégradation, l'EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) est plus spécifique en définissant la robustesse comme

l'habileté d'une structure à résister à des événements tels que incendies, explosions, chocs ou conséquences d'une erreur humaine, sans présenter de dégâts disproportionnés à la cause d'origine. La Figure 3.15 présente une illustration des concepts de la robustesse.

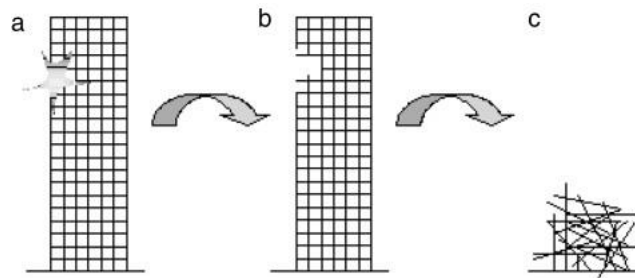


Figure 3.15- Illustration des concepts basiques de la robustesse, d'après l'EN 1991-1-7. (a) : exposition, (b) : dégradation localisée, (c) : effondrement

Lors des dernières décennies, plusieurs études de robustesse ont été réalisées sur les structures en béton (Dat *et al.*, 2015; Pearson and Delatte, 2005) et en acier (Izzuddin *et al.*, 2008; Spyridis and Strauss, 2020). Avec les divers effondrements de structures en bois (Agarwal *et al.*, 2012; Čizmar *et al.*, 2011; Dietsch and Winter, 2010), la notion de robustesse a également pris de l'ampleur dans le domaine de la construction en bois. Sørensen (Sørensen, 2011) a fait une revue de littérature sur le cadre théorique adopté pour l'analyse de robustesse des structures en bois. Dans le même contexte, Voulpiotis *et al.* (Voulpiotis *et al.*, 2021) propose une approche holistique pour l'évaluation de la robustesse sur des structures en bois élancées en prenant en compte différentes échelles de la structure : le matériau, les éléments, les assemblages, les sous-structures et la structure globale. Il faut noter que les cadres proposés concernent surtout la conception optimisée de structures en bois modernes ou nouvelles. Néanmoins, la démarche peut être adaptée à une structure existante en bois comme l'étude de Čizmar *et al.* (Čizmar *et al.*, 2011) portant sur un hall des sports en bois construit en Croatie. Cependant, relativement peu de travaux portent sur des structures anciennes en bois (Rodrigues *et al.*, 2016). Les auteurs ont réalisé une étude de robustesse d'une structure de toiture ancienne en bois ayant survécu pendant plus de cent ans. Leur structure était constituée de deux fermes à collerettes en bois et n'était plus en service, ce qui a permis de réaliser des essais sur la structure jusqu'à la rupture afin de déterminer les différents modes de rupture à considérer dans l'évaluation de robustesse. Mais, cette démarche ne peut être adoptée dans le cas d'un monument historique en service pour des raisons évidentes de conservation et de préservation de telles structures.

3.6.1.2 Méthodes de quantification de la robustesse

La robustesse est admise comme un moyen d'évaluer la sécurité d'une structure. Diverses méthodes d'évaluation de la robustesse sont proposées dans la littérature et se regroupent généralement en deux catégories (Huber *et al.*, 2019) :

- Les méthodes basées sur une approche déterministe : elles consistent à évaluer une propriété globale de la structure dans une configuration intacte et dans une configuration dégradée mais, dans les deux cas, l'analyse est purement déterministe. Ceci veut dire qu'elle est faite sur la base de valeurs caractéristiques pour les propriétés des matériaux et les actions avec des dispositions pour augmenter la robustesse des structures. C'est généralement l'approche proposée dans les normes de constructions (EN 1991-1-7, 2006; Sørensen, 2011). Frangopol et Curley (Frangopol and Curley, 1987) ont proposé un facteur de robustesse R pour quantifier la robustesse par une approche déterministe (Eq. 3.20) basé sur la capacité de chargement $L_{dégradé}$ de la structure dégradée et la charge de conception $L_{conception}$. Plus récemment, Sørensen (Sørensen, 2011) a proposé le facteur d'influence résiduel (Eq. 3.21) basé sur les rapports de résistance de réserve de la structure après rupture/enlèvement de l'élément « i » $RSR_{dégradé,i}$ et de la structure intacte $RSR_{intacte}$ (RIF pour Residual Influence Factor en anglais).

$$R = \frac{L_{dégradé}}{L_{conception}} \quad (3.20)$$

$$RIF = \frac{RSR_{dégradé,i}}{RSR_{intacte}} \quad (3.21)$$

- Les méthodes basées sur une approche probabiliste : la robustesse est évaluée à travers la fiabilité de la structure dans les configurations intacte et dégradée. L'évaluation de la robustesse par l'analyse fiabiliste prend en compte les incertitudes liées aux propriétés matérielles, aux actions et à la pluralité des scénarios de défaillance. Les mesures de robustesse à travers cette approche sont nombreuses comme l'indice de redondance RI ou le facteur de redondance β_R de (Frangopol and Curley, 1987) donnés par les équations (3.22) et (3.23) et l'indice de robustesse I_{rob} proposé par Kirkegaard *et al.* (Kirkegaard *et al.*, 2011), équation (3.24)

$$RI = \frac{P_f(dégradé) - P_f(intact)}{P_f(intact)} \quad (3.22)$$

Avec $P_f(dégradé)$ et la probabilité de défaillance de la structure à l'état dégradé et $P_f(intact)$ sa probabilité de défaillance à l'état intact ; $RI \in [0, +\infty[$ et de faibles valeurs indiquent un niveau élevé de robustesse.

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{dégradé}} \quad (3.23)$$

Avec $\beta_{dégradé}$ et β_{intact} respectivement les indices de fiabilité dans l'état dégradé et dans l'état intact ; $\beta_R \in [0, +\infty[$, avec des valeurs plus élevées indiquant un niveau élevé de robustesse.

$$I_{rob} = \frac{\beta_{dégradé}}{\beta_{intact}} \quad (3.24)$$

Avec $I_{rob} \in [0, 1]$ pour des indices de fiabilité positifs ; des valeurs plus élevées indiquant un niveau élevé de robustesse.

Contrairement à une analyse fiabiliste, Baker *et al.* (Baker *et al.*, 2008) proposent que la robustesse soit évaluée par une analyse de risques. La robustesse est alors basée sur une modélisation du risque total. Selon leur approche, chaque dégradation entraîne des conséquences directes et indirectes avec une certaine probabilité. Ces conséquences peuvent être quantifiées par le nombre de décès, de blessures, de dégâts matériels ou sociétaux, de coûts financiers, etc. L'indice de robustesse par analyse de risques proposé par Baker *et al.* (Baker *et al.*, 2008) s'écrit sous la forme :

$$I_{rob,risque} = \frac{R_{dir}}{R_{dir} + R_{ind}} \quad (3.25)$$

Où R_{dir} et R_{ind} désignent respectivement la somme des risques directs et celle des risques indirects.

3.6.2 Procédure d'évaluation de la robustesse d'une structure

L'intérêt croissant de faire de la robustesse un moyen quantitatif d'estimation de la sécurité d'une structure amène à définir une démarche complète afin de l'évaluer. Peu importe l'approche adoptée (déterministe, fiabiliste ou par analyse de risque), la démarche demeure globalement la même. Dans une approche fiabiliste, elle peut être résumée en différents points (Figure 3.16).

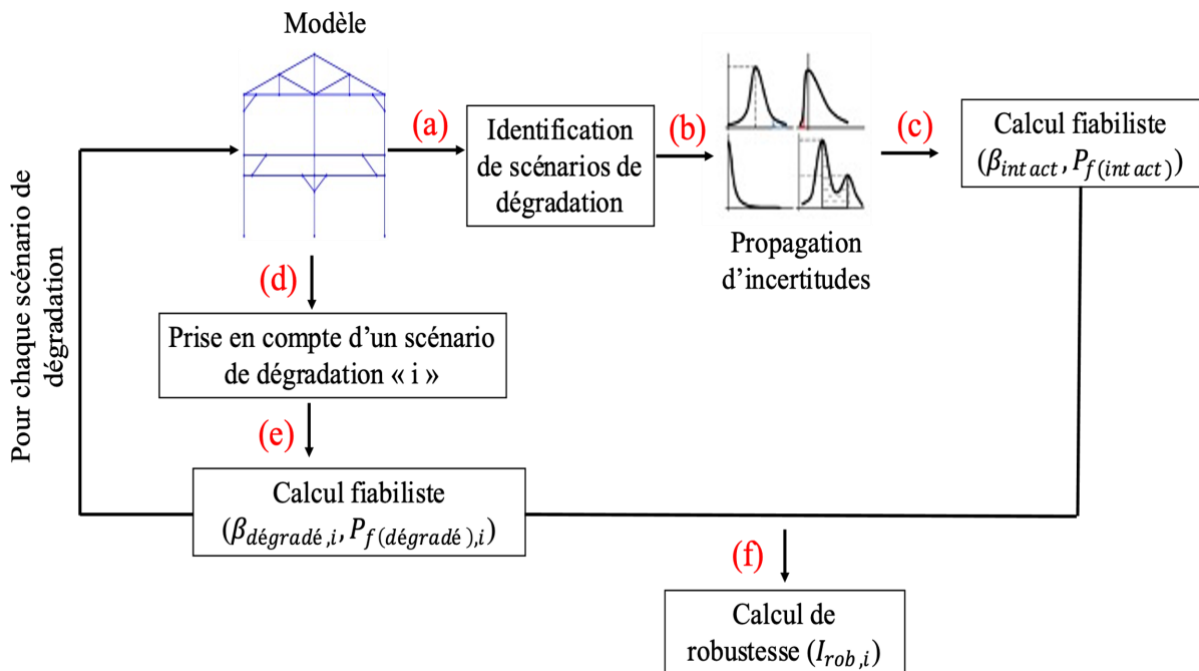


Figure 3.16- Procédure d'évaluation de la robustesse par une approche fiabiliste

- (a) Etude mécanique déterministe (basée sur les valeurs moyennes des propriétés) de la structure dans une configuration intacte : cela passe par l'élaboration d'un modèle mécanique prenant en compte les spécificités de la structure à concevoir ou à étudier. Cette étude aboutit notamment à l'identification d'éléments ou d'assemblages critiques ou déterminants dans le comportement de la structure (Rodrigues *et al.*, 2016) dont la dégradation ou la rupture sont préjudiciables à l'intégrité de la structure. Elle permet aussi d'identifier les différents chemins de ruine au sein de la structure. La dégradation ou la rupture des éléments/assemblages critiques constitue des scénarios de dégradation de la structure pour le calcul de la robustesse. Les scénarios de dégradation peuvent également être la simulation d'accidents comme un incendie, un choc, etc. (Čizmar *et al.*, 2011).
- (b) Une étude probabiliste et propagation d'incertitudes : considération de la variabilité des propriétés matérielles, des assemblages ou des actions extérieures appliquées à la structure. L'objectif est d'évaluer l'influence de la variabilité des différentes propriétés ou d'actions sur le comportement global de la structure.
- (c) Analyse fiabiliste : calcul fiabiliste sur la structure dans sa configuration pour divers états-limites dans le but d'évaluer la probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité.
- (d) Introduction des différents scénarios de défaillance : les éléments/assemblages clés sont dégradés et l'effet de leur dégradation sur le comportement de la structure est analysé. La dégradation/rupture des éléments ou assemblages passe par une réduction de leurs propriétés mécaniques (modules, raideurs, résistances, etc.) (Rodrigues *et al.*, 2016) ou simplement leur suppression (Spyridis and Strauss, 2020; Voulpiotis *et al.*, 2021).
- (e) Calcul fiabiliste de la structure dans la configuration dégradée : la fiabilité structurale est analysée pour chaque scénario de dégradation envisagé et aboutit au calcul de la probabilité de défaillance et de l'indice de fiabilité de la structure dégradée.
- (f) Calcul de la robustesse : le calcul de l'indice de robustesse de la structure est alors effectué par l'une des équations (3.20) – (3.25)

3.6.3 Application au portique 2D

Les différentes étapes de la procédure d'analyse de robustesse ont été appliquées au portique 2D décrit en 3.2.1. Les scénarios de dégradations supposés dans cette partie concernent les assemblages les plus sollicités. Par souci de simplicité, nous en retenons cinq dont les efforts relatifs sont les plus élevés. Ces assemblages sont les assemblages 2, 10, 12, 14, 15 (Figure 3.17). Notons qu'à cause de l'aspect symétrique de la structure, les symétriques de ces assemblages par rapport à la ligne verticale portant l'assemblage 12 seraient les plus sollicités au cas où la charge latérale est appliquée dans le sens inverse. Dans une première partie, nous dégradons initialement les raideurs et résistances de chacun des assemblages identifiés, ce qui conduit à cinq cas de dégradations. Les dégradations d'assemblages sont considérées comme une fraction des raideurs et forces ultimes de ces assemblages (1/1000 et 1/100).

Ces ratios sont ainsi pris afin de traduire l'incapacité de l'assemblage à participer à la tenue de la structure tout en évitant des problèmes d'instabilités numériques si des raideurs et forces ultimes nulles étaient imposées. Dans une seconde partie, l'effet de la dégradation de paires d'assemblages clés a été évalué en dégradant initialement, pour chaque analyse, les propriétés de deux assemblages parmi les plus sollicités. Il s'ensuit donc dix cas de dégradations supplémentaires.

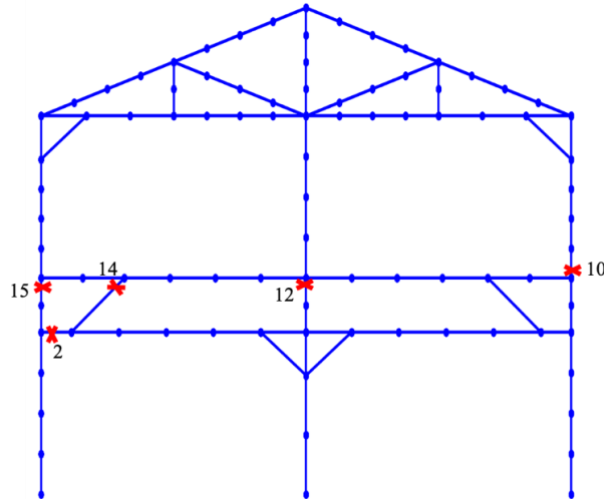


Figure 3.17- Positions des assemblages les plus sollicités dans la structure

3.6.3.1 Cas de dégradations élémentaires

Pour chaque situation de dégradation d'assemblage, la méthode des surfaces de réponses a encore été utilisée pour l'analyse fiabiliste, les états-limites considérés étant les mêmes que pour la configuration intacte. Les Figures 3.18 - 3.21 montrent les résultats obtenus par de nouvelles surfaces de réponses construites pour deux configurations de dégradations (assemblages 10 et 15). Les autres configurations de dégradations élémentaires sont présentées à l'Annexe B.1.2.

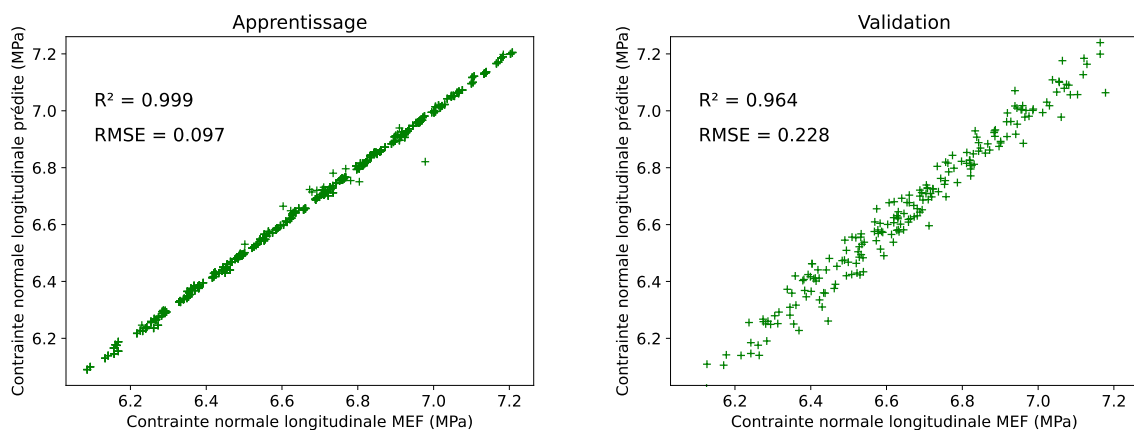


Figure 3.18- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 10

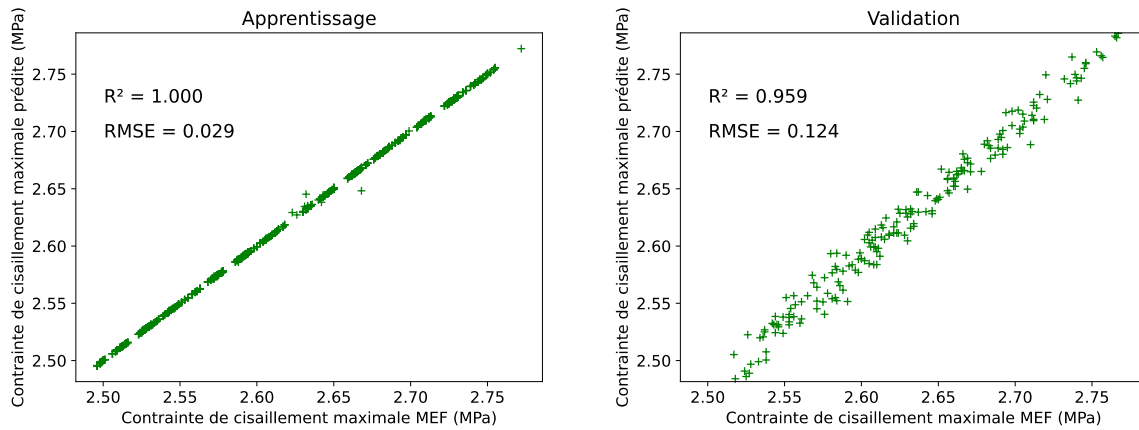


Figure 3.19- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 10

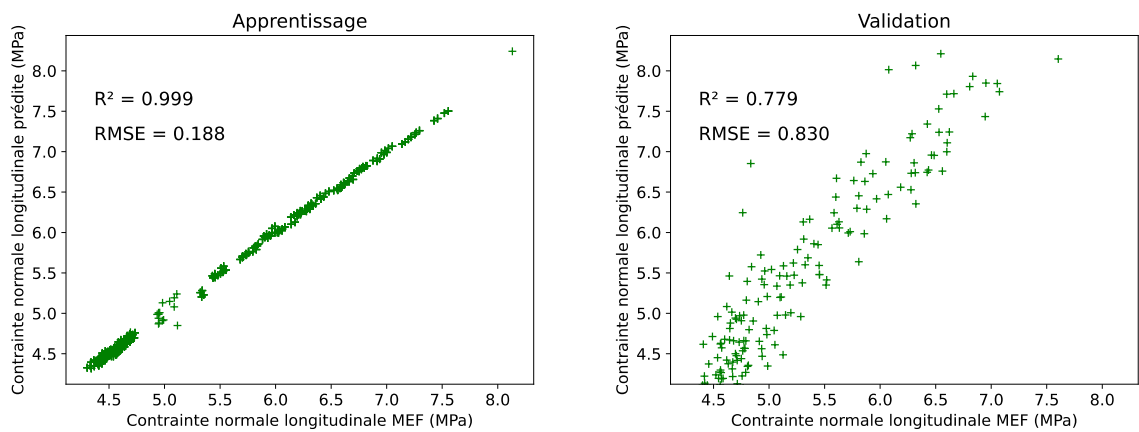


Figure 3.20- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 15

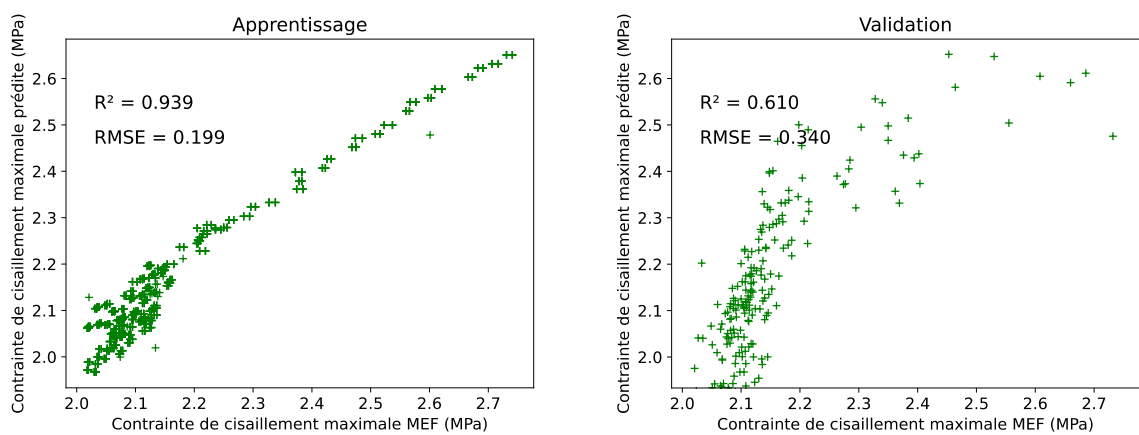


Figure 3.21- Contrainte de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF pour la dégradation de l'assemblage 15

La synthèse de l'analyse fiabiliste pour chaque configuration d'assemblage est présentée au Tableau 3.7 qui donne la probabilité de défaillance, les indices de fiabilité et de robustesse pour ces configurations.

Du point de vue de la sécurité structurelle, on peut dire que la structure est plus robuste lorsque les assemblages 2 et 12 sont dégradés comparativement aux autres ($I_{rob,2} = 74,38\%$ et $I_{rob,12} = 73,32\%$). La plus faible valeur de robustesse de la structure correspond à la dégradation de l'assemblage 10 ($I_{rob,10} = 46,78\%$). Cette analyse permet d'identifier les assemblages dont la contribution à la robustesse de la structure est la plus significative. Les causes d'atteinte d'états-limites de structures sont rarement la dégradation d'un unique assemblage, notamment dans le cas de structures hyperstatiques. A cet effet, il est également étudié l'effet de dégradations de paires d'assemblages sollicités.

Tableau 3.7- Récapitulatif des résultats d'étude de robustesse sur les configurations de dégradations d'assemblages élémentaires (P_f = probabilité de défaillance, β = indice de fiabilité, I_{rob} = indice de robustesse)

			Éléments dégradés				
États-limites	Situation	Intacte	2	10	12	14	15
ELU	P_f	6.10^{-6}	$5,61.10^{-4}$	0,02	$6,6.10^{-4}$	$2,13.10^{-3}$	$4,46.10^{-3}$
	β	4,38	3,26	2,05	3,21	2,86	2,62
	$I_{rob}(\%)$	100	74,38	46,78	73,32	65,26	59,71
ELS	P_f	$\approx 10^{-10}$	$\approx 10^{-10}$	$2,88.10^{-4}$	$\approx 10^{-10}$	$1,26.10^{-3}$	$\approx 10^{-10}$
	β	$\approx 6,4$	$\approx 6,4$	3,44	$\approx 6,4$	3,02	$\approx 6,4$
	$I_{rob}(\%)$	100	100	53,75	100	47,18	100

3.6.3.2 Configurations de dégradations de paires d'assemblages

Comme on pouvait s'y attendre, la dégradation des paires d'assemblages entraîne une baisse plus importante de la robustesse structurelle par rapport aux configurations de dégradations élémentaires. La Figure 3.22 présente les indices de robustesse pour chacune des configurations de dégradations de couples d'assemblages.

L'effet le plus préjudiciable à la structure est obtenu pour la dégradation simultanée des assemblages 14 et 15. Pour cette paire d'assemblages dégradés, les indices de robustesse sont nuls pour l'ELU et l'ELS. Cela peut s'expliquer par la position de ces assemblages dont les dégradations entraînent une désolidarisation partielle des parties basses et hautes du portique. D'autres paires d'assemblages dégradés comme (12_10), (12_14) et (2_15) conduisent également à de bas indices de robustesse ($\approx 22\%$). A contrario, la dégradation des paires (2_14), (2_10) et (10_15) donne des indices relativement élevés (de plus de 40%). On remarque que l'indice de robustesse relatif à l'assemblage 10 n'est faible qu'en association de l'assemblage 12 alors que la dégradation de l'assemblage 10 était le scénario le

plus préjudiciable dans le cas de dégradations élémentaires. De cette remarque, deux conclusions peuvent être tirées : d'une part, la dégradation de deux assemblages est plus préjudiciable que celle d'un seul sur la robustesse structurale et d'autre part la dégradation de paires d'assemblages « proches » a un effet défavorable sur la robustesse structurale liée à l'hyperstaticité de la structure et à sa capacité de redistribution des efforts.

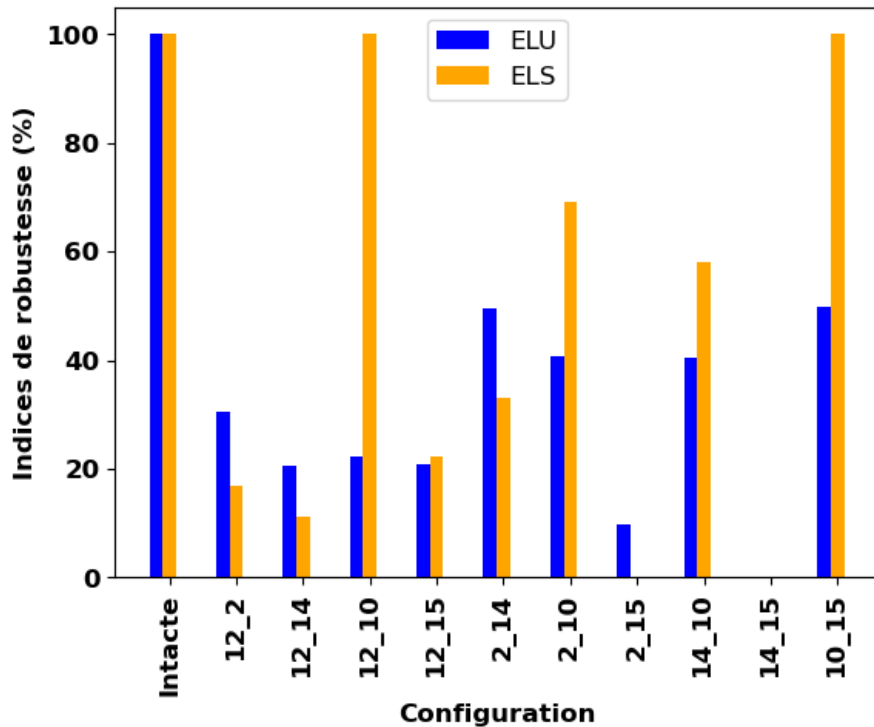


Figure 3.22- Indices de robustesse selon les différentes configurations de dégradations de paires d'assemblages

Dans cette étude, on s'est contenté de la dégradation de doublets d'assemblages en raison de problèmes numériques. En effet, la dégradation de triplets d'assemblages entraînait des instabilités numériques, et faisait diverger l'algorithme de calcul mécanique. On se retrouvait à un facteur de charge inférieur à 1 à terme de la résolution numérique du problème. La structure ne supportait donc plus la totalité du chargement appliqué pour certains jeux de données. Le traitement des résultats dans ces conditions crée un biais dans la construction des surfaces de réponse. Par conséquent, les surfaces de réponse construites n'étaient pas prédictives car les coefficients de détermination obtenus étaient très faibles. Il faut noter que la dégradation de triplets d'assemblages ou plus aurait pu être envisagée dans le cas d'étude de structures plus hyperstatiques que le portique 2D étudié ici.

3.6.4 Synthèse

La démarche d'analyse de robustesse a été présentée et appliquée à un portique 2D. Les scénarios de dégradation supposés sont les dégradations d'assemblages critiques identifiés par une approche déterministe. Les résultats obtenus permettent de voir les configurations où la robustesse de la structure

est faible et identifier ainsi les assemblages les plus influents sur la robustesse structurale. Cependant, l'indice de robustesse quantifié est apprécié ici d'un point de vue relatif par rapport à la configuration intacte de la structure c'est-à-dire qu'il n'existe pas dans les normes actuelles des valeurs cibles d'indices de robustesse pour statuer qu'une structure est suffisamment robuste ou non.

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une méthodologie d'évaluation de la sécurité d'une structure en bois du patrimoine a été proposée. Cette méthodologie est constituée de différentes étapes regroupées en analyse mécanique par modélisation aux éléments finis et développement de modèles probabilistes pour la prise en compte de la variabilité des propriétés d'éléments et d'assemblages. L'étude mécanique a été réalisée par le biais d'un modèle éléments finis en 2D d'un portique de la halle de Villeréal. Au terme de cette étude mécanique, les éléments et assemblages les plus sollicités dans la structure ont été identifiés et la stabilité de la structure (flambage des éléments comprimés) vérifiée par une approche normative basée sur l'Eurocode 5.

Les incertitudes aléatoires/épistémiques ont ensuite été intégrées à l'étude mécanique à travers la méthode des surfaces de réponse dont l'intérêt réside dans la substitution d'une relation analytique décrivant le comportement de la structure au modèle EF. Pour ce faire, nous nous sommes servis des plans d'expériences numériques, notamment d'un plan composite central pour les dix paramètres aléatoires définis à cinq niveaux. La qualité des surfaces de réponse a été vérifiée sur un jeu de données d'entrée qui ne faisaient pas initialement partie de celles utilisées pour l'ajustement des modèles. A partir des surfaces de réponses construites, une étude probabiliste par simulations de Monte Carlo a été effectuée en évaluant les coefficients de variation des différentes réponses structurelles en fonction de ceux des variables d'entrée. Les paramètres statistiques des variables aléatoires (moyennes, COV, distributions statistiques) sont obtenus par END, expérimentations et le JCSS (JCSS, 2006). De manière générale et évidente, l'augmentation de la variabilité des variables d'entrée se répercute sur celle des réponses structurelles.

Par ailleurs, une procédure d'étude de la robustesse basée sur la fiabilité de la structure dans différentes configurations (intacte et dégradées) a été proposée. Nous avons vu que le portique, dans la configuration intacte avait une fiabilité acceptable par rapport aux valeurs cibles données dans la norme (EN 1990, 2002). Nous avons également quantifié la robustesse de la structure pour diverses configurations de dégradations (élémentaires ou multiples). Cependant, nous n'avons pas trouvé dans la littérature actuelle, de valeurs cibles d'indice de robustesse pour apprécier la robustesse d'une structure. Il est alors proposé de mener cette étude de robustesse sur le cas concret de la halle de Villeréal en 3D en considérant dans l'analyse les désordres structurels préalablement identifiés afin de proposer des actions à mener en se basant sur les indices de robustesse selon les scénarios de dégradations étudiés.

Chapitre 4 Application de la méthodologie à l'évaluation de la sécurité structurale de la halle de Villeréal

Sommaire

4.1	Introduction.....	132
4.2	Analyse mécanique en 3D	132
4.2.1	Définition du modèle mécanique	132
4.2.2	Chargement de la structure de Villeréal.....	133
4.2.2.1	Actions permanentes	133
4.2.2.2	Actions variables.....	133
4.2.2.3	Descente de charges	136
4.2.3	Maillage et modèles d'assemblages	136
4.3	Prise en compte de la variabilité.....	139
4.3.1	Définition des modèles probabilistes et des modes de défaillance	139
4.3.2	Analyse des surfaces de réponse et calcul fiabiliste	142
4.3.3	Sensibilité de la fiabilité de la structure vis-à-vis des distributions statistiques ..	144
4.3.4	Influence de la géométrie sur la sécurité de la structure	145
4.4	Analyse de la robustesse structurale	146
4.4.1	Cas de dégradations élémentaires	147
4.4.2	Cas de dégradations non élémentaires	148
4.5	Synthèse et discussion	149
4.6	Conclusion	150

4.1 Introduction

L'élaboration d'un modèle mécanique représentatif d'une structure est une étape nécessaire dans la démarche d'analyse de la sécurité d'une structure existante. La sécurité d'une structure est non seulement liée aux propriétés matérielles et structurelles (dimensions géométriques et propriétés mécaniques des éléments et assemblages) mais également aux charges extérieures subies par cette structure (Abubakar and Magaji, 2016; Babu and Srivastava, 2010; Zhang *et al.*, 2016). Au chapitre 3 ont été présentées les bases de l'étude mécanique par la méthode des éléments finis en ne s'intéressant qu'à la variabilité des propriétés matérielles et des assemblages dans l'analyse. Le couplage mécano-fiabiliste par la méthode des surfaces de réponse a permis d'étudier la fiabilité puis la robustesse structurale par les simulations de Monte-Carlo à travers la considération de différents scénarios de dégradation d'un portique 2D représentatif de la structure de la halle.

Toutefois, des études (Ranta-Maunus, 2004; Sousa *et al.*, 2010) ont montré que la variabilité du chargement appliqué affectait également la fiabilité des structures. L'objectif de ce chapitre est d'appliquer la démarche d'analyse mécanique présentée dans le Chapitre 3 dans le but de proposer un indicateur de sécurité de la structure et discuter son importance dans le cadre d'un outil d'aide à la décision. Pour cela, dans ce chapitre, nous nous pencherons tout d'abord sur la procédure d'obtention du modèle mécanique 3D de la structure de la halle à partir du modèle géométrique élaboré au Chapitre 2. Ensuite, la variabilité du chargement (poids propre, charges d'exploitation, charges climatiques de neige et de vent) est introduite dans l'analyse de la fiabilité puis de la robustesse de la structure. La démarche d'analyse de la robustesse structurale est un peu modifiée afin de tenir compte de l'aspect tridimensionnel et de la forte hyperstaticité de la structure. L'étude de robustesse est basée sur certaines hypothèses concernant les scénarios de dégradation étant donné que tous les scénarios de dégradation ne peuvent être considérés. Enfin, une discussion sur l'étude de robustesse et les résultats associés est menée afin d'en montrer l'utilité et les limites dans le cadre d'une évaluation de la sécurité de structures anciennes.

4.2 Analyse mécanique en 3D

4.2.1 Définition du modèle mécanique

L'étude mécanique par la MEF est réalisée à l'aide du solveur implicite Abaqus/Standard (Abaqus, 2014). La procédure de simulation mécanique par Abaqus peut être subdivisée en trois étapes :

- Le pré-traitement : il rassemble toutes les procédures permettant de définir le modèle de la structure. Cette étape est réalisée de façon quasi-automatique par un script python qui permet d'écrire un fichier texte (fichier d'extension *.inp* d'entrée Abaqus) avec la syntaxe appropriée. Les arguments d'entrée de ce script sont les coordonnées des nœuds de la structure, la connectivité des poutres, les charges appliquées et les conditions aux limites, les propriétés

matérielles (masse volumique, module d'élasticité) et des assemblages (raideurs et charges ultimes) ainsi que les types d'assemblages. Toutes les propriétés géométriques (coordonnées des nœuds, dimensions géométriques des éléments) proviennent du modèle géométrique préalablement établi tandis que les propriétés matérielles et celles des assemblages sont obtenues par END pour les premières et par essais expérimentaux pour les secondes.

- L'étape de simulation : cette étape consiste à résoudre le problème mécanique jusqu'à obtention de l'équilibre statique. L'analyse statique non linéaire est résolue par l'algorithme de Newton-Raphson pour linéariser le problème d'équilibre et assurer la convergence du calcul en recalculant la matrice de rigidité tangente à chaque itération de résolution.
- Le post-traitement : il permet d'extraire les résultats d'intérêt (contraintes des éléments, forces transmises par les assemblages, déplacements aux nœuds) et d'identifier des éléments et assemblages les plus sollicités dans la structure.

4.2.2 Chargement de la structure de Villeréal

Lors de l'étude mécanique d'une structure existante, il est important que la structure soit sollicitée par des charges qui lui soient réellement appliquées ou à défaut par des charges représentatives bien évaluées. A cet effet, une évaluation des charges normatives est faite sur la base des spécifications de l'Eurocode 1 (EN 1991-1-1, 2002) afin de déterminer les charges permanentes, variables et climatiques appliquées à la structure.

4.2.2.1 Actions permanentes

Les actions permanentes regroupent le poids propre des éléments structuraux, des murs en pans de bois et de la toiture en tuile. La détermination de ces actions se base sur la considération des poids volumiques (ou de la masse volumique) des matériaux constitutifs des éléments structuraux donnés dans la norme (EN 1991-1-1, 2002) ou estimés sur site par END (masse volumique du bois) et des dimensions géométriques des éléments. La distribution retenue vis-à-vis de la variabilité des actions permanentes est présentée à la section 4.3.

4.2.2.2 Actions variables

On distingue deux catégories d'actions variables : les actions variables d'exploitation (utilisation des locaux) et les actions variables climatiques de neige et vent. Leurs distributions statistiques sont également présentées à la section 4.3.

4.2.2.2.1 Actions variables d'exploitation

Les charges d'exploitation sur un plancher sont considérées en fonction du type de plancher et de son usage. Dans son état actuel, le plancher de la halle est occupé par du mobilier et le personnel de la station radio ; le plancher peut être considéré de catégorie B (bureaux) selon la classification de

l'Eurocode 1. Néanmoins, un plancher de catégorie C2 (espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente) est considéré dans le cadre d'une requalification de l'ouvrage en cas de changement d'usage. On fait alors l'hypothèse d'un changement d'usage du plancher en bibliothèque par exemple. La valeur caractéristique de la charge d'exploitation sur cette catégorie de plancher est de 4 kN/m^2 . Pour la toiture, la charge d'exploitation a été évaluée en supposant une toiture inaccessible sauf entretien et réparations courants. La valeur caractéristique associée est de $0,8 \text{ kN/m}^2$.

4.2.2.2 Actions variables climatiques : charges de neige et de vent

Avant de prendre en compte le caractère physiquement aléatoire des actions climatiques, une première estimation déterministe est effectuée sur la base de la localisation géographique du site. Dans cette logique, pour une analyse déterministe, la valeur caractéristique de la charge de neige est déterminée à partir de la carte de zonage climatique de la France (Figure 4.1) et de la forme de la toiture (nombre et pente de versants).

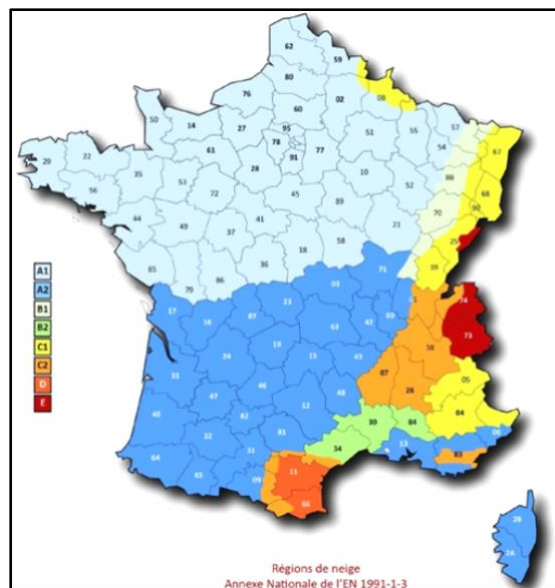


Figure 4.1- Régions de neige en France (extrait de l'Annexe Nationale de (EN 1991-1-3, 2004))

La charge de neige sur la toiture de la halle est évaluée en situation de projet durable par la relation :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (4.1)$$

Avec :

μ_i coefficient de forme, C_e coefficient d'exposition dû aux conditions d'abri de la toiture, égal à 1 dans tous les cas où il y a possibilité de déplacement de la neige par le vent, C_t coefficient thermique

généralement égal à 1 et s_k valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude de la toiture. Le Tableau 4.1 donne les valeurs de s_k selon les différentes régions climatiques en France.

Tableau 4.1- Valeurs caractéristiques de charges de neige sur le sol selon la zone climatique en France (extrait de l'Annexe Nationale de (EN 1991-1-3, 2004))

Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m (en kN/m ²)	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol	-	1,00	1,00	1,35	-	1,35	1,80	-

De même que la neige, la charge latérale de vent a été évaluée à partir de la vitesse de référence du vent dans la zone en tenant compte de la rugosité et de l'orographie du terrain. L'annexe nationale de l'Eurocode 1 donne la vitesse moyenne du vent à considérer selon les différents départements en France. Une simulation des charges de vent a au préalable été réalisée dans Autodesk Robot Structural Analysis® (RSA) (Autodesk, INC, 2019) afin de voir les directions de vent les plus défavorables. Afin de faciliter l'application du chargement latéral de vent qui aurait dû être effectué par des charges réparties sur les poteaux de l'étage, le choix a été fait de considérer la résultante (ponctuelle) en tête de poteau angulaire de l'étage (Zhang *et al.*, 2016).

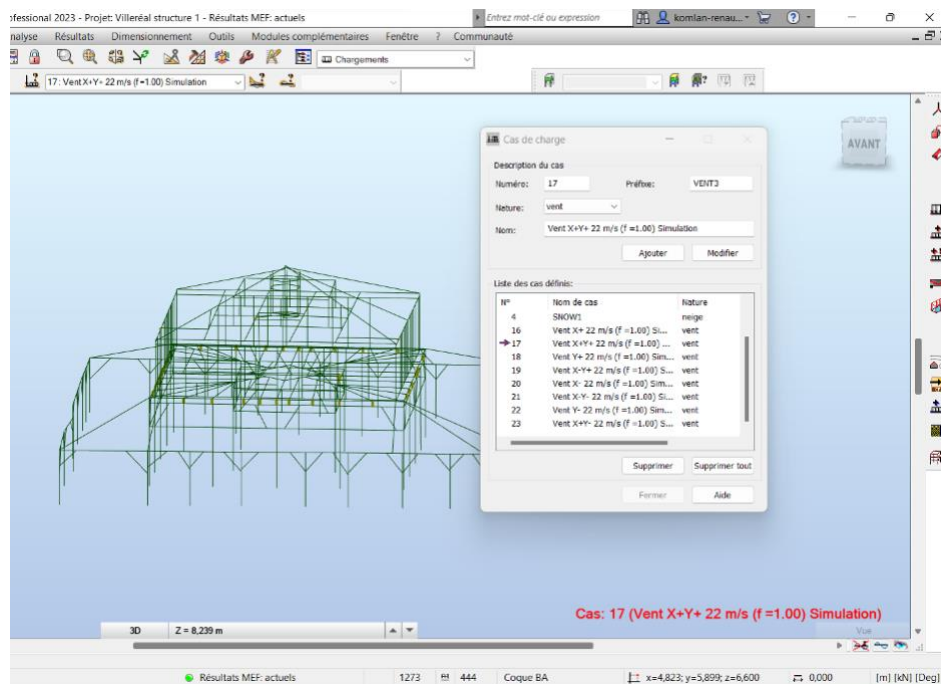


Figure 4.2- Différents cas de charge de vent simulés sous Robot®

Dans cette partie, une analyse structurelle déterministe est faite avec les valeurs moyennes des différentes propriétés matérielles et des charges appliquées sur la structure. Le calcul des valeurs moyennes à partir de celles caractéristiques données dans les normes est plus détaillé au paragraphe 4.3.1.

4.2.2.3 Descente de charges

La structure porteuse de la halle est essentiellement constituée de poutres et de poteaux. Les charges de la couverture sont reprises par les arêtiers et le réseau de chevrons de la toiture, lesquels reposent eux-mêmes d'une part sur les poutres du carré central dans les combles et d'autre part sur les sablières du pan de bois. Le clocheton et le carré central des combles sont portés par des poutres supportées par les murs de l'étage en pan de bois. Les charges linéiques des murs en pan de bois sont transférées aux poutres support reposant sur les poutres du plancher qui constituent l'enrayure et supportent également le platelage de l'étage (Figure 4.3).

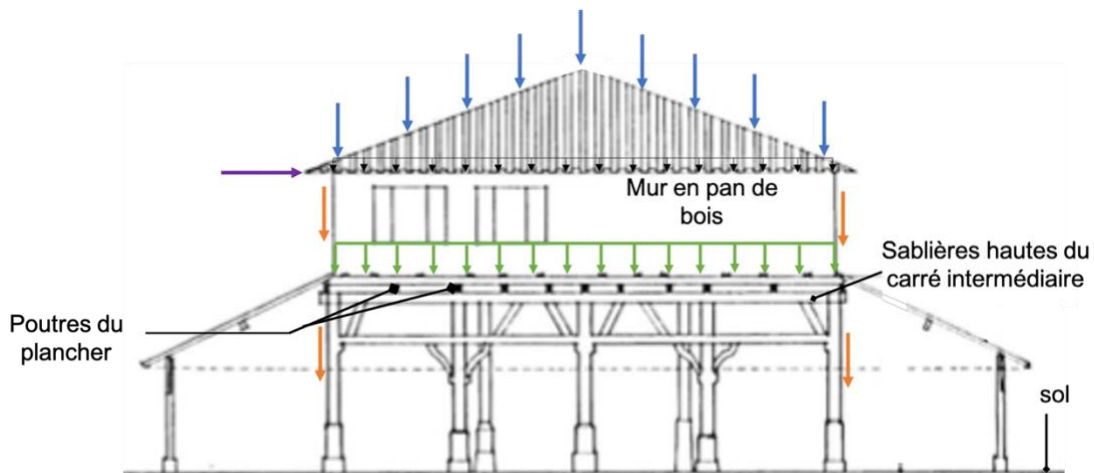


Figure 4.3- Élévation Ouest de la halle montrant le cheminement des charges verticales du haut vers les fondations de la structure

Les charges des poutres du plancher sont transférées aux sablières hautes du carré central et du carré intermédiaire de la halle. Les sablières sont assemblées entre elles aux poteaux d'angle par des assemblages à tenon et mortaise. La grande portée des sablières est réduite par les poteaux d'axe du carré intermédiaire qui constituent des appuis. Une partie des charges transmises aux poteaux d'angle est reprise par les poutres situées entre les poteaux d'angle et ceux d'axe du carré intermédiaire.

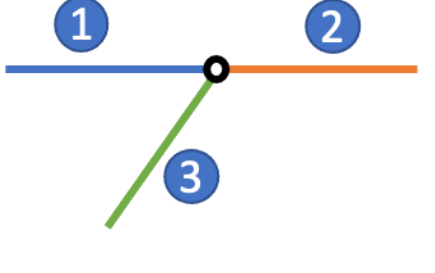

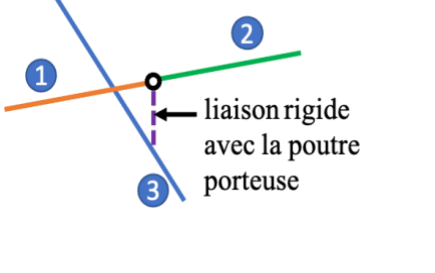
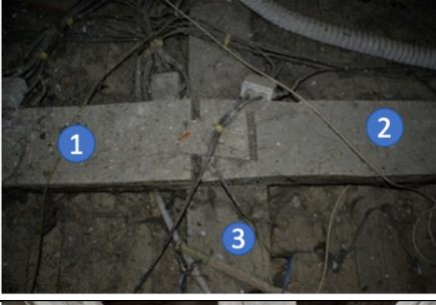
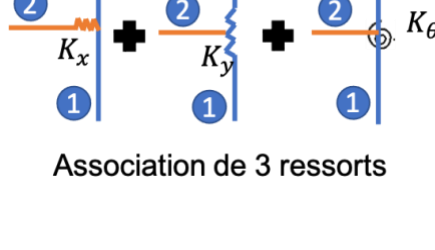

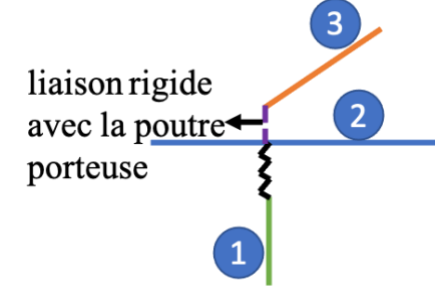
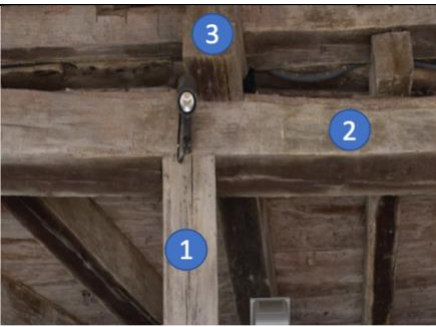
4.2.3 Maillage et modèles d'assemblages

Dans ce travail, les éléments structuraux (poutres, poteaux, etc.) sont modélisés par des éléments unidimensionnels à deux nœuds (B31 dans la librairie d'Abaqus) et chaque nœud a six degrés de liberté (translations dans les trois directions de l'espace et rotations autour des trois directions). La formulation de ces éléments est basée sur la théorie de Timoshenko qui prend en compte l'effet de l'effort tranchant

sur la flexion des éléments (Labuschagne *et al.*, 2009). Le bois est considéré isotrope et un comportement élastique linéaire est adopté pour le matériau, étant donné le faible niveau de contraintes estimées dans le chapitre précédent dans les éléments de poutres, poteaux ou diagonales.

Les éléments structuraux sont reliés entre eux par des assemblages modélisés par des éléments de connecteurs de taille nulle (« CONN3D2 » dans Abaqus) et dont le comportement est non linéaire. Divers types de connecteurs sont utilisés selon le type d'assemblage dans la structure. Le Tableau 4.2 présente quelques types d'assemblages, le modèle structural utilisé pour leur modélisation ainsi qu'un exemple au sein de la structure.

Tableau 4.2- Types d'assemblages et leurs modèles structuraux dans le MEF

Types d'assemblages	Modèle structural	Exemple sur site
A Mi-bois		
Assemblages en queue d'aronde		
Tenon et mortaise avec chevilles		
Liaison entre poutres du plancher et sablières		

La modélisation des assemblages nécessite la définition des repères locaux (Annexe C) dans lesquels la loi de comportement des assemblages est établie (Figure 4.4). Les différentes raideurs d'assemblages (axiale, transverse et rotationnelle) sont donc données relativement aux axes de ces repères définis en prenant en compte le type d'assemblage, la distribution des efforts dans l'assemblage et la cinématique d'assemblage (déplacement/rotation relatif ou non entre les nœuds en liaison). Les orientations locales des connecteurs sont données aux nœuds « maîtres » des connecteurs. La semi-rigidité des assemblages est alors considérée dans les trois directions du repère local et nous supposons dans ce travail que les trois degrés de liberté à un nœud sont découplés pour l'implémentation de la loi de comportement des assemblages. On passe ici de 6 degrés de liberté (aux nœuds) à 3 degrés de liberté (deux translations et une rotation) car les assemblages sont plans. La loi de comportement adoptée pour les assemblages est celle présentée dans le chapitre 2 (Figure 2.38).

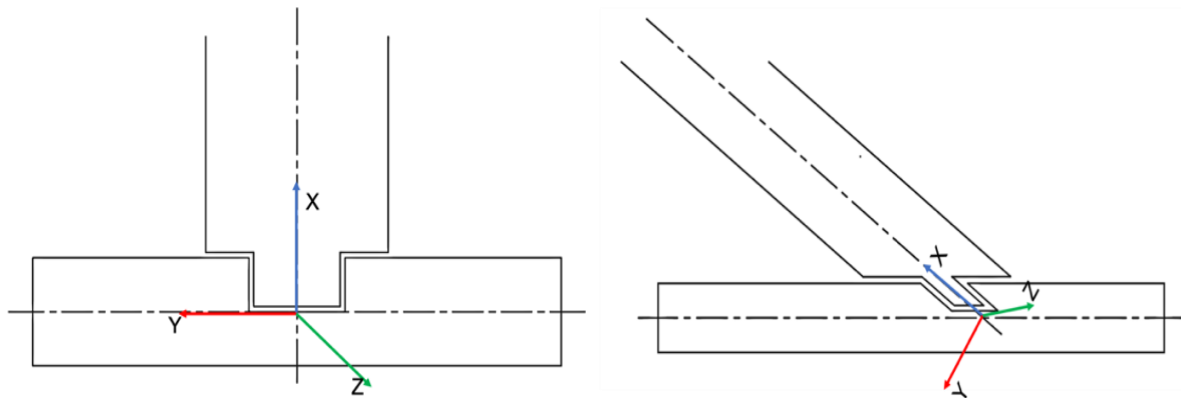


Figure 4.4- Repères locaux dans les différents cas d'assemblages

Le modèle mécanique ainsi établi est constitué de 1092 éléments de poutres, poteaux et diagonales, de 1607 nœuds et de 810 éléments de connecteurs pour modéliser les différents assemblages dans la structure. La Figure 4.5 montre un aperçu du modèle EF de la structure de la halle.

Comme spécifié dans le chapitre précédent, les appuis en pied des poteaux de la structure sont considérés articulés en absence d'informations précises sur leur constitution (présence de tiges métalliques entre les poteaux en bois et les blocs de maçonnerie, ce qui est peu probable à l'époque de la construction médiévale).

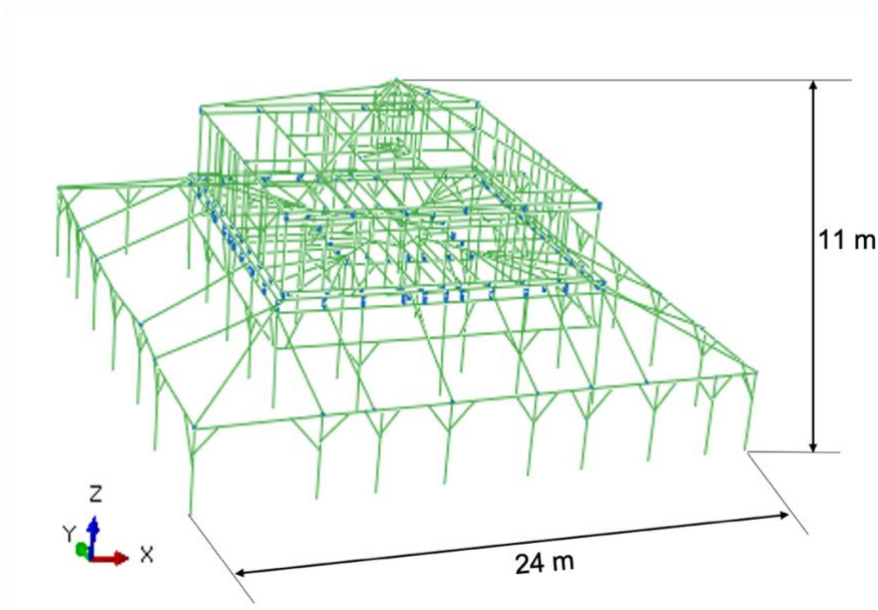


Figure 4.5- Modèle EF de la structure

4.3 Prise en compte de la variabilité

4.3.1 Définition des modèles probabilistes et des modes de défaillance

La considération des incertitudes est faite par une modélisation probabiliste. Toutes les variables aléatoires considérées ainsi que leurs paramètres statistiques, à l'exception des charges extérieures appliquées à la structure, sont donnés dans le chapitre 3. Ainsi, la variabilité du poids propre des éléments structuraux est modélisée à travers celle de la masse volumique. Pour les surcharges d'exploitation, une distribution Gamma avec un coefficient de variation de 20% peut être adoptée comme indiqué dans (Brites *et al.*, 2013; JCSS, 2001). Ranta-Maunus propose pour sa part une distribution de Gumbel avec un coefficient de variation de 20% (Ranta-Maunus, 2004). La distribution Gamma est représentée par sa fonction densité de probabilité donnée par l'expression (4.2) :

$$f_{Gamma}(x; a, b, \alpha) = \frac{\left(\frac{x-a}{b}\right)^{\alpha-1} \exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)}{\Gamma(\alpha)} \quad (4.2)$$

Avec a et b désignant respectivement la valeur moyenne et l'écart-type, α un paramètre de forme et $\Gamma(\cdot)$ la fonction Gamma d'Euler (Viola, 2016).

Les charges climatiques de neige peuvent être modélisées par une distribution ajustée aux données si les données climatiques de la région sont disponibles sur une période de référence donnée. Lorsque ces données ne sont pas accessibles, une distribution de valeurs extrêmes peut être adoptée ; généralement la loi de Gumbel est utilisée (Ranta-Maunus, 2004; Sousa *et al.*, 2010). La fonction de

répartition de la loi de Gumbel ayant pour paramètres a et b (respectivement la valeur moyenne et l'écart-type) est donnée par :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \quad (4.3)$$

Les valeurs moyennes q_{moy} de ces distributions peuvent être déterminées à partir des valeurs caractéristiques q_k données dans les normes à partir de la relation :

$$q_{moy} = q_k(1 - k_\alpha \times COV) \quad (4.4)$$

Où COV désigne le coefficient de variation et k_α un coefficient dépendant du niveau de confiance, du nombre de données et du fractile visé. En supposant que les valeurs caractéristiques des actions représentent un fractile α , k_α peut être déterminé par :

$$k_\alpha = F^{-1}(\alpha) \quad (4.5)$$

Avec F^{-1} l'inverse de la fonction de répartition F de la loi considérée. Contrairement à la distribution Gamma où k_α ne peut être évalué de façon analytique, le coefficient k_α est simplement déterminé par l'équation (4.6) dans le cas de la distribution de Gumbel :

$$k_\alpha = -\ln(-\ln(\alpha)) \quad (4.6)$$

Enfin, le chargement de vent est modélisé par une distribution de Weibull avec un coefficient de variation de 40%. La distribution statistique ainsi que le coefficient de variation adoptés proviennent du JCSS (JCSS, 2001). Dans la littérature (Ranta-Maunus, 2004; Sousa *et al.*, 2010), d'autres distributions comme celle de Gumbel ont été utilisées. On peut remarquer que les distributions utilisées correspondent à une famille de distributions données : la loi des extrêmes généralisée (en anglais Generalized Extreme Value GEV) qui comprend les distributions de Gumbel, Fréchet et Weibull (Kenéz and Joó, 2022; Makkonen and Tikanmäki, 2019).

De manière générale, les valeurs caractéristiques des actions climatiques sont associées à une période de retour donnée. D'un point de vue réglementaire, dans les Eurocodes, la valeur caractéristique de la charge de neige ainsi que la valeur de base de la vitesse de référence du vent correspondent à des valeurs ayant une probabilité de dépassement de 2% sur une période d'un an, ce qui correspond à une période de retour T de 50 ans d'après la relation simplifiée (4.7) :

$$T = \frac{1}{p(Q \geq q_T)} \quad (4.7)$$

Où Q désigne la variable aléatoire, q_T le seuil à ne pas dépasser et p la probabilité d'occurrence annuelle de l'évènement extrême $Q \geq q_T$.

Les modèles probabilistes (valeurs moyennes et caractéristiques, coefficients de variation et distributions statistiques) des charges appliquées sont récapitulés dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3- Modèles probabilistes du chargement appliqué

Chargement	Valeur caractéristique	Valeur moyenne	COV (%)	Distributions
Poids propre	-	≈ 540 kN	5%	Normale
Exploitation	4000 N/m ²	2500 N/m ²	20	Gamma
Neige	450 N/m ²	225 N/m ²	35	Gumbel
Vent	7000 N	-	40	Weibull

La Figure 4.6 présente les types de distributions statistiques adoptées pour les chargements.

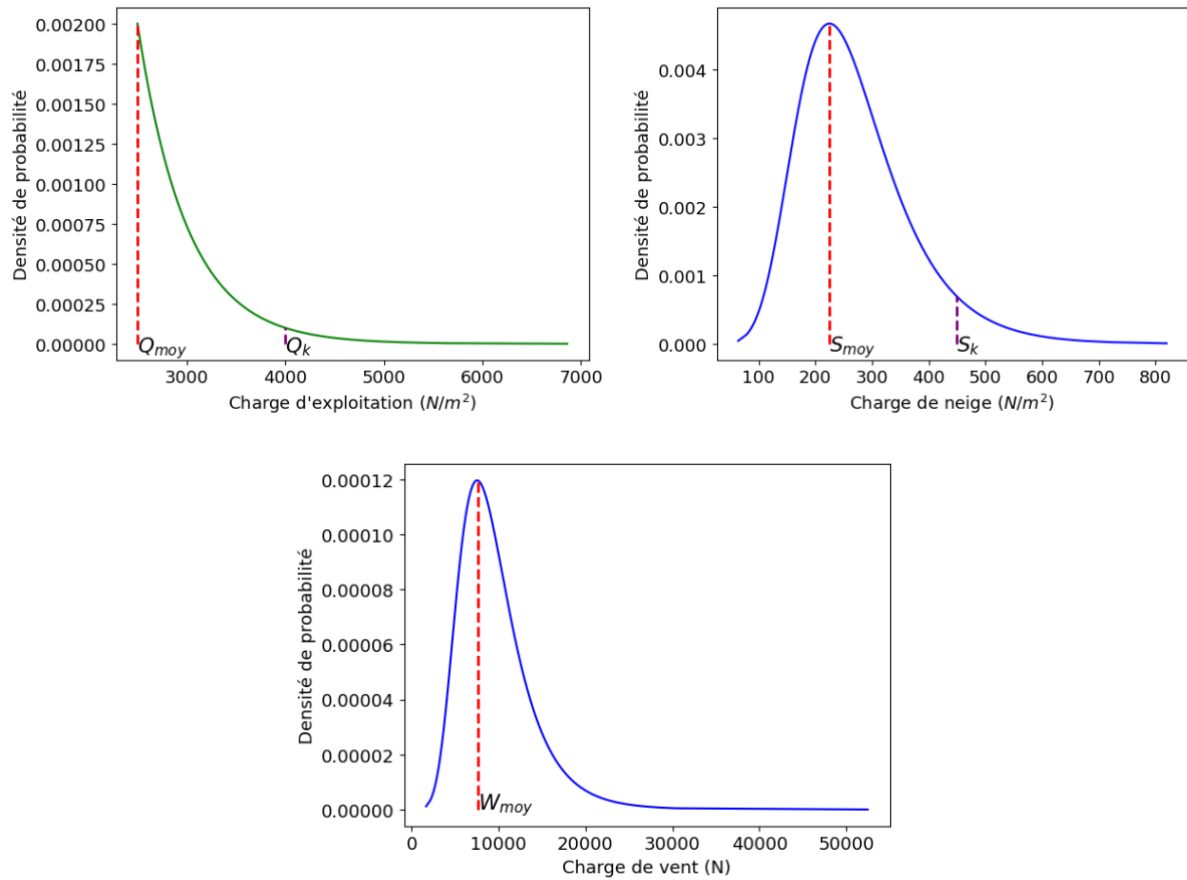


Figure 4.6- Distributions statistiques adoptées pour les charges appliquées

4.3.2 Analyse des surfaces de réponse et calcul fiabiliste

Les modes de défaillance ou fonctions d'état-limite adoptés pour l'étude fiabiliste sont identiques à ceux présentés dans le Chapitre 3. Étant donné que les variables de chargement sont considérées pour la construction des surfaces de réponse, le nombre de simulations aurait considérablement augmenté si un plan CCD était conservé (on passe de 1045 simulations avec 10 variables à 8219 simulations avec 13 variables). Afin de répondre à cette problématique d'un grand nombre d'appels au code éléments finis, garder un nombre de simulations raisonnable (1045) et en assumant le fait que les variables relevant de la structure sont totalement indépendantes des actions exercées, un plan LHS a été conçu pour les 3 variables de chargements (exploitation et climatiques) et associé par concaténation au plan CCD initial de 10 variables. L'association de plans CCD et LHS présente des avantages de temps de calcul numériques et d'amélioration des résultats dans les modèles linéaires, comme mentionné également par (Nuchitprasittichai *et al.*, 2019). Les résultats de surface de réponse sur les bases d'apprentissage et de validation sont présentés sur les Figures 4.7 - 4.9.

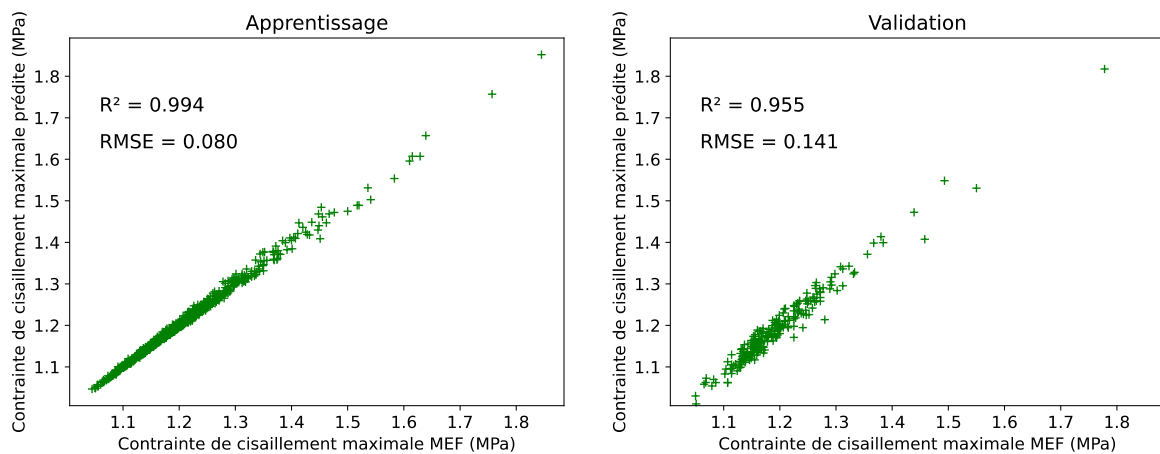


Figure 4.7- Contraite de cisaillement maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation

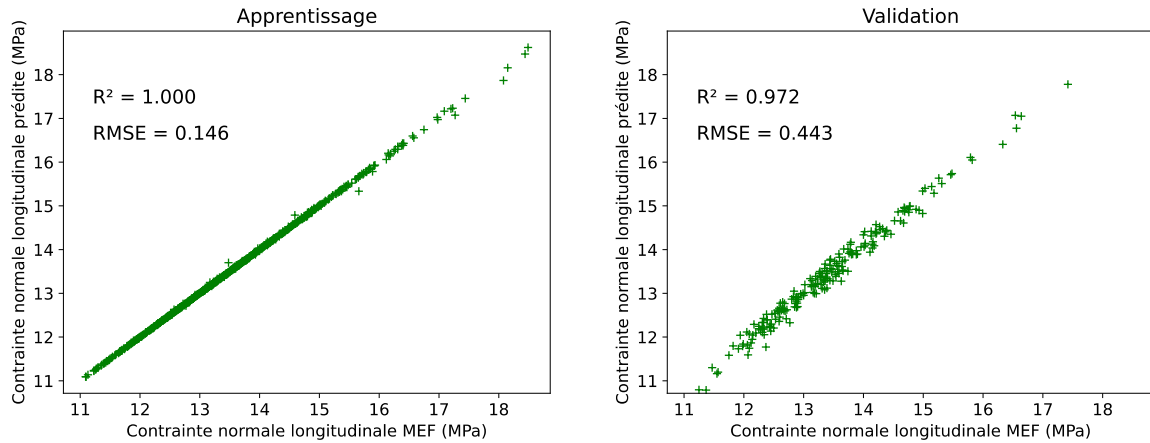


Figure 4.8- Contrainte normale longitudinale maximale prédite par rapport à celle obtenue par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation

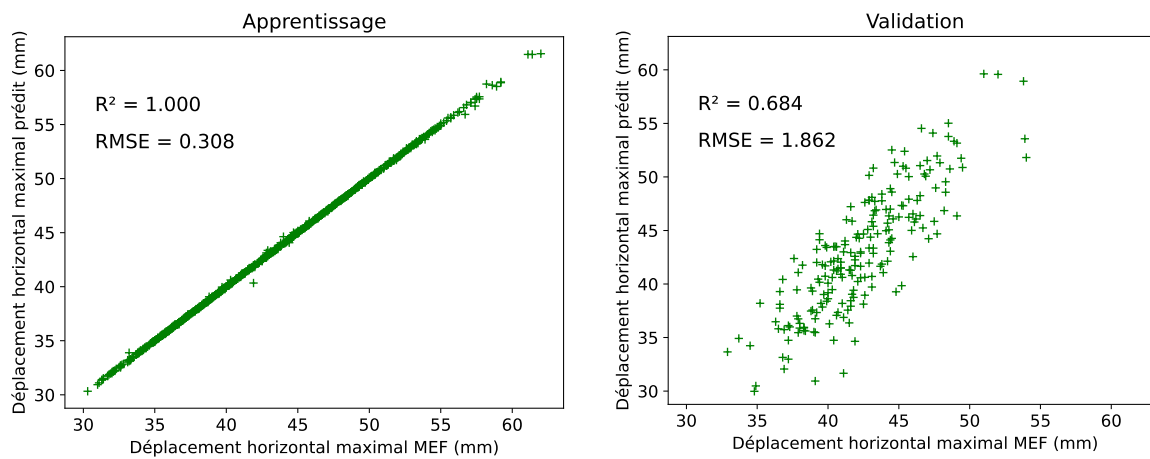


Figure 4.9- Déplacement horizontal maximal prédit par rapport à celui obtenu par le MEF sur la base d'apprentissage et sur la base de validation

Avec les 13 variables dans le plan d'expériences numériques, le nombre de coefficients de la surface de réponse quadratique complète s'élève à 105 dont plusieurs ne sont pas significatifs. Le modèle de régression simplifié a été utilisé dans l'objectif de ne conserver que les variables d'influence significative. Cela a permis d'identifier 38 variables d'influence significative sur la contrainte normale maximale dans la structure, 32 sur la contrainte de cisaillement maximale et 47 pour le déplacement horizontal maximal au sein de la structure. Parmi ces variables d'influence significative, les plus influentes sur le comportement de la structure à l'ELU sont les charges d'exploitation et de neige, les raideurs et charge ultime en traction des assemblages et la masse volumique du bois. A l'ELS, le module d'élasticité longitudinal des éléments a une plus grande influence sur le déplacement horizontal maximal que la charge ultime en traction des assemblages et les charges de neige et de vent. Il faut noter que l'influence du module d'élasticité est plus remarquée à l'ELS qu'à l'ELU car à l'ELS, le niveau de charge est plus faible et n'engage pas de ruine. Le facteur le plus important sur l'état-limite structurel

demeure la charge d'exploitation sur le plancher de la structure, ce qui justifie le fait que les assemblages les plus sollicités identifiés soient situés au niveau des carrés intermédiaire et central de la structure.

Le calcul fiabiliste est effectué par simulations de Monte-Carlo sur les surfaces de réponse construites. Des indices de fiabilité de 4,34 et de 1,76 ont été obtenus respectivement pour l'ELU et l'ELS, ce qui représente des valeurs acceptables d'après le Tableau 3.6. Les probabilités de défaillance correspondantes sont 7.10^{-6} avec un coefficient de variation de 37,8% et $3,94.10^{-2}$ avec un coefficient de variation de 4,93%. Ces résultats pour un monument historique de près de cinq siècles peuvent être expliqués par un surdimensionnement ou par les multiples réparations effectuées sur la structure au cours de son histoire et dont nous n'avons aucune trace.

4.3.3 Sensibilité de la fiabilité de la structure vis-à-vis des distributions statistiques

L'objectif de cette section est d'étudier la sensibilité de l'indice de fiabilité de la structure aux différentes distributions statistiques des variables. Pour cela, diverses distributions statistiques sont considérées pour les variables. Étant donné que les modèles probabilistes des propriétés matérielles et des différents types de charges sont bien connus expérimentalement ou grâce au JCSS (JCSS, 2006), seules les distributions statistiques des propriétés mécaniques d'assemblages (raideurs et forces ultimes) ont été supposées concernant la variabilité des propriétés mécaniques d'assemblages. L'effet des distributions lognormale, Bêta et Gamma a été étudié avec la distribution normale tronquée initialement adoptée. Ces distributions ont été choisies car elles font partie des plus utilisées pour modéliser des variables aléatoires continues positives.

La Figure 4.10 présente les résultats obtenus. On y voit notamment que l'indice de fiabilité de la structure est peu sensible aux différentes lois candidates à l'exception de la loi Bêta qui donne des indices plus élevés (une moyenne de 4,43 avec des valeurs comprises entre 4,26 et 4,61). La faible variation de l'indice de fiabilité relativement au type de distribution adopté pour les propriétés mécaniques d'assemblages permet de s'assurer de la stabilité des surfaces de réponse construites eu égard au nombre peu élevé d'essais effectués, par manque de temps, pour déterminer les raideurs et résistances en traction/compression des assemblages.

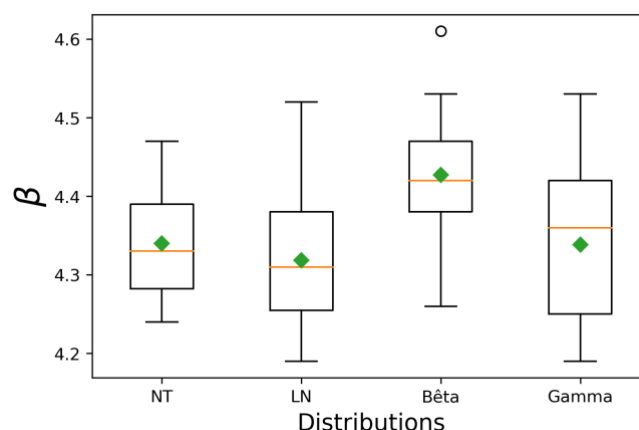


Figure 4.10- Influence de la distribution statistique des propriétés d'assemblages sur l'indice de fiabilité (NT = Normale tronquée, LN = Lognormale)

4.3.4 Influence de la géométrie sur la sécurité de la structure

A la section 2.2.3, le devers observé sur la structure de la halle *in situ* a été présenté. Ce « défaut » structurel qui se traduit par l'inclinaison de certains poteaux des portiques intérieurs a été analysé dans ce qui suit. A cet effet, les procédures d'étude structurelle et fiabiliste ont été effectuées à travers une étude comparative entre deux variantes de modèles :

- un modèle à géométrie dite « idéale » qui considère des poteaux verticaux comme géométrie de la structure initiale ;
- un modèle à géométrie « réelle » présentant la structure dans son état actuel lors des relevés géométriques par scanner 3D, avec des défauts de verticalité de certains poteaux.

L'étude comparative de ces deux modèles permet d'évaluer l'effet des imperfections géométriques sur le comportement mécanique de la structure. A travers cette analyse, on remarque que l'effet des imperfections géométriques est plutôt local sur la résistance mécanique des éléments, c'est-à-dire qu'une augmentation des efforts internes et contraintes normales longitudinales est constatée sur le modèle à géométrie réelle par rapport au modèle idéal. Cela résulte de l'excentrement des efforts verticaux dû à l'inclinaison des poteaux. Cette augmentation des efforts internes n'est cependant pas préjudiciable aux éléments supports du plancher dont le taux de travail reste relativement faible. Sur le plan global, l'inclinaison des poteaux n'a pas d'effet sur la fiabilité de la structure à l'ELU ; on obtient un indice de fiabilité de 4,37 pour le cas idéal contre 4,34 pour le cas réel. Mais, à l'ELS, on remarque que l'indice de fiabilité sur le modèle à géométrie « idéale » est pratiquement le double de celui obtenu pour le modèle à géométrie « réelle » (3,31 pour l'idéale et 1,76 pour le réel). En effet, le devers de la structure entraîne une déformation plus importante au niveau des assemblages, ce qui a pour effet une réduction de la rigidité globale de la structure impliquant ainsi l'atteinte plus rapide d'états-limites de déformations. Dans une démarche de diagnostic de structure, c'est le modèle à géométrie « réelle » qui est utilisée dans la suite pour l'analyse de robustesse de la structure en 3D.

4.4 Analyse de la robustesse structurale

Nous avons vu dans le chapitre 3 que la robustesse structurale peut être évaluée par l'analyse fiabiliste d'une structure en considérant une configuration intacte et une configuration dégradée. En phase de conception d'une structure, les configurations intacte et dégradée sont prévues par le concepteur afin de prendre les mesures adéquates pour améliorer la robustesse de la structure à construire. En revanche, la notion de configuration intacte est difficile, voire impossible à appréhender dans le cas des structures anciennes étant donné l'absence (souvent constatée) d'informations relatives à la conception et la construction initiales ainsi qu'à l'histoire de la structure (pas de plans, d'historiques d'interventions ou de techniques de mise en œuvre). A cet effet, la configuration intacte dans notre analyse de robustesse est l'état « actuel » de la structure, avec les défauts structurels (géométrie réelle de la structure, ruptures de chevilles d'assemblages, etc.) identifiés sur site introduits lors de la modélisation mécanique. Cette configuration intacte considère déjà des assemblages observés sur site comme dégradés (Figure 4.11). Des poutres/poteaux *in situ* présentent également des dégradations causées par des champignons mais ces dégradations n'ont pas été prises en compte dans notre étude.

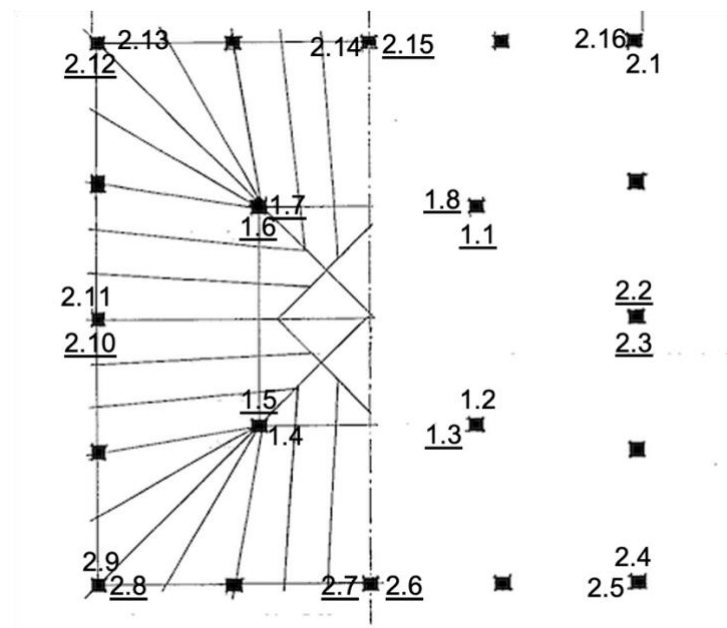


Figure 4.11- Positions des assemblages dégradés des portiques intérieurs observés sur site (les numéros soulignés correspondent aux dits assemblages)

Dans la configuration intacte, la relation (3.1) ayant permis de déterminer l'effort relatif des assemblages a encore été utilisée sur le cas déterministe pour faire ressortir les assemblages les plus sollicités dans la structure. Ce sont ces assemblages qui sont ensuite dégradés dans différentes combinaisons sur la configuration intacte pour l'évaluation de la robustesse structurale.

4.4.1 Cas de dégradations élémentaires

Dans la même logique que celle du cas 2D, l'analyse de robustesse a été réalisée pour les différentes situations de dégradations d'assemblages. On détermine au préalable sur la base du calcul déterministe les assemblages identifiés (par le MEF) comme les plus sollicités en effectuant un classement selon leurs efforts relatifs, l'objectif étant d'identifier les assemblages ou points faibles susceptibles de modifier la fiabilité et donc la robustesse de la structure. Nous précisons tout de même que dans cette analyse, seules cinq situations de dégradations ont été étudiées (Figure 4.12). Ces assemblages se situent tous sur la partie basse de la structure au niveau des deux carrés internes.

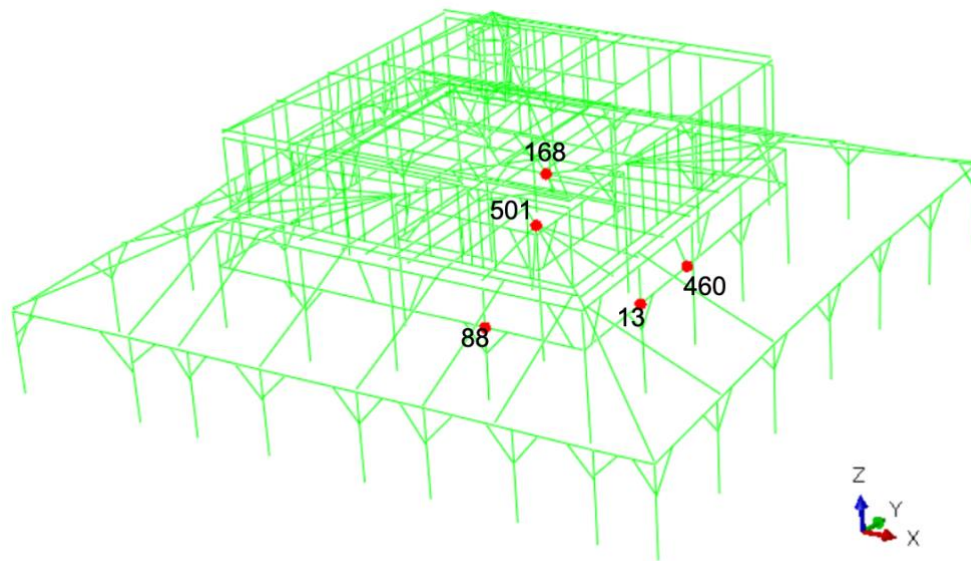


Figure 4.12- Positions des assemblages les plus sollicités et dégradés pour l'étude de robustesse

Un récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes configurations de dégradations élémentaires est présenté dans le Tableau 4. 4. On remarque que la fiabilité de la structure pour chacune des configurations de dégradations n'est pas vraiment différente de la fiabilité structurale pour la configuration intacte. La fiabilité de la structure n'est donc pas fortement impactée par les dégradations élémentaires d'assemblages, les indices de robustesse étant près de 100% pour chacune de ces situations. La structure supporte les dommages locaux (ruptures d'assemblages) et garde ainsi sa robustesse intacte pour ces scénarios de défaillance ; ce qui peut s'expliquer par la forte hyperstaticité et une redondance structurelle plus élevée comparativement à l'exemple du portique 2D vu dans le chapitre précédent.

Contrairement au cas du portique 2D où des scénarios de dégradations de paires d'assemblages ont été considérés, l'influence de la dégradation des différentes paires d'assemblages sur la robustesse de la structure n'a pas été évaluée à cause du temps de calcul important et du fait que cela n'affecterait probablement pas de façon significative l'indice de robustesse. Dans ce contexte, il est raisonnable de

penser que l'aspect topologique c'est-à-dire les positions des assemblages dégradés ainsi que le nombre d'assemblages initialement dégradés sont des facteurs qui peuvent influencer sur la robustesse structurale.

Tableau 4. 4- Résultats de robustesse pour les configurations de dégradations élémentaires pour le cas 3D

		Assemblages dégradés				
Situation	Intacte	460	501	88	13	168
P_f	7.10^{-6} (37,8%)	9.10^{-6} (33,33%)	$8,16.10^{-6}$ (35%)	$1,1.10^{-5}$ (30,15%)	10^{-5} (31,63%)	10^{-5} (31,63%)
β	4,34	4,28	4,31	4,24	4,26	4,26
$I_{rob}(\%)$	100	98,62	99,31	97,7	98,16	98,16

4.4.2 Cas de dégradations non élémentaires

Dans la suite de l'évaluation de la robustesse, l'approche proposée ici consiste à réaliser des analyses successives où, pour chaque niveau d'analyse, un des assemblages les plus sollicités est ajouté à la liste de ceux à dégrader initialement au début de l'analyse. Concrètement, les situations de dégradations suivantes ont été considérées :

- Situation dégradée « Deg1 » : la paire d'assemblages constituée de C460 et C501 sont dégradés avant d'effectuer le calcul mécanique.
- Situation dégradée « Deg2 » : l'assemblage C88 est ajouté aux deux assemblages dégradés C460 et C501.
- Situation dégradée « Deg3 » : correspond à la dégradation des assemblages C460, C501, C88 et C13.
- Situation dégradée « Deg4 » : correspond à la dégradation des assemblages C460, C501, C88, C13 et C168.

Il est important de souligner que ces assemblages sont ceux qui ont été identifiés comme les plus sollicités (chargés) dans l'approche déterministe où le calcul numérique est effectué avec les valeurs moyennes des paramètres d'entrée. Or, la variabilité des propriétés dans l'approche probabiliste fait que les assemblages les plus sollicités précédemment ne le sont plus sur d'autres jeux de données. Il en résulte que les positions d'assemblages les plus sollicités dépendent du jeu de données car ce dernier influence le chemin de chargement dans la structure. Cependant, la grande taille de la structure n'a pas

permis d'identifier tous les chemins de ruine correspondants aux différents jeux de données du plan d'expériences construit.

Les surfaces de réponse ont été construites pour les différentes réponses structurelles considérées pour chaque situation de dégradation présentée ci-dessus. Par souci de simplicité, ces surfaces de réponse sont présentées en Annexe B et utilisées pour le calcul fiabiliste. Les résultats obtenus sont présentés pour chaque situation dégradée par rapport à la situation intacte dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5- Résultats de l'étude de robustesse à l'ELU pour les cas de dégradations non élémentaires

Situation	Intacte	Deg1	Deg2	Deg3	Deg4
P_f	7.10^{-6}	$1,1.10^{-5}$ (30,15%)	$1,4.10^{-5}$ (26,73%)	$1,6.10^{-5}$ (25%)	$1,9.10^{-5}$ (22,94%)
β	4,34	4,24	4,19	4,16	4,12
$I_{rob}(\%)$	100	97,7	96,54	95,85	94,93

Le Tableau 4.5 montre une diminution de l'indice de fiabilité et de robustesse au fur et à mesure que la dégradation de la structure augmente. La diminution observée est relativement faible car le plus faible indice de robustesse correspondant à la dégradation initiale des cinq assemblages les plus sollicités est d'environ 95% (ce qui correspond à une diminution de 5% par rapport à la configuration intacte). Cette diminution pourrait être plus remarquée si d'autres configurations de dégradations avec un plus grand nombre d'assemblages initialement dégradés avaient été étudiées d'autant plus que la position des assemblages dégradés est un facteur déterminant dans la redistribution des charges au cours de l'analyse. Ce constat a été en partie relevé par Spyridis et Strauss (Spyridis and Strauss, 2020) dans l'évaluation de la robustesse de deux treillis en acier en considérant les dégradations des barres des treillis.

4.5 Synthèse et discussion

L'étude de robustesse effectuée dans cette thèse est faite sur la base de dégradations d'assemblages car ce sont des points faibles dans les structures. Sur la structure en 3D, seulement quelques assemblages ont été considérées pour l'évaluation de la robustesse. De plus, ces assemblages sont identifiés dans une approche déterministe alors que dans l'analyse probabiliste, la variabilité des propriétés entraîne l'identification de divers autres assemblages et donc une multiplicité des chemins de ruine dans la structure. Toutefois, l'analyse globale se base sur la complémentarité avec le cas 2D afin de discuter l'utilité de l'indice de robustesse.

En complément de l'analyse de robustesse sur le portique 2D, l'analyse dans le cas 3D sur la halle montre que l'hyperstaticité d'une structure est une propriété systémique très importante sur la robustesse de cette dernière. La forte hyperstaticité de la structure étudiée ici provient du nombre élevé d'éléments structuraux supportant le plancher principal de la structure entraînant ainsi une redondance élevée. Cela justifie par ailleurs la faible diminution de l'indice de robustesse suite aux scénarios de dégradations considérées ici. En effet, outre l'importance des éléments principaux (éléments ou assemblages) d'une structure, c'est leurs positions dans la structure et la capacité de redistribution des charges de la structure après les ruines successives des assemblages qui sont les facteurs les plus déterminants sur l'indice de robustesse. La proximité des éléments dégradés influence l'indice de robustesse structurale comme on l'a vu sur le portique 2D (voir Figure 3.22). Nous avons essayé de trouver une relation analytique qui serait basée sur les distances entre les assemblages dégradés et l'indice de robustesse de la structure associé mais aucune information quantitative supplémentaire n'a été trouvée car le nombre d'assemblages dégradés initialement pour notre analyse paraît faible pour une structure de grandes dimensions comme la halle. Il aurait donc fallu dégrader initialement un plus grand nombre d'assemblages avant de constater une diminution importante de l'indice de robustesse structurale. En effet, de nombreuses études sur les défaillances des structures en bois (Dietsch and Winter, 2010; Frühwald *et al.*, 2007) ont montré à partir de cas d'étude la corrélation élevée entre les défaillances et le développement de points faibles, ce qui signifie que les ruines de structures sont plus les conséquences d'enchaînements et de défauts répétitifs (erreurs humaines dans la conception et la construction) que de dommages locaux (par exemple, la détérioration locale d'éléments, infiltration d'eau, etc.) ou occurrences aléatoires (par exemple faible résistance du matériau). Cela est d'autant plus observé dans les structures modernes que dans celles traditionnelles (Munch-Andersen and Dietsch, 2011). L'effondrement de structures anciennes en bois serait alors plus susceptible à un changement d'usage sans justification de la tenue mécanique par rapport aux nouvelles charges, ce qui justifie encore l'importance d'un diagnostic afin d'aider à la prise de décision concernant des interventions structurelles ou une maintenance préventive. Sur ce dernier aspect, l'étude de robustesse, par l'identification des assemblages les plus influents sur la robustesse structurale (cas 2D étudié ici), pourrait permettre d'envisager la mise en place de système de suivi et de contrôle de l'ouvrage dans une optique de maintenance préventive et sécuritaire au niveau de ces assemblages.

4.6 Conclusion

Ce chapitre a apporté plus de détails concernant la modélisation mécanique de la structure de la halle et a permis une application de la méthodologie proposée dans cette thèse à la structure 3D. Une description sommaire du processus d'analyse mécanique par la MEF dans Abaqus et du processus d'obtention et de calcul du chargement appliqué à la structure a ensuite été présentée. Ce chargement inclut le poids propre de la structure, les charges d'exploitation ainsi que les charges climatiques de neige et vent. Les modèles probabilistes des différents types de charges ont ensuite été introduits afin

de prendre en compte la variabilité liée au chargement extérieur. Une étude comparative entre le modèle à géométrie « idéale » et celui à géométrie « réelle » a été faite et permet de se rendre compte que l'effet du devers de la halle n'est pas immédiatement dommageable du point de vue de la sécurité structurelle mais peut conduire à une déformation excessive au niveau des assemblages des portiques intérieurs et réduire la tenue mécanique de la structure.

L'analyse des surfaces de réponses construites montre qu'en dehors des facteurs extérieurs tels que les charges appliquées à la structure, les propriétés d'assemblages ont une plus grande influence que celles du matériau sur la réponse de la structure. Par ailleurs, l'analyse de sensibilité de l'indice de fiabilité vis-à-vis des distributions statistiques révèle que l'indice de fiabilité calculé est stable et que le type de distribution adoptée pour les propriétés mécaniques d'assemblages n'a pas d'influence significative sur la fiabilité structurale.

Enfin, en s'appuyant sur l'étude de robustesse sur le portique 2D et sur la halle en 3D, nous avons relevé l'importance de l'indice de robustesse comme un indicateur de sécurité d'une structure. L'indice de robustesse d'une structure est influencé par son degré d'hyperstaticité et de redondance ainsi que par le positionnement des dégradations les unes par rapport aux autres. D'autre part, cet indice permet d'évaluer la contribution des éléments ou d'assemblages dans la robustesse globale de la structure. En ce sens, il pourrait être un facteur à considérer dans le but de guider les solutions de réparation dans les structures anciennes en retenant les solutions optimisant l'indice de robustesse de la structure. Par ailleurs, l'indice de robustesse pourrait également être utilisé pour le suivi de l'ouvrage dans une démarche de maintenance préventive.

Conclusion Générale et Perspectives

Cette thèse est motivée par la recherche d'une meilleure approche du diagnostic de structures anciennes en bois du Patrimoine. L'approche proposée dans ce travail pour l'évaluation de la santé structurale de telles structures s'appuie sur une méthodologie permettant de prendre en compte les incertitudes aléatoires et/ou épistémiques liées à l'analyse structurelle. Les études précédentes sur ce sujet ont montré l'importance de techniques d'END, de modèles mécaniques couplés aux méthodes de fiabilité structurale pour évaluer la sécurité de ces structures historiques. Notre étude a donc consisté à développer une méthodologie d'évaluation structurelle en s'inspirant d'un objet d'étude de monument historique en bois datant du XV^e siècle : la halle de Villeréal.

La première étape de cette méthodologie consistait à recueillir/collecter différentes données nécessaires à l'analyse structurelle ou à la compréhension du système constructif de la structure de la halle. A cet effet, avec l'appui de plans architecturaux (archives), une inspection visuelle a été menée et a permis de dresser un état des lieux non exhaustif des désordres au sein de la structure ainsi que de leurs potentielles causes. Ces désordres ont par la suite été incorporés dans le modèle mécanique établi pour l'étude de la structure. L'inspection visuelle était associée à l'utilisation de scanner 3D afin de relever toute la géométrie accessible de la structure pour compléter les premières observations faites *in situ*. Nous avons vu que l'utilisation d'outils numériques comme le scanner 3D ou la photogrammétrie permet un gain de temps considérable comparativement aux outils de dessins classiques dans la reconstruction 3D d'un monument historique et d'en faciliter ensuite le suivi géométrique dans le temps.

Parallèlement à l'étude géométrique de la structure, des essais non destructifs *in situ* peu intrusifs ont été réalisés pour estimer des propriétés physiques et mécaniques des éléments structuraux. Les méthodes d'END utilisées dans cette étude sont la méthode de résistance au forage (au Resistograph[®]) et la méthode d'ondes de contrainte (par Impact Echo et par ultrasons). Ces deux techniques ont permis d'obtenir les distributions de la masse volumique et du module d'élasticité longitudinal des éléments. Les résultats obtenus semblent similaires à ceux trouvés dans la littérature. Outre les méthodes d'END utilisées *in situ*, une caractérisation expérimentale des propriétés mécaniques d'assemblages à tenon et mortaise a été menée en laboratoire car (i) ces assemblages font partie de ceux qui sont souvent rencontrés dans les monuments historiques en bois et (ii) parce qu'il n'existe pas de techniques d'END permettant de remonter aux paramètres mécaniques (raideurs et résistances) de ces assemblages. Pour ce faire, la démarche expérimentale est multiéchelle (allant des chevilles jusqu'aux assemblages) et permet de confirmer l'effet de la résistance au cisaillement des chevilles sur la résistance en traction des assemblages à tenon et mortaise chevillés. Les raideurs axiales obtenues ont servi à estimer par une approche normative (Eurocode 5) les raideurs transverse et rotationnelle. Afin de proposer un moyen d'estimation de paramètres mécaniques de ce type d'assemblages, une modélisation aux éléments finis des essais de traction et compression d'assemblages a été présentée. Le modèle proposé était basé sur

un comportement élastoplastique du bois en compression parallèle au fil et généralisé aux autres directions d'orthotropie à travers le critère de Hill. Les résultats obtenus par le MEF en traction et compression sont conformes à ceux observés expérimentalement (en termes de modes de ruine et de raideurs élastiques). Les raideurs et résistances en compression des assemblages sont largement supérieures à celles en traction. Un comportement non linéaire dissymétrique en traction/compression a donc été adopté pour décrire le comportement d'assemblage, contrairement aux études antérieures sur le sujet qui font généralement l'hypothèse d'un comportement symétrique.

Il est important de noter que cette première étape de notre méthodologie peut s'appliquer à n'importe quelle structure ancienne en bois.

La deuxième étape de la méthodologie est consacrée à l'étude structurelle et à la prise en compte des incertitudes liées à la structure. L'étude structurelle a été faite grâce à un modèle mécanique établi à partir des données précédemment collectées. Afin de clarifier la démarche suivie, un portique 2D représentatif de la structure a d'abord été utilisé pour étudier la faisabilité de la démarche avant de l'appliquer à la structure de la halle en 3D. Les hypothèses simplificatrices de modélisation concernent le comportement élastique isotrope adopté pour les éléments unidimensionnels en bois et la mise en place d'appuis articulés pour les conditions aux limites. Afin de limiter la taille du système à résoudre, les éléments finis utilisés sont des éléments de poutre unidimensionnels à 2 nœuds. A travers ce modèle EF, les vérifications de contraintes dans les éléments et de phénomènes d'instabilité (flambement) ont été faites sur la base des équations de l'Eurocode 5.

Les incertitudes prises en compte dans notre étude sont pour la plupart liées à la variabilité des propriétés du bois (masse volumique, module d'élasticité), des propriétés mécaniques d'assemblages (raideurs et charges ultimes) et du chargement. Un modèle probabiliste a été développé pour introduire les différents types d'incertitudes énumérées. Les distributions statistiques adoptées à cet effet ont été retenues par la méthode de maximum de vraisemblance lorsque les données sont disponibles en nombre ou supposées lorsque le nombre d'essais est limité. Afin de réduire le nombre d'appels au MEF et réduire le temps de calcul numérique pour l'étude probabiliste ou l'évaluation de la fiabilité, la méthode des surfaces de réponse a été utilisée pour effectuer le couplage entre le modèle mécanique et le modèle probabiliste. Elle permet de remplacer la réponse fournie par le MEF par un modèle explicite des variables d'entrée considérées. Ainsi, elle est une alternative aux méthodes de simulations directes et aux méthodes d'approximation pour les modèles fortement non linéaires. La méthode des surfaces de réponse étant basée sur l'utilisation de plans d'expériences numériques, les plans composite central et hypercube latin ont été utilisées dans notre étude. Pour valider les surfaces de réponse construites, une base de points a été aléatoirement générée pour analyser la capacité de prédiction des modèles sur des valeurs des variables d'entrée différentes de celles utilisées pour l'ajustement de ces modèles. Les réponses considérées étaient les contraintes dans les éléments (pour l'ELU) et les déplacements horizontaux aux nœuds (pour l'ELS). L'analyse des surfaces de réponse a permis de procéder à une

étude de sensibilité en identifiant les paramètres/variables les plus influents sur le comportement de la structure qui sont par ordre d'influence le chargement appliqué, les raideurs et charges ultimes en traction d'assemblages et enfin le module d'élasticité longitudinal. D'autre part, l'étude probabiliste, à travers ces surfaces, a permis de propager la variabilité des paramètres influents sur les différentes réponses structurelles. De manière générale et évidente, l'augmentation de la variabilité des variables d'entrée se répercute sur celle des réponses structurelles. Ensuite, des simulations de Monte-Carlo ont été effectuées pour évaluer la probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité relativement aux états-limites définis.

La sensibilité des indices de fiabilité vis-à-vis des distributions statistiques supposées (pour les propriétés d'assemblages) a montré que la fiabilité n'est que faiblement influencée par les distributions proposées. Ainsi, les distributions Bêta, Gamma, normale tronquée et lognormale peuvent être adoptées pour la modélisation probabiliste des paramètres d'assemblages traditionnels en bois dans le cadre d'une analyse fiabiliste de structures anciennes en bois. Les indices de fiabilité estimés étaient supérieurs aux valeurs minimales recommandées par l'Eurocode 0, ce qui montre que la structure étudiée est sécuritaire vis-à-vis de la réglementation actuelle. Toutefois, il faut souligner que les valeurs cibles données dans l'Eurocode 0 sont proposées pour les structures nouvelles et il conviendrait de définir, par une approche statistique, dans un cadre réglementaire, des indices cibles de fiabilité pour les monuments historiques.

La dernière partie concerne l'évaluation de la robustesse structurale. L'un des apports significatifs de cette thèse est de proposer l'étude de robustesse comme moyen d'évaluation de la sécurité de monuments historiques en bois. Ce choix est justifié par l'absence de valeurs cibles de fiabilité des structures anciennes dans les réglementations actuelles. Pour cela, une étude fiabiliste de la structure dans un état dégradé est nécessaire par rapport à un état dit « intact ». Des scénarios de dégradation de la structure ont donc été simulés et concernaient surtout les dégradations d'assemblages identifiés numériquement comme étant les plus chargés. Au terme de cette étude, les assemblages les plus influents sur la robustesse de la structure ont été identifiés et il a été mis en évidence l'effet de la proximité des dégradations sur le comportement structurel. Par ailleurs, nous avons pu constater l'influence de l'hyperstaticité structurelle sur la robustesse de la structure. En effet, une forte hyperstaticité entraîne une redondance qui fait que des dégradations locales, si leur nombre est faible, n'ont pas d'influence significative sur l'indice de robustesse de la structure. Cette étude pourrait donc permettre d'aider la prise de décision de l'ingénieur en indiquant des assemblages ou zones critiques à la sécurité structurale qui peuvent permettre de prioriser des interventions s'il y a lieu ou d'effectuer un suivi de l'ouvrage dans une démarche de maintenance préventive.

En définitive, la démarche globale utilisée dans notre travail a permis une évaluation globale de la santé structurale de la halle. Nous avons pu évaluer sa fiabilité vis-à-vis d'états-limites judicieusement définis. En ce sens, la structure de la halle a une fiabilité acceptable selon la réglementation actuelle même si la problématique d'application des indices de l'Eurocode 0 à des structures anciennes demeure.

Aujourd'hui, la fiabilité ou la robustesse de la structure sont acceptables et il faudrait des suivis de la structure afin de la réévaluer dans le temps et s'assurer de la pérennité de la structure.

La méthodologie développée dans cette thèse pourrait être appliquée à n'importe quelle structure de monument historique en bois tout en gardant ses spécificités (types d'assemblages, usage de la structure, environnement, etc.). La caractérisation d'assemblages a été réalisée sur des assemblages à tenon et mortaise droits ; il semble nécessaire de considérer d'autres géométries d'assemblages avec des angles différents entre la pièce comportant le tenon et celle comportant la mortaise afin d'étudier l'effet de l'angle de fil sur la raideur et la résistance d'assemblage. Cela pourrait permettre de généraliser les raideurs déterminées sur les assemblages poutres-poteaux (assemblages à angle droit) aux assemblages de poutres avec liernes ou entre poteaux et liernes (éléments d'assemblages formant un angle aigu). Dans ce travail, l'influence des variations d'humidité n'a pas été étudiée or la plupart de monuments historiques en bois étaient mis en œuvre en bois vert. On pourrait envisager la mise en place d'essais sur des assemblages humides et/ou l'utilisation de modèles mécanosorptifs afin de prendre en compte dans l'analyse structurelle les effets à long terme comme le fluage du bois, le séchage et les retraits induits ainsi que les variations hygrothermiques sur le comportement mécanique des structures.

On notera également la pertinence du MEF à expliquer en partie certaines dégradations de la structure du fait des efforts importants obtenus numériquement au niveau de certains assemblages. Cependant, des pistes d'amélioration pourraient être proposées en ce qui concerne la mise en place de comparateurs (capteurs de déplacement) au niveau de certains assemblages afin de procéder à une calibration du MEF pour obtenir les déplacements mesurés. L'utilisation des lois de similitude en association d'une maquette représentative de la structure soumise à une charge d'épreuve pourrait aussi contribuer à la validation du modèle mécanique (Sousseau *et al.*, 2023).

L'adoption de la méthode des surfaces de réponse pour l'étude probabiliste et l'évaluation de la fiabilité permet un gain de temps considérable. Néanmoins, on peut noter qu'elles n'ont pas été construites autour du point de défaillance le plus probable mais sur toute la plage de variation des paramètres. La recherche du point de défaillance le plus probable par des algorithmes d'optimisation de type Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler (HLRF), Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS) ou Sequential Quadratic Programming (SQP) (Lemaire, 2013) aurait pu permettre d'affiner la construction des surfaces de réponse et donner des résultats plus précis. D'autre part, d'autres métamodèles comme le krigeage ou les réseaux de neurones pourraient être utilisés dans le but de reproduire les résultats obtenus par la MEF à moindre coût. L'approche probabiliste dans cette thèse est menée à travers une modélisation en variables aléatoires. Toutefois, la modélisation en variables aléatoires ne permet pas de prendre en compte la variabilité spatiale au sein de la structure, une modélisation en champs aléatoires peut être faite dans le but de considérer les variabilités de propriétés le long d'une même poutre par

exemple. Enfin, il serait intéressant de considérer d'autres scénarios de dégradation (dégradation du bois due à des agents biologiques ou des xylophages, fissuration, retrait, etc.) pour l'étude de robustesse afin de définir une grille d'indices de robustesse avec des actions correspondantes à mener.

Bibliographie

- Abaqus, 2014. Abaqus 6.14 Online Documentation. Dassault Systems [WWW Document]. URL <http://wufengyun.com/v6.14/books/hhp/default.htm> (accessed 9.16.21).
- Abubakar, P.I., Magaji, D.S., 2016. Reliability Analysis of Timber Roof Truss Systems using Genetic Algorithm. *Global Journal of Research in Engineering*.
- Aburamadan, R., Moustaka, A., Trillo, C., Makore, B.C.N., Udeaja, C., Gyau Baffour Awuah, K., 2021. Heritage Building Information Modelling (HBIM) as a Tool for Heritage Conservation: Observations and Reflections on Data Collection, Management and Use in Research in a Middle Eastern Context, in: Rauterberg, M. (Ed.), *Culture and Computing. Interactive Cultural Heritage and Arts, Lecture Notes in Computer Science*. Springer International Publishing, Cham, pp. 3–14. https://doi.org/10.1007/978-3-030-77411-0_1
- Agarwal, J., Haberland, M., Holický, M., Sykora, M., Thelandersson, S., 2012. Robustness of Structures: Lessons from Failures. *Structural Engineering International* 22, 105–111. <https://doi.org/10.2749/101686612X13216060213635>
- Altunisik, A.C., Kalkan, E., Okur, F.Y., Ozgan, K., Karahasan, O.Ş., Bostanci, A., 2019. Non-destructive modal parameter identification of historical timber bridges using ambient vibration tests after restoration. *Measurement* 146, 411–424. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2019.06.051>
- André, N., 2003. *Méthodologie d'analyse mécanique des structures bois du patrimoine : application à la réhabilitation d'un beffroi*. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1.
- ASCE 11-99., 1999. *Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings*, SEI/ASCE 11-99.
- Au, S.-K., Beck, J.L., 2001. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation. *Probabilistic Engineering Mechanics* 16, 263–277. [https://doi.org/10.1016/S0266-8920\(01\)00019-4](https://doi.org/10.1016/S0266-8920(01)00019-4)
- Autodesk, INC, 2019. Robot Structural Analysis [WWW Document]. URL <https://www.autodesk.fr/products> (accessed 5.23.22).
- Babu, G.L.S., Srivastava, A., 2010. Reliability Analysis of Buried Flexible Pipe-Soil Systems. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice* 1, 33–41. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)PS.1949-1204.0000041](https://doi.org/10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000041)
- Baker, J.W., Schubert, M., Faber, M.H., 2008. On the assessment of robustness. *Structural Safety* 30, 253–267. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2006.11.004>
- Baño, V., Moltini, G., 2021. Experimental and numerical analysis of novel adhesive-free structural floor panels (TTP) manufactured from timber-to-timber joints. *Journal of Building Engineering* 35, 102065. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.102065>
- Bastidas-Arteaga, E., Aoues, Y., Chateauneuf, A., 2015. Optimal design of deteriorating timber components under climate variations. Presented at the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP12), The University of British Columbia, Vancouver, Canada. <https://doi.org/10.14288/1.0076280>
- Bernabei, M., Bontadi, J., 2012. Dendrochronological analysis of the timber structure of the Church of the Nativity in Bethlehem. *Journal of Cultural Heritage, The Church of the Nativity in Bethlehem*:

- an interdisciplinary approach to a knowledge-based restoration 13, e54–e60. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2012.10.002>
- Bernabei, M., Macchioni, N., 2012. Dendrochronological dating for the study of historical buildings. *Loggia, Architettura & Restauración* 0, 104–111. <https://doi.org/10.4995/loggia.2012.3003>
- Bertin, M., Hild, F., Roux, S., Mathieu, F., Leclerc, H., Aïmediu, P., 2016. Integrated digital image correlation applied to elasto-plastic identification in a biaxial experiment. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design* 51, 118–131. <https://doi.org/10.1177/0309324715614759>
- Bichon, B.J., McFarland, J.M., Mahadevan, S., 2011. Efficient surrogate models for reliability analysis of systems with multiple failure modes. *Reliability Engineering & System Safety* 96, 1386–1395. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2011.05.008>
- Black, E.F., 2011. Use of stability coefficients for evaluating the P– Δ effect in regular steel moment resisting frames. *Engineering Structures* 33, 1205–1216. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.042>
- Blatman, G., Sudret, B., 2008. Sparse polynomial chaos expansions and adaptive stochastic finite elements using a regression approach. *Comptes Rendus Mécanique* 336, 518–523. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2008.02.013>
- Bodelot, L., 2008. Étude couplée des champs cinématiques et thermiques à l'échelle de la microstructure des matériaux métalliques. Thèse de doctorat. Université de Lille 1.
- Branco, J., Cruz, P., Piazza, M., Varum, H., 2006. Modelling of timber joints in traditional structures. Presented at the International Workshop on “Earthquake engineering on Timber Structures,” Coimbra, Portugal.
- Brites, R.D., Neves, L.C., Saporiti Machado, J., Lourenço, P.B., Sousa, H.S., 2013. Reliability analysis of a timber truss system subjected to decay. *Engineering Structures* 46, 184–192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.07.022>
- Buchanan, A.H., 1984. Strength model and design methods for bending and axial load interaction in timber members. PhD. University of British Columbia. <https://doi.org/10.14288/1.0062943>
- Burkardt, J., 2014. The Truncated Normal Distribution. Department of Scientific Computing Website, Florida State University, p. 35.
- Burnett, D.T., Clouston, P., Damery, D.T., Fiset, P., 2003. Structural properties of pegged timber connections as affected by end distance. *Forest Products Journal* 53, 50–58.
- Cardoso, J.B., de Almeida, J.R., Dias, J.M., Coelho, P.G., 2008. Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks. *Advances in Engineering Software* 39, 505–513. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.03.015>
- Ceccotti, A., Bouamini, G., Ruffino, M., Uzielli, M., 1998. Strengthening and repair of old timber trusses. Cooperativa Libreria Universitaria Torinese, Torino.
- Chen, C.C., Qiu, H.X., Xu, M.G., 2014. Experimental Study on Flexural Behavior of Typical Mortise-Tenon Joints. *Applied Mechanics and Materials* 578–579, 160–163. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.578-579.160>
- Choi, S.-K., Grandhi, R., Canfield, R.A., 2006. Reliability-based Structural Design. Springer Science & Business Media.
- Čizmar, D., Kirkegaard, P.H., Sørensen, J.D., Rajčić, V., 2011. Reliability-based robustness analysis for

- a Croatian sports hall. *Engineering Structures* 33, 3118–3124. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.05.006>
- Clerc, P., 2001. Mesure de champs de déplacements et de déformations par stéréovision et corrélation d'images numériques. Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Cointe, A., Castéra, P., Morlier, P., Galimard, P., 2007. Diagnosis and monitoring of timber buildings of cultural heritage. *Structural Safety, Probabilistic Concepts in the Design of Timber Structures* 29, 337–348. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2006.07.013>
- Colantonio, G., 2020. Stéréo-corrélation d'images numériques éléments finis : de l'étalonnage à l'identification. Thèse de doctorat. Université de Toulouse.
- Costamagna, E., Santana Quintero, M., Bianchini, N., Mendes, N., Lourenço, P.B., Su, S., Paik, Y.M., Min, A., 2019. Advanced non-destructive techniques for the diagnosis of historic buildings: The Loka-Hteik-Pan temple in Bagan. *Journal of Cultural Heritage*. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2019.09.006>
- Cruz, H., Yeomans, D., Tsakanika, E., Macchioni, N., Jorissen, A.J.M., Touza, M., Mannucci, M., Lourenco, P.B., Material related Structural Design (MSD), 2014. Guidelines for the on-site assessment of historic timber structures. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration* 9, 277–289. <https://doi.org/10.1080/15583058.2013.774070>
- Cuartero, J., Cabaleiro, M., Sousa, H.S., Branco, J.M., 2019. Tridimensional parametric model for prediction of structural safety of existing timber roofs using laser scanner and drilling resistance tests. *Engineering Structures* 185, 58–67. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.096>
- Dackermann, U., Crews, K., Kasal, B., Li, J., Riggio, M., Rinn, F., Tannert, T., 2014. In situ assessment of structural timber using stress-wave measurements. *Mater Struct* 47, 787–803. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0095-4>
- Dahl, K.B., Malo, K.A., 2009. Nonlinear shear properties of spruce softwood: experimental results. *Wood Sci Technol* 43, 539. <https://doi.org/10.1007/s00226-009-0247-4>
- Dat, P.X., Hai, T.K., Jun, Y., 2015. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. *Engineering Structures* 101, 45–57. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.06.051>
- David, C., 2014. Identification de paramètres mécaniques de matériaux composites à partir de corrélation d'images numériques multi-échelles. Thèse de doctorat. École nationale des Mines d'Albi-Carmaux. Université de Toulouse.
- De Souza Rios, A., 2015. Mechanical behavior of recycled polypropylene reinforced by coconut fibers using X-ray tomography and digital image correlation. Thèse de doctorat. Université Paris-Saclay.
- Demir-Kavuk, O., Kamada, M., Akutsu, T., Knapp, E.-W., 2011. Prediction using step-wise L1, L2 regularization and feature selection for small data sets with large number of features. *BMC Bioinformatics* 12, 412. <https://doi.org/10.1186/1471-2105-12-412>
- Derikvand, M., Ebrahimi, G., Eckelman, C.A., 2014. Bending Moment Capacity of Mortise and Loose-Tenon Joints. *Wood and Fiber Science* 159–166.
- Descamps, T., Datoussaïd, S., Parys, L.V., 2007. Développement d'un élément finis semi-rigide pour l'étude des structures planes en bois, in: 18ème Congrès Français de Mécanique. Grenoble, France, p. 6.

- Dias, A.M.P.G., Van de Kuilen, J.W., Lopes, S., Cruz, H., 2007. A non-linear 3D FEM model to simulate timber–concrete joints. *Advances in Engineering Software, Computational Structures Technology* 38, 522–530. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2006.08.024>
- Dietsch, P., Kohler, J., 2009. Assessment of Timber Structures, COST Action E55 “Modelling of the Performance of Timber Structures.”
- Dietsch, P., Winter, S., 2010. Robustness of secondary structures in wide-span timber structures, 11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010.
- Ditlevsen, O., Madsen, H.O., 1996. *Structural reliability methods*. Wiley, Chichester; New York.
- Doane, D.P., 1976. Aesthetic Frequency Classifications. *The American Statistician* 30, 181–183. <https://doi.org/10.2307/2683757>
- Dubois, F., Husson, J.-M., Sauvat, N., Manfoumbi, N., 2012. Modeling of the viscoelastic mechano-sorptive behavior in wood. *Mech Time-Depend Mater* 16, 439–460. <https://doi.org/10.1007/s11043-012-9171-3>
- Dubourg, V., Sudret, B., Deheeger, F., 2013. Metamodel-based importance sampling for structural reliability analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics* 33, 47–57. <https://doi.org/10.1016/j.probingmech.2013.02.002>
- Echard, B., Gayton, N., Lemaire, M., 2011. AK-MCS: An active learning reliability method combining Kriging and Monte Carlo Simulation. *Structural Safety* 33, 145–154. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.01.002>
- EN 335, 2013. Durabilité du bois et des matériaux à base de bois - Classes d’emploi : définitions, application au bois massif et aux matériaux à base de bois.
- EN 338, 2016. Bois de structure - Classes de résistance.
- EN 1990, 2002. Eurocodes structuraux-Bases de calcul des structures.
- EN 1991-1-1, 2002. Eurocode 1- Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d’exploitation des bâtiments.
- EN 1991-1-3, 2004. Eurocode 1- Actions sur les structures - Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige.
- EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1- Actions sur les structures-Partie 1-7 : Actions générales - Actions accidentelles.
- EN 1995-1-1, 2005. Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments.
- EN 17121, 2019. Conservation du patrimoine culturel - Structures en bois du patrimoine - Lignes directrices relatives à l’évaluation sur site des structures porteuses en bois.
- Epaud, F., 2015. La dé-restauration de la charpente du XIIIe siècle de la cathédrale de Bourges - Sites & Monuments [WWW Document]. URL <https://www.sitesetmonuments.org/la-de-restauration-de-la-charpente-du-xiiiie-siecle-de-la-cathedrale-de-bourges> (accessed 4.3.23).
- Ericsson, K., Karawajczyk, E., Kliger, R., Lechner, T., Lukaszewska, E., Misztal, W., Nowak, T., 2017. Non-destructive testing of the historic timber roof structures of the national museum in stockholm, sweden. *Int. J. HA* 2, 218–229. <https://doi.org/10.2495/HA-V2-N2-218-229>
- Fang, D.L., Mueller, C.T., Brütting, J., Fivet, C., Moradei, J., 2019. Rotational stiffness in timber joinery

- connections: analytical and experimental characterizations of the Nuki joint, in: *Structures and Architecture: Bridging the Gap and Crossing Borders*. Lisbon, Portugal, pp. 229–236.
- Fauriat, W., Gayton, N., 2014. AK-SYS: An adaptation of the AK-MCS method for system reliability. *Reliability Engineering & System Safety* 123, 137–144. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2013.10.010>
- FCBA, 2007. Campagne de qualification du chêne en France (No. 3). Institut technologique Forêt Cellulose Bois-Construction Ameublement, FCBA.
- Feio, A.O., Lourenço, P.B., Machado, J.S., 2014. Testing and modeling of a traditional timber mortise and tenon joint. *Mater Struct* 47, 213–225. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0056-y>
- Forrester, A., Sobester, A., Keane, A., 2008. *Engineering Design via Surrogate Modelling: A Practical Guide*. John Wiley & Sons.
- Frangopol, D.M., Curley, J.P., 1987. Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability. *Journal of Structural Engineering* 113, 1533–1549. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1987\)113:7\(1533\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:7(1533))
- Freedman, D., Diaconis, P., 1981. On the histogram as a density estimator: L2 theory. *Z. Wahrscheinlichkeitstheorie verw Gebiete* 57, 453–476. <https://doi.org/10.1007/BF01025868>
- Frühwald, E., Serrano, E., Toratti, T., Emilsson, A., Thelandersson, S., 2007. Design of Safe Timber Structures - How Can we Learn from Structural Failures in Concrete, Steel and Timber? Division of Structural Engineering, Lund University.
- GB50165, 1992. Technical Code for the Maintenance and Reinforcement of Ancient Timber Buildings.
- Gečys, T., Daniūnas, A., 2017. Rotational stiffness determination of the semi-rigid timber-steel connection. *Journal of Civil Engineering and Management* 23, 1021–1028. <https://doi.org/10.3846/13923730.2017.1374305>
- Gotz, K.-H., Hoor, D., Mohler, K., Natterer, J., 2001. *Construire en bois 1*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR). ed, Le savoir suisse.
- Goupy, J., 2006. *Plans d'expériences pour surfaces de réponse*. Ed, Dunod, Paris, France.
- Grazide, C., 2015. Une modélisation de la résistance en flexion du pin maritime utilisé en construction. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux.
- Gril, J., 1988. Une modélisation du comportement hygro-rheologique du bois à partir de sa microstructure. Thèse de doctorat. Université de Paris 6.
- Grossman, P.U.A., 1976. Requirements for a model that exhibits mechano-sorptive behaviour. *Wood Science and Technology* 10, 163–168. <https://doi.org/10.1007/BF00355737>
- Guitard, D., 1987. *Mécanique du matériau bois et composites*. Cépaduès-Editions, Toulouse, France.
- Guitard, D., El Amri, F., 1987. Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux. *Ann. For. Sci.* 44, 335–358. <https://doi.org/10.1051/forest:19870305>
- Gupta, R., Sinha, A., 2012. Effect of grain angle on shear strength of Douglas-fir wood. *Holzforschung* 66, 655–658. <https://doi.org/10.1515/hf-2011-0031>
- Hill, R., 1948. A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals, in: *Proceedings of the Royal Society of London, Series A. Mathematical and Physical Sciences*. pp. 281–297. <https://doi.org/10.1098/rspa.1948.0045>

- Hoffman, O., 1967. The Brittle Strength of Orthotropic Materials. *Journal of Composite Materials* 1, 200–206. <https://doi.org/10.1177/002199836700100210>
- Hohenbichler, M., Rackwitz, R., 1982. First-order concepts in system reliability. *Structural Safety* 1, 177–188. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(82\)90024-8](https://doi.org/10.1016/0167-4730(82)90024-8)
- Huber, J.A.J., Ekevad, M., Girhammar, U.A., Berg, S., 2019. Structural robustness and timber buildings – a review. *Wood Material Science & Engineering* 14, 107–128. <https://doi.org/10.1080/17480272.2018.1446052>
- Huo, J., Xiao, B., Qu, H., Wang, L., 2009. FE-Based Strength Analysis of Penglai Pavilion, in: Yuan, Y., Cui, J., Mang, H.A. (Eds.), *Computational Structural Engineering*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 603–611. https://doi.org/10.1007/978-90-481-2822-8_66
- ICOMOS, 2017. *Principes pour la conservation du patrimoine bâti en bois*. New-Dehli.
- ICOMOS, 1999. *Principes à suivre pour la conservation des structures historiques en bois*. Mexique.
- ICOMOS, 1964. *Charte Internationale sur la conservation et la restauration des monuments et des sites, Ie Congrès international des architectes et des techniciens des monuments historiques*. Venise.
- Ilharco, T., Lechner, T., Nowak, T., 2015. Assessment of timber floors by means of non-destructive testing methods. *Construction and Building Materials, Assessment of structural timber members by non- and semi-destructive methods* 101, 1206–1214. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.133>
- ISO 2394, 2015. *General principles on reliability for structures*.
- ISO 10984-1, 2009. *Timber structures - Dowel-type fasteners - Part 1: Determination of yield moment*.
- ISO 13061-1, 2014. *Propriétés physiques et mécaniques du bois — Méthodes d’essais sur petites éprouvettes de bois sans défauts — Partie 1 : Détermination de la teneur en humidité en vue des essais physiques et mécaniques*.
- ISO 13822, 2010. *Bases for design of structures - Assessment of existing structures*.
- Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* 30, 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- JCSS, 2006. *JCSS Probabilistic Model Code, Part 3: Resistance Models – 3.5 Properties of Timber. Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety.
- JCSS, 2001. *JCSS Probabilistic Model Code, Part 2: Load Models. Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety.
- Jehl, A., 2012. *Modélisation du comportement mécanique des bois de structures par densitométrie X et imagerie laser*. Thèse de doctorat. École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers ParisTech.
- Jiao, J., Nambu, Y., Sugino, M., Takiyama, N., Watanabe, C., Hayashi, Y., 2017. Regional Structural Investigation on the Preservation Districts of Yuasa and Ine in Japan. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering* 16, 193–200. <https://doi.org/10.3130/jaabe.16.193>
- Jiao, J., Xia, Q., Shi, F., 2019. Nondestructive inspection of a brick–timber structure in a modern architectural heritage building: Lecture hall of the Anyuan Miners’ Club, China. *Frontiers of Architectural Research* 8, 348–358. <https://doi.org/10.1016/j.foar.2019.06.005>
- Johansen, K., 1949. Theory of timber connections. *Int Assoc Bridge Struct Eng* 9, 249–262.

- Jordan-Palomar, I., Tzortzopoulos, P., García-Valdecabres, J., Pellicer, E., 2018. Protocol to Manage Heritage-Building Interventions Using Heritage Building Information Modelling (HBIM). *Sustainability* 10, 908. <https://doi.org/10.3390/su10040908>
- Kandemir-Yucel, A., 2010. Soundness Assessment of Historic Structural Timber by the Use of Non-Destructive Methods. PhD. Middle East Technical University.
- Kandemir-Yucel, A., Tavukcuoglu, A., Caner-Saltik, E.N., 2007. In situ assessment of structural timber elements of a historic building by infrared thermography and ultrasonic velocity. *Infrared Physics & Technology* 49, 243–248. <https://doi.org/10.1016/j.infrared.2006.06.012>
- Kappel, R., Mattheck, C., 2003. Inspection of timber construction by measuring drilling resistance using Resistograph F300-S. *WIT Transactions on The Built Environment* 66.
- Kasal, B., Anthony, R.W., 2004. Advances in in situ evaluation of timber structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 6, 94–103. <https://doi.org/10.1002/pse.170>
- Kasal, B., Lear, G., Anthony, R., 2011a. Radiography, in: Kasal, B., Tannert, T. (Eds.), *In Situ Assessment of Structural Timber: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 215-AST, RILEM State of the Art Reports*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 39–50. https://doi.org/10.1007/978-94-007-0560-9_4
- Kasal, B., Lear, G., Tannert, T., 2011b. Stress Waves, in: Kasal, B., Tannert, T. (Eds.), *In Situ Assessment of Structural Timber: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 215-AST, RILEM State of the Art Reports*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 5–24. https://doi.org/10.1007/978-94-007-0560-9_2
- Kasal, B., Lear, G., Tannert, T. (Eds.), 2010. *In situ assessment of structural timber: state of the art report of the RILEM Technical Committee 215-AST, RILEM state of the art reports*. Springer, Dordrecht.
- Kazemi, F., Mohebi, B., Yakhchalian, M., 2018. Evaluation of the P-Delta Effect on Collapse Capacity of Adjacent Structures Subjected to Far-field Ground Motions. *Civil Engineering Journal* 4, 1066–1073.
- Kenéz, Á., Joó, A.L., 2022. The impact of parameter estimation uncertainty in extreme wind speed models. *Pollack Periodica* 1. <https://doi.org/10.1556/606.2022.00645>
- Kirkegaard, P.H., Sørensen, J.D., Čizmar, D., Rajčić, V., 2011. System reliability of timber structures with ductile behaviour. *Engineering Structures, Modelling the Performance of Timber Structures* 33, 3093–3098. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.03.011>
- Köhler, J., Sørensen, J.D., Faber, M.H., 2007. Probabilistic modeling of timber structures. *Structural Safety, Probabilistic Concepts in the Design of Timber Structures* 29, 255–267. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2006.07.007>
- Kuhn, M., Johnson, K., 2013. Measuring Performance in Regression Models, in: Kuhn, M., Johnson, K. (Eds.), *Applied Predictive Modeling*. Springer, New York, NY, pp. 95–100. https://doi.org/10.1007/978-1-4614-6849-3_5
- Labuschagne, A., van Rensburg, N.F.J., van der Merwe, A.J., 2009. Comparison of linear beam theories. *Mathematical and Computer Modelling* 49, 20–30. <https://doi.org/10.1016/j.mcm.2008.06.006>
- Lartigau, J., 2013. *Caractérisation du comportement des assemblages par goujons collés dans les structures bois*. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux 1.
- Le Govic, C., 1995. *Les assemblages dans la construction en bois*. CTBA, Centre technique du bois et

de l'ameublement, Paris (France).

- Lear, G., Kasal, B., Anthony, R., 2010. Resistance Drilling, in: Kasal, B., Tannert, T. (Eds.), *In Situ Assessment of Structural Timber*, RILEM State of the Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 51–57. https://doi.org/10.1007/978-94-007-0560-9_5
- Lemaire, M., 2013. *Structural Reliability*. John Wiley & Sons.
- Lemaître, R., 2020. Développement d'un outil de calcul non linéaire de dimensionnement d'assemblages bois tridimensionnels soumis à des torseurs plans. Université de Lorraine, France.
- Lerma, J.L., Navarro, S., Cabrelles, M., Villaverde, V., 2010. Terrestrial laser scanning and close range photogrammetry for 3D archaeological documentation: the Upper Palaeolithic Cave of Parpallo as a case study. *Journal of Archaeological Science* 9.
- Lim, J., Lee, B., Lee, I., 2014. Second-order reliability method-based inverse reliability analysis using Hessian update for accurate and efficient reliability-based design optimization: SORM-BASED INVERSE RELIABILITY ANALYSIS AND RBDO USING HESSIAN UPDATE. *Int. J. Numer. Meth. Engng* 100, 773–792. <https://doi.org/10.1002/nme.4775>
- Liu, Z., Lesselier, D., Sudret, B., Wiart, J., 2020. Surrogate modeling based on resampled polynomial chaos expansions. *Reliability Engineering & System Safety* 202, 107008. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2020.107008>
- López, G., Basterra, L.-A., Acuña, L., 2018. Infrared thermography for wood density estimation. *Infrared Physics & Technology* 89, 242–246. <https://doi.org/10.1016/j.infrared.2018.01.015>
- Lualdi, M., Zanzi, L., Binda, L., 2003. Acquisition and processing requirements for high quality 3D reconstructions from GPR investigations. Presented at the International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Berlin, Germany, p. 13.
- Macchioni, N., Bertolini, C., Tannert, T., 2010. Review of Codes and Standards, in: Kasal, B., Tannert, T. (Eds.), *In Situ Assessment of Structural Timber*, RILEM State of the Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 115–121. https://doi.org/10.1007/978-94-007-0560-9_14
- Macchioni, N., Brunetti, M., Pizzo, B., Burato, P., Nocetti, M., Palanti, S., 2012. The timber structures in the Church of the Nativity in Bethlehem: Typologies and diagnosis. *Journal of Cultural Heritage*, The Church of the Nativity in Bethlehem: an interdisciplinary approach to a knowledge-based restoration 13, e42–e53. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2012.10.004>
- Madhoushi, M., Ebrahimi, S., Omidvar, A., 2021. Structural health assessment of a historical building by using in situ stress wave ndt: A case study in Iran. *CERNE* 27. <https://doi.org/10.1590/01047760202127012535>
- Mai, T. chinh, 2015. Evaluation non destructive des matériaux de construction par technique électromagnétique aux fréquences radar : modélisation et expérimentation en laboratoire. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux.
- Makkonen, L., Tikanmäki, M., 2019. An improved method of extreme value analysis. *Journal of Hydrology X* 2, 100012. <https://doi.org/10.1016/j.hydroa.2018.100012>
- Maurin, E., Dumail, J.-F., 2008. Analyse quantitative des résultats fournis par un résistographe (Rapport technique No. B241). Champs-sur-Marne : LRMH ; Moulin Neuf : Xyloméca, [2008].
- Mazzolani, F.M., Faggiano, B., Marzo, A., Grippa, M.R., 2010. The Ancient Timber Structures Of The Royal Palace Of Naples: Diagnosis, Analysis And Retrofitting, in: *Proceedings Oh the 11th World Conference on Timber Engineering*. Presented at the World Conference on Timber Engineering,

- Trentino, Italy, p. 11.
- Micol, A., 2007. Approche probabiliste dans la conception des modules de puissance. Thèse de doctorat. Université Toulouse III - Paul Sabatier.
- Miller, J.F., Schmidt, R.J., 2004. Capacity of pegged mortise and tenon joinery. Department of Civil and Architectural Engineering University of Wyoming, Laramia, USA.
- Miller, J.F., Schmidt, R.J., Bulleit, W.M., 2010. New Yield Model for Wood Dowel Connections. *Journal of Structural Engineering* 136, 1255–1261. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000224](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000224)
- Ministère de la Culture, 1943. Éléments d'histoire sur la halle de Villeréal. Centre de recherches sur les monuments historiques - Direction du patrimoine au Ministère de la Culture.
- Montgomery, D.C., Runger, G.C., 2010. *Applied Statistics and Probability for Engineers*. John Wiley & Sons.
- Morel, S., Dourado, N., Valentin, G., 2005. Wood: a quasibrittle material R-curve behavior and peak load evaluation. *Int J Fract* 131, 385–400. <https://doi.org/10.1007/s10704-004-7513-0>
- Morio, J., Balesdent, M., Jacquemart, D., Vergé, C., 2014. A survey of rare event simulation methods for static input–output models. *Simulation Modelling Practice and Theory* 49, 287–304. <https://doi.org/10.1016/j.simpat.2014.10.007>
- Muller, W., 2003. Timber girder inspection using ground penetrating radar. *Insight - Non-Destructive Testing and Condition Monitoring* 45, 809–812. <https://doi.org/10.1784/insi.45.12.809.52990>
- Munch-Andersen, J., Dietsch, P., 2011. Robustness of large-span timber roof structures — Two examples. *Engineering Structures* 33, 3113–3117. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.03.015>
- Murphy, M., McGovern, E., Pavia, S., 2013. Historic Building Information Modelling – Adding intelligence to laser and image based surveys of European classical architecture. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 76, 89–102. <https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2012.11.006>
- Myers, R.H., Montgomery, D.C., Anderson-Cook, C.M., 2016. *Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments*. John Wiley & Sons.
- Natterer, J., 2004. *Construction en bois : matériau, technologie et dimensionnement*. PPUR presses polytechniques.
- Natterer, J., Sandoz, J.L., 1995. *Le choix du bois*. Ingénieurs et architectes suisses.
- Navi, P., Heger, F., 2005. *Comportement thermo-hydrromécanique du bois : applications technologiques et dans les structures*. PPUR presses polytechniques.
- Navi, P., Sandberg, D., 2012. *Thermo-Hydro-Mechanical Wood Processing*. CRC Press.
- Nowak, T.P., Jasiński, J., Hamrol-Bielecka, K., 2016. In situ assessment of structural timber using the resistance drilling method – Evaluation of usefulness. *Construction and Building Materials* 102, 403–415. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.004>
- Nuchitprasittichai, A., Lerdritsirikoon, N., Khamsing, T., 2019. Improvement of Central Composite Design in Modeling and Optimization of Simulation Experiments. *World Academy of Science, Engineering and Technology* 13, 4.
- Ogawa, K., Sasaki, Y., Yamasaki, M., 2016. Theoretical estimation of the mechanical performance of traditional mortise–tenon joint involving a gap. *J Wood Sci* 62, 242–250.

<https://doi.org/10.1007/s10086-016-1544-9>

- Olivier, A., Giovanis, D.G., Aakash, B.S., Chauhan, M., Vandanapu, L., Shields, M.D., 2020. UQpy: A general purpose Python package and development environment for uncertainty quantification. *Journal of Computational Science* 47, 101204. <https://doi.org/10.1016/j.jocs.2020.101204>
- Olsson, A., Sandberg, G., Dahlblom, O., 2003. On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. *Structural Safety* 25, 47–68. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00039-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00039-5)
- Oudjene, M., Khelifa, M., 2009. Finite element modelling of wooden structures at large deformations and brittle failure prediction. *Materials & Design* 30, 4081–4087. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2009.05.024>
- Papadopoulos, V., Giovanis, D.G., Lagaros, N.D., Papadrakakis, M., 2012. Accelerated subset simulation with neural networks for reliability analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 223–224, 70–80. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2012.02.013>
- Pearson, C., Delatte, N., 2005. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 19, 172–177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2005\)19:2\(172\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(172))
- Piazza, M., Macchioni, N., 2006. Italian standardisation activity in the field of diagnosis and restoration of ancient timber structures, in: *Proceedings of the 5th International Conference. Presented at the Structural Analysis of Historical Constructions, New-Dehli, India.*
- Ranta-Maunus, A., 2004. Theoretical and Practical Aspects of the Reliability Analysis of Timber Structures, in: *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering. Presented at the World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, p. 5.*
- Reci, H., Maï, T.C., Sbartaï, Z.M., Pajewski, L., Kiri, E., 2016. Non-destructive evaluation of moisture content in wood using ground-penetrating radar. *Geosci. Instrum. Method. Data Syst.* 5, 575–581. <https://doi.org/10.5194/gi-5-575-2016>
- Reynolds, T., Harris, R., Chang, W.-S., Bregulla, J., Bawcombe, J., 2015. Ambient vibration tests of a cross-laminated timber building. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials* 168, 121–131.
- Riggio, M., Anthony, R.W., Augelli, F., Kasal, B., Lechner, T., Muller, W., Tannert, T., 2014. In situ assessment of structural timber using non-destructive techniques. *Mater Struct* 47, 749–766. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0093-6>
- Riggio, M., Macchioni, N., Riminesi, C., 2017. Structural health assessment of historical timber structures combining non-destructive techniques: The roof of Giotto's bell tower in Florence. *Structural Control and Health Monitoring* 24, e1935. <https://doi.org/10.1002/stc.1935>
- Riggio, M., Sandak, J., Franke, S., 2015. Application of imaging techniques for detection of defects, damage and decay in timber structures on-site. *Construction and Building Materials, Assessment of structural timber members by non- and semi-destructive methods* 101, 1241–1252. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.065>
- Rocha, G., Mateus, L., Fernández, J., Ferreira, V., 2020. A Scan-to-BIM Methodology Applied to Heritage Buildings. *Heritage* 3, 47–67. <https://doi.org/10.3390/heritage3010004>
- Rodrigues, L.G., Aranha, C.A., Sousa, H.S., 2016. Robustness Assessment of an Ancient Timber Roof Structure, in: Cruz, H., Saporiti Machado, J., Campos Costa, A., Xavier Candeias, P., Ruggieri, N., Manuel Catarino, J. (Eds.), *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean*

- Area, Lecture Notes in Civil Engineering. Springer International Publishing, Cham, pp. 447–457. https://doi.org/10.1007/978-3-319-39492-3_38
- Rodríguez-Abad, I., Martínez-Sala, R., García-García, F., Capuz-Lladro, R., 2010. Non-destructive methodologies for the evaluation of moisture content in sawn timber structures: ground-penetrating radar and ultrasound techniques. *Near Surface Geophysics* 8, 475–482. <https://doi.org/10.3997/1873-0604.2010048>
- Ross, R.J., 2010. Wood Handbook, Wood as an Engineering Material (General Technical Report No. FPL-GTR-190). USDA Forest Service, Forest Products Laboratory.
- Ross, R.J., Wang, X., Senalik, C.Adam., 2018. Nondestructive assessment of wood members in a viewing tower in Potawatomi State Park, Door County, Wisconsin, USA (No. FPL-RN-366). U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI. <https://doi.org/10.2737/FPL-RN-366>
- Sandberg, L.B., Bulleit, W.M., Reid, E.H., 2000. Strength and Stiffness of Oak Pegs in Traditional Timber-Frame Joints. *Journal of Structural Engineering* 126, 717–723. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:6\(717\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:6(717))
- Sandhaas, C., Van de Kuilen, J.-W.G., 2017. Strength and stiffness of timber joints with very high strength steel dowels. *Engineering Structures* 131, 394–404. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.046>
- Sbartai, M., 2011. Ground Penetrating Radar, in: Kasal, B., Tannert, T. (Eds.), *In Situ Assessment of Structural Timber: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 215-AST*, RILEM State of the Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 25–37. https://doi.org/10.1007/978-94-007-0560-9_3
- Schmidt, R.J., Daniels, C.E., 1999. Design considerations for mortise and tenon connections - ProQuest (Report for Timber Framers Guild). Becket, MA.
- Schmidt, R.J., MacKay, R.B., 1997. Timber frame tension joinery. Technical report. Department of Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramia, USA.
- Schweigler, M., Bader, T.K., Hochreiner, G., 2018. Engineering modeling of semi-rigid joints with dowel-type fasteners for nonlinear analysis of timber structures. *Engineering Structures* 171, 123–139. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.063>
- Scott, D.W., 2011. Sturges' and Scott's Rules, in: Lovric, M. (Ed.), *International Encyclopedia of Statistical Science*. Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 1563–1566. https://doi.org/10.1007/978-3-642-04898-2_578
- Shanks, J.D., Chang, W.-S., Komatsu, K., 2008. Experimental study on mechanical performance of all-softwood pegged mortice and tenon connections. *Biosystems Engineering* 100, 562–570. <https://doi.org/10.1016/j.biosystemseng.2008.03.012>
- Shanks, J.D., Walker, P., 2005. Experimental performance of mortice and tenon connections in green oak. *Structural Engineer* 83, 40–45.
- Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A., Barkhori, Moien, Barkhori, Mohammad, 2018. An adaptive directional importance sampling method for structural reliability analysis. *Structural Safety* 70, 14–20. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.07.006>
- SIA 265, 2012. Construction en bois. Norme Suisse SN 505265 : 2012 fr, Zurich, Switzerland, 34.
- SIA 269, 2009. SIA 269/5, Draft Standard SIA 269:2009 Existing Structures – Timber Structures, Swiss

- Society of Engineers and Architects SIA, Zurich, Switzerland, 2009.
- Sørensen, J.D., 2011. Framework for robustness assessment of timber structures. *Engineering Structures* 33, 3087–3092. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.025>
- Sousa, H., Sørensen, J.D., Kirkegaard, P.H., 2010. Reliability analysis of timber structures through NDT data upgrading (Technical report No. 96), DCE Technical reports. Department of Civil Engineering, Aalborg University, Aalborg.
- Sousseau, Y., Elachachi, S.M., Chaplain, M., Faye, C., Catterou, T., Garcia, P., 2023. Timber connection behaviour characterisation based on similitude laws. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* (in press).
- Spyridis, P., Strauss, A., 2020. Robustness Assessment of Redundant Structural Systems Based on Design Provisions and Probabilistic Damage Analyses. *Buildings* 10, 213. <https://doi.org/10.3390/buildings10120213>
- Starossek, U., Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24, 519–528. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Steiger, R., Fontana, M., 2005. Bending moment and axial force interacting on solid timber beams. *Mater. Struct.* 38, 507–513. <https://doi.org/10.1617/14312>
- Sui, Y., Chang, J., Ye, H., 2009. Numerical Simulation of Semi-rigid Nodes in Timber Structure Based on Finite Element Method. *Journal of Beijing University of Technology*, in: Proceedings of the International Symposium on Computational Structural Engineering. Presented at the International Symposium on Computational Structural Engineering, Springer, Shanghai, China.
- Sztwiertnia, D., Ochalek, A., Tama, A., Lewińska, P., 2021. HBIM (heritage Building Information Modell) of the Wang Stave Church in Karpacz – Case Study. *International Journal of Architectural Heritage* 15, 713–727. <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1645238>
- Tavakoli-Gheynani, I., 2021. Modélisation tridimensionnelle d'assemblages de structure bois en tôle pliée mince par la méthode des éléments finis. Université de Lorraine, Nancy.
- Thai, M.V., Ménard, S., Elachachi, S.M., Galimard, P., 2020. Performance of Notched Connectors for CLT-Concrete Composite Floors. *Buildings* 10, 122. <https://doi.org/10.3390/buildings10070122>
- Thomson, A., 2010. The Structural Performance of Non-metallic Timber Connections. University of Bath, United Kingdom.
- Tiemann, H.D., 1906. Effect of Moisture Upon the Strength and Stiffness of Wood. U.S. Department of Agriculture, Forest Service.
- Toussaint, P., 2010. Application et modélisation du principe de la précontrainte sur des assemblages de structure bois. Thèse de doctorat. Université Henri Poincaré-Nancy 1.
- Triboulot, P., Reitz, B., 2000. Timber as a building material [WWW Document]. URL <https://doi.org/10.4267/2042/5363>
- UNI 11119, 2004. Cultural Heritage – Wooden artefacts - Load bearing structures - On site inspections for the diagnosis of timber members.
- UNI 11138, 2004. Cultural Heritage - Wooden artefacts - Load bearing structures of buildings - Criteria for the preliminary evaluation, design and execution of works.
- Uzielli, L., Gril, J., 2012. Wood science and conservation: Activities and achievements of COST Action

- IE0601. *Journal of Cultural Heritage* 13, S1–S4. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2012.06.001>
- Varnier, M., 2019. Comportement thermo-hygro-mécanique différé des feuillus : des sciences du bois à l'ingénierie. Thèse de doctorat. Université de Limoges.
- Viola, C., 2016. The Euler Gamma-Function, in: Viola, C. (Ed.), *An Introduction to Special Functions*, UNITEXT. Springer International Publishing, Cham, pp. 67–92. https://doi.org/10.1007/978-3-319-41345-7_6
- Voulpiotis, K., Köhler, J., Jockwer, R., Frangi, A., 2021. A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings. *Engineering Structures* 227, 111432. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111432>
- Xu, B., 2009. Modélisation du comportement mécanique d'assemblages bois avec prise en compte de critères de rupture. Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.
- Xu, P., Guan, C., Zhang, H., Li, G., Zhao, D., Ross, R.J., Shen, Y., 2021. Application of Nondestructive Testing Technologies in Preserving Historic Trees and Ancient Timber Structures in China. *Forests* 12, 318. <https://doi.org/10.3390/f12030318>
- Zhang, H., Sfarra, S., Osman, A., Ibarra-Castanedo, C., Maldague, X.P.V., 2019. Robotized Line-Scan Thermographic Mid-Wave Infrared Vision for Artwork Inspection: A Study on Famous Mock-Ups, in: Osman, A., Moropoulou, A. (Eds.), *Nondestructive Evaluation and Monitoring Technologies, Documentation, Diagnosis and Preservation of Cultural Heritage*, Springer Proceedings in Materials. Springer International Publishing, Cham, pp. 64–74. https://doi.org/10.1007/978-3-030-25763-7_5
- Zhang, H., Shayan, S., Rasmussen, K.J.R., Ellingwood, B.R., 2016. System-based design of planar steel frames, I: Reliability framework. *Journal of Constructional Steel Research* 123, 135–143. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.004>
- Zhang, R., Xue, S., Xie, L., Zhang, F., Lu, W., 2019. Structural monitoring and safety assessment during translocation of Mahavira Hall of Jade Buddha Temple. *Sustainability (Basel, Switzerland)* 11, 5477. <https://doi.org/10.3390/su11195477>
- Zhu, G., 2012. China's architectural heritage conservation movement. *Frontiers of Architectural Research* 1, 10–22.
- Zhu, M., McKenna, F., Scott, M.H., 2018. OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX* 7, 6–11.

Annexes

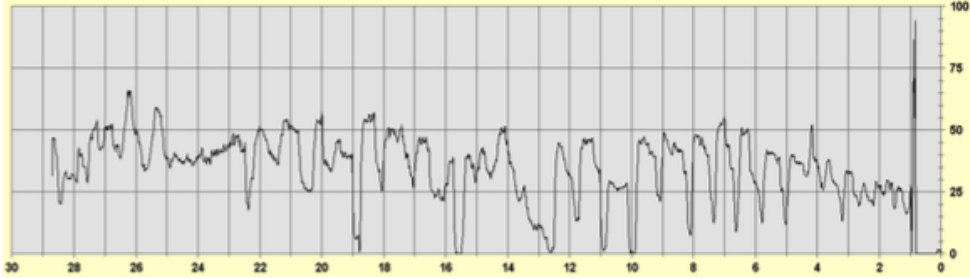
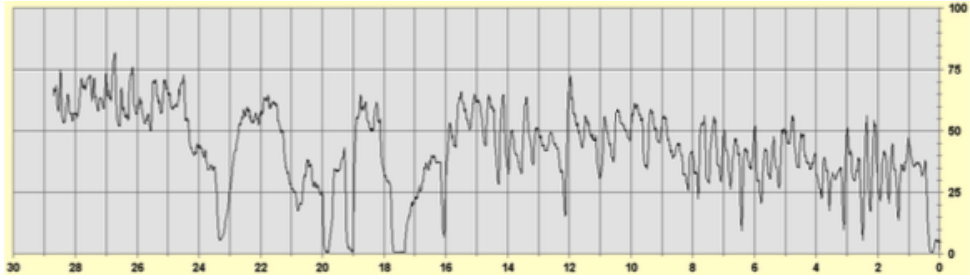
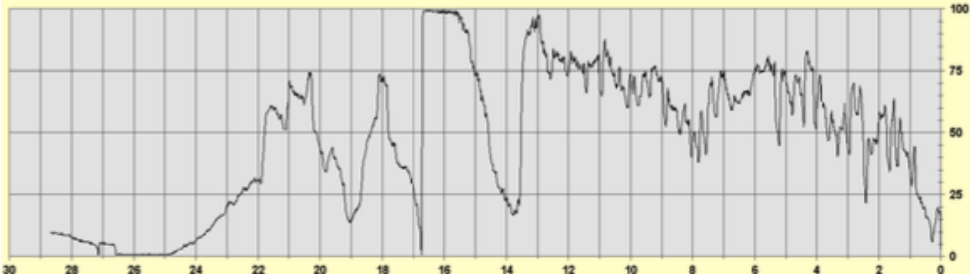
Annexe A Estimation Non Destructive *in situ*

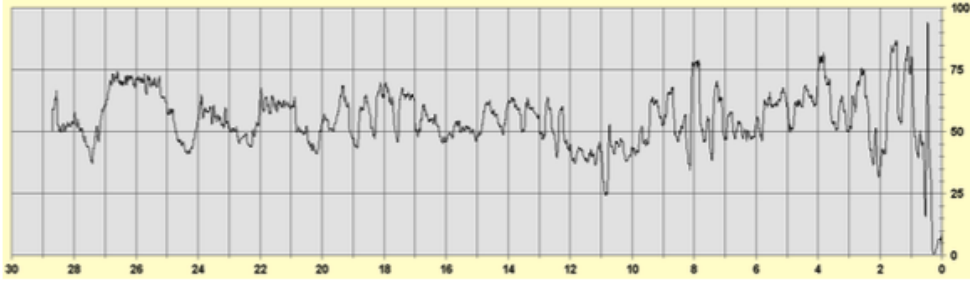
Dans cette annexe, nous présentons les résultats des essais non destructifs réalisés *in situ* sur la halle de Villeréal.

A.1 Sondages au Resistograph®

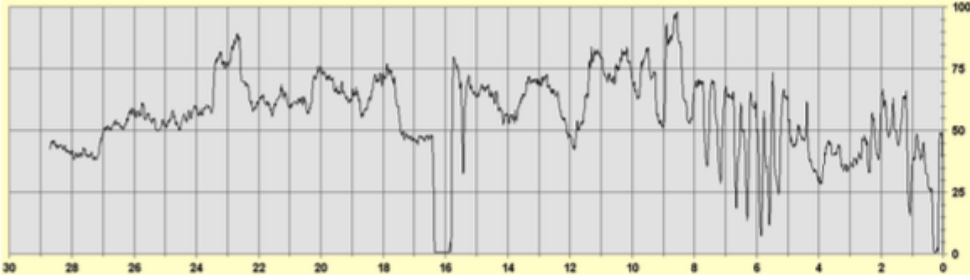
Les positions des sondages effectués au Resistograph® sont montrées sur la Figure 2.11. Les directions Nord, Est, Sud et Ouest seront respectivement abrégées par N, E, S et O dans le Tableau A.1 qui montre les profils obtenus pour chaque sondage effectué ainsi que les commentaires associés. Les perçages sont tous horizontaux à environ 1,5m du sol.

Tableau A.1- Différents profils de sondage obtenus par le Resistograph®

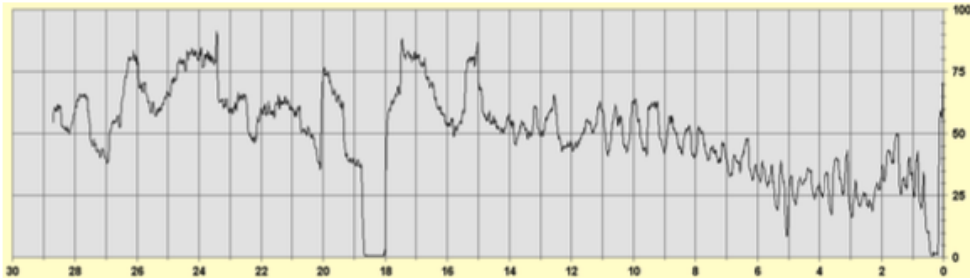
Profils	Commentaires
	Sondage S1 : poteau carré extérieur B2, direction N/S. Le bois est sain
	Sondage S2 : poteau carré extérieur B3, direction N/S. Le bois est sain
	Sondage S3 : poteau carré extérieur B3/4, direction N/S. Le bois est sain



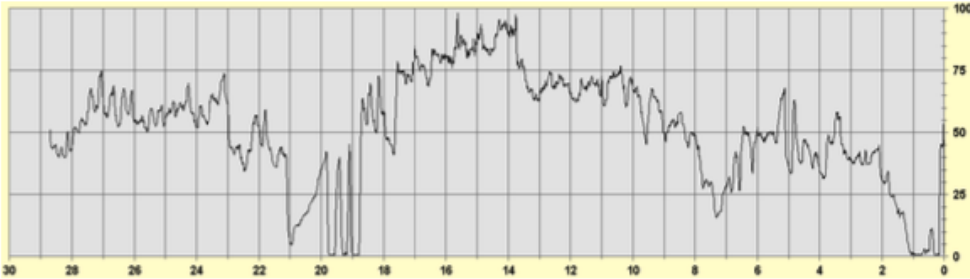
Sondage S4 :
 poteau carré
 extérieur B3/4,
 direction S/N.
 Le bois est sain



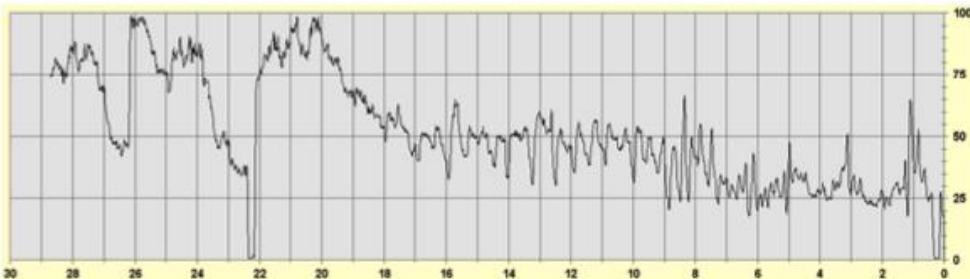
Sondage S5 :
 poteau carré
 extérieur B4,
 direction N/S.
 Le bois est sain



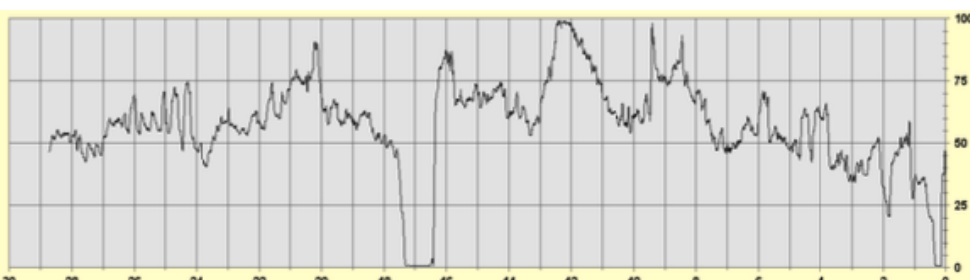
Sondage S6 :
 poteau carré
 extérieur B5,
 direction N/S.
 Le bois est sain



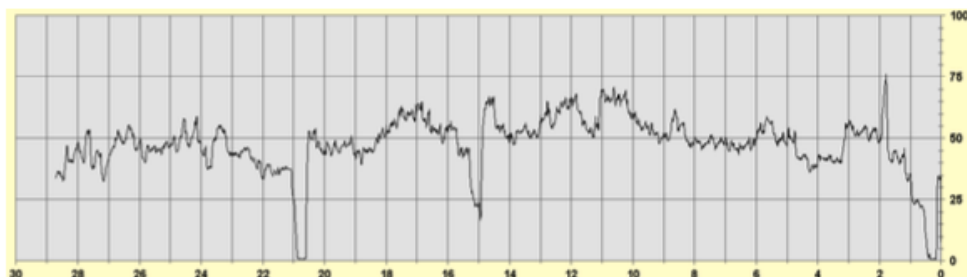
Sondage S7 :
 poteau carré
 extérieur C5,
 direction E/O.
 Le bois est sain



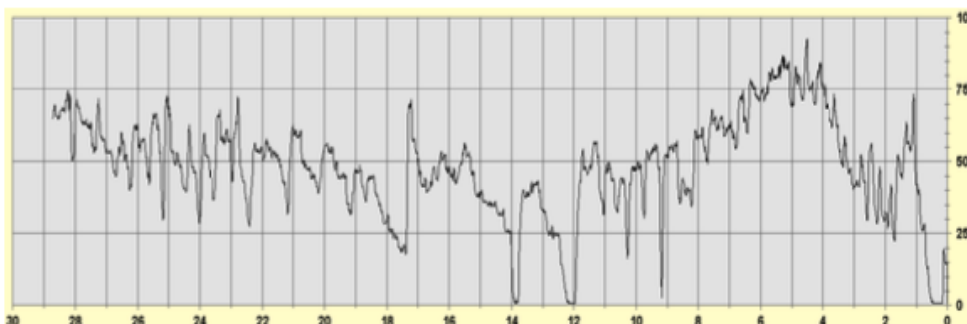
Sondage S8 :
 poteau carré
 extérieur C/D5,
 direction E/O.
 Le bois est sain



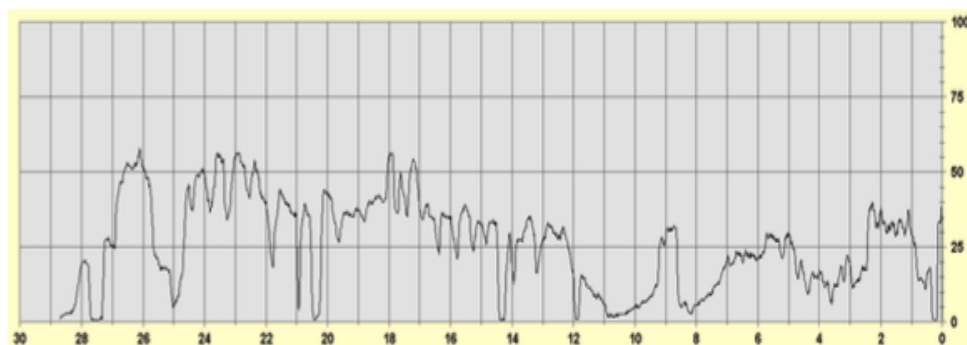
Sondage S9 :
 poteau carré
 extérieur D5,
 direction E/O.
 Le bois est sain



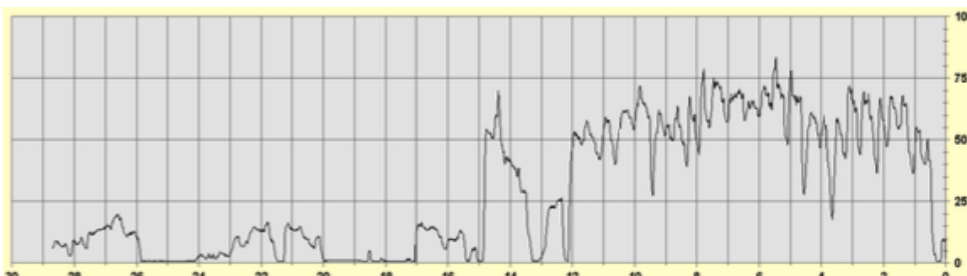
Sondage S10 :
 poteau carré
 extérieur E5,
 direction S/N.
 Le bois est sain



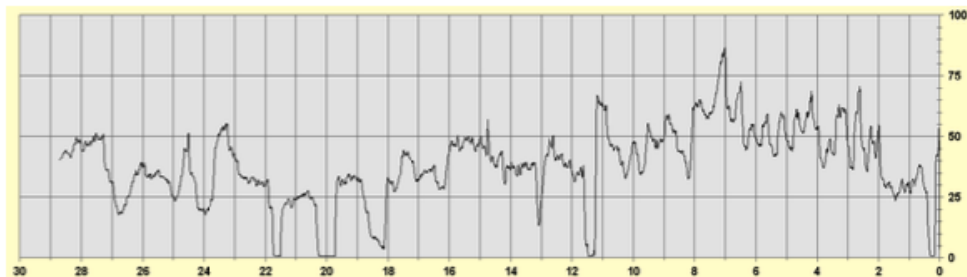
Sondage S11 :
 poteau carré
 extérieur E4,
 direction S/N.
 Le bois est sain



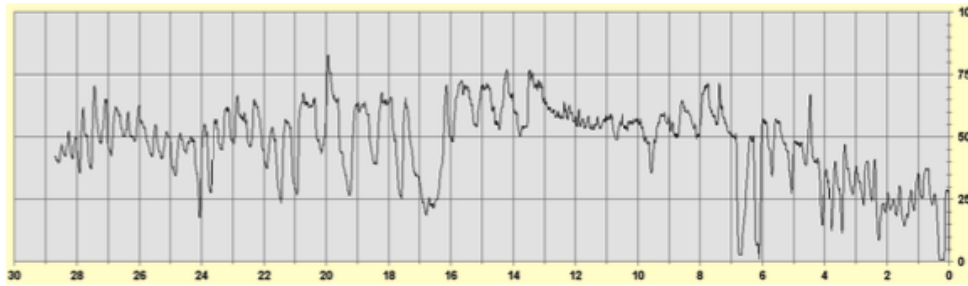
Sondage S12 :
 poteau carré
 extérieur E3/4,
 direction S/N.
 Le bois est
 dégradé de 8 à
 12 cm de la
 surface



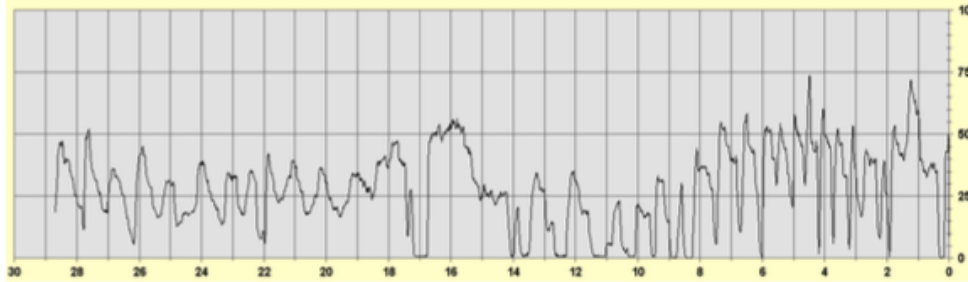
Sondage S13 :
 poteau carré
 extérieur E3/4,
 direction N/S.
 Le bois est
 totalement
 dégradé à partir
 de 15 cm de la
 surface



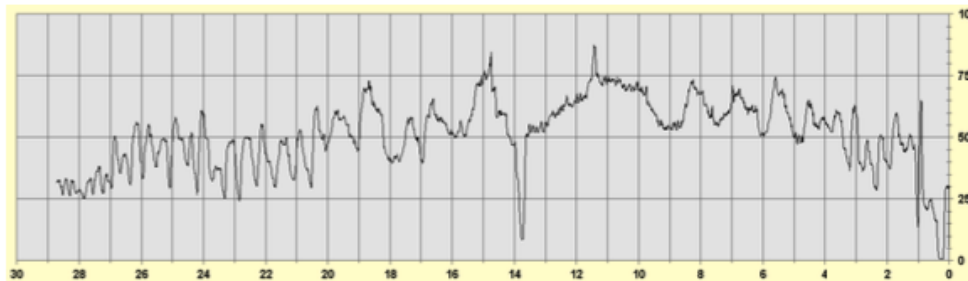
Sondage S14 :
 poteau carré
 extérieur E3/4,
 direction E/O.
 Le bois est sain



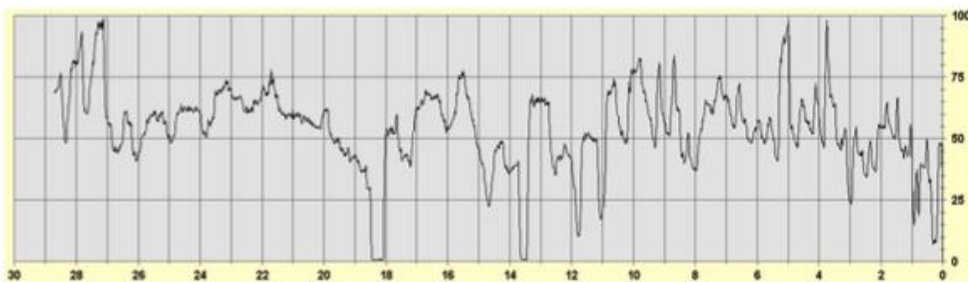
Sondage S15 :
 poteau carré
 extérieur E3,
 direction S/N.
 Le bois est sain



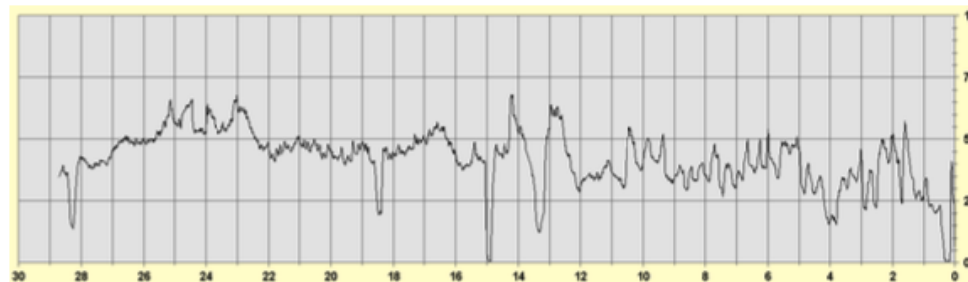
Sondage S16 :
 poteau carré
 extérieur E2,
 direction S/N.
 Le bois est sain



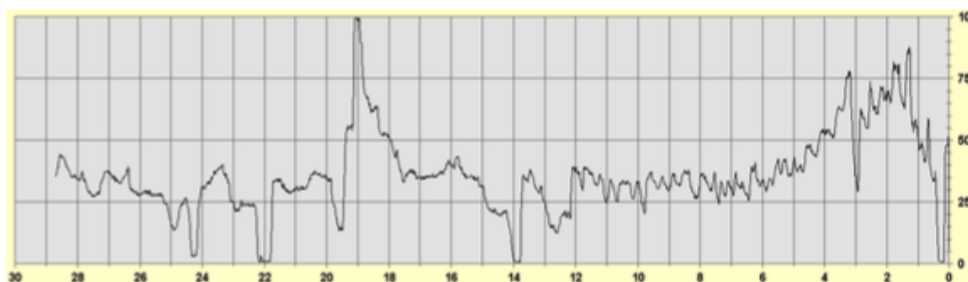
Sondage S17 :
 poteau carré
 extérieur D2,
 direction S/N.
 Le bois est
 dégradé de 8 à
 14 cm de la
 surface



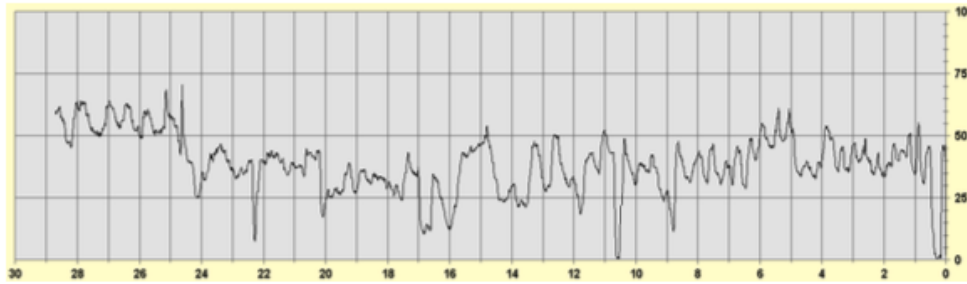
Sondage S18 :
 poteau carré
 extérieur C/D2,
 direction O/E.
 Le bois est sain



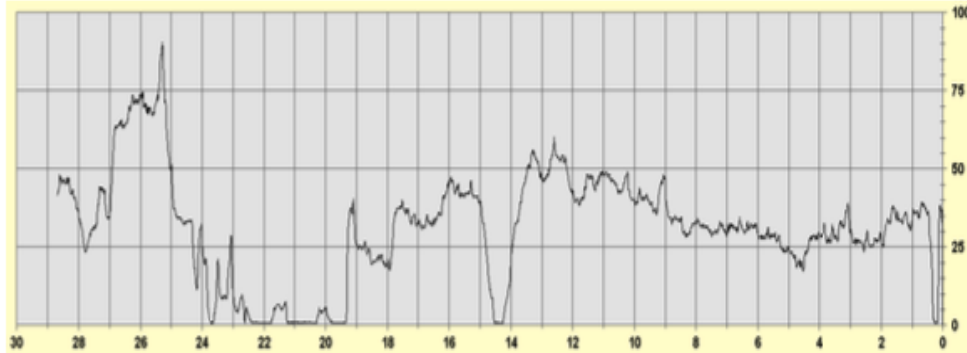
Sondage S19 :
 poteau carré
 extérieur C2,
 direction O/E.
 Le bois est sain



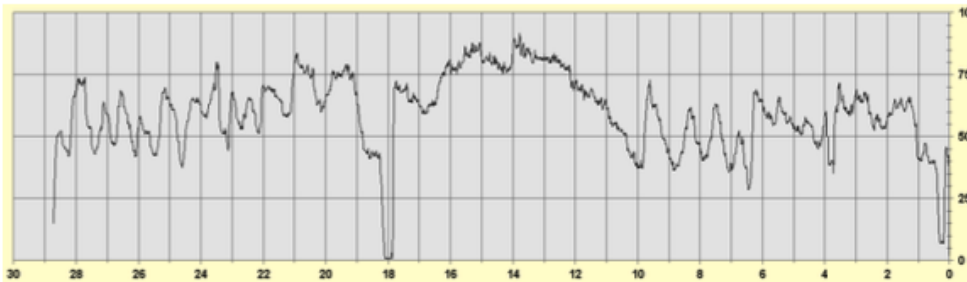
Sondage S20 :
 poteau carré
 intérieur D4,
 direction N/S.
 Le bois est sain



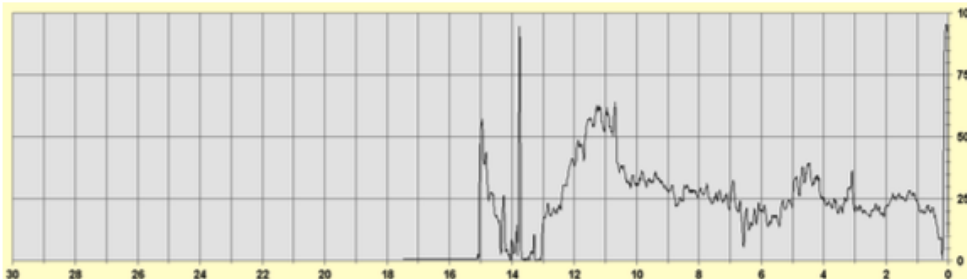
Sondage S21 :
 poteau carré
 intérieur D3,
 direction N/S.
 Le bois est sain



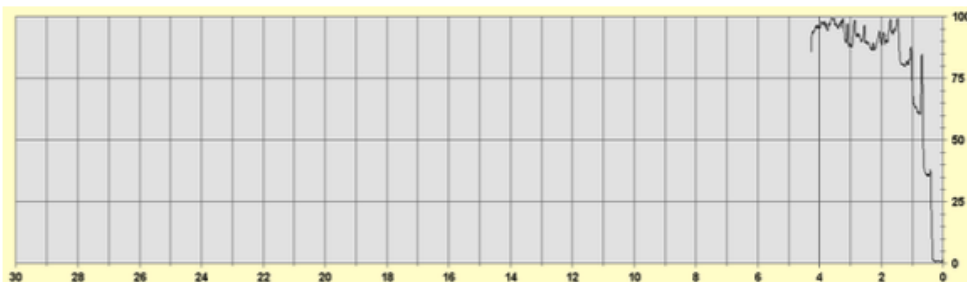
Sondage S22 :
 poteau carré
 intérieur C3,
 direction S/N.
 Le bois est
 totalement
 dégradé de 19 à
 24 cm de la
 surface



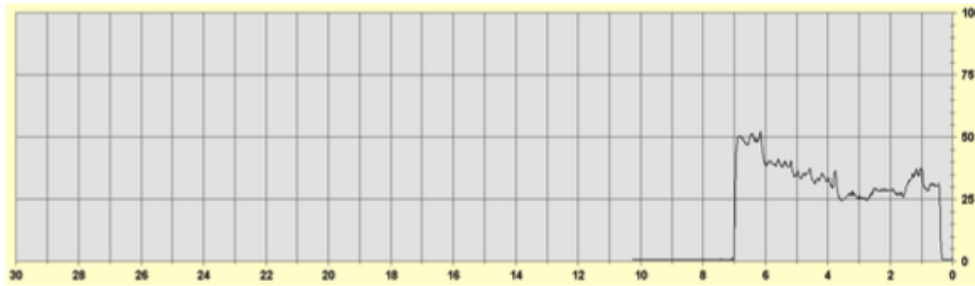
Sondage S23 :
 poteau carré
 intérieur C4,
 direction S/N.
 Le bois est sain



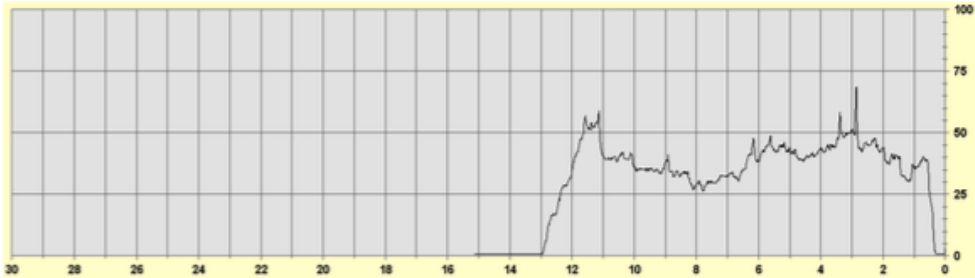
Sondage S24 :
 Montant
 escalier,
 direction O/E.
 Le bois est sain



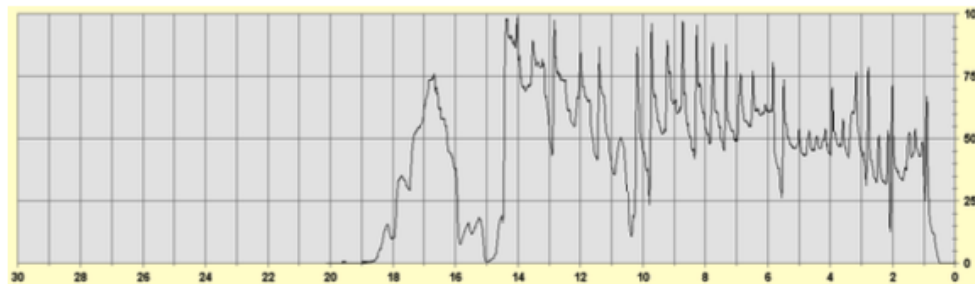
Sondage S25 :
 Montant
 escalier,
 direction N/S.
 Sondage
 interrompu car
 bois trop dur.
 Le bois est sain



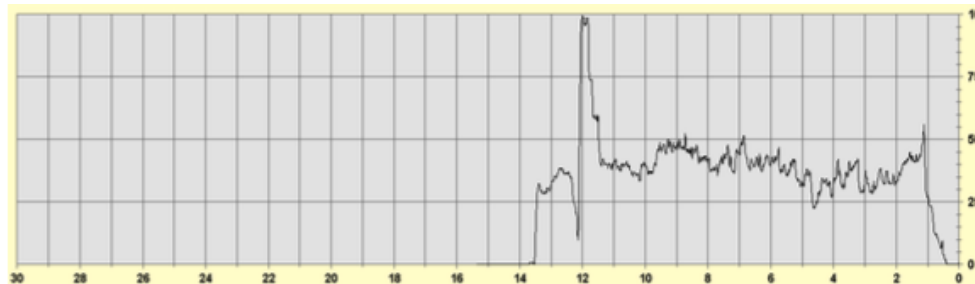
Sondage S26 :
Montant
escalier,
direction N/S.
Le bois est sain



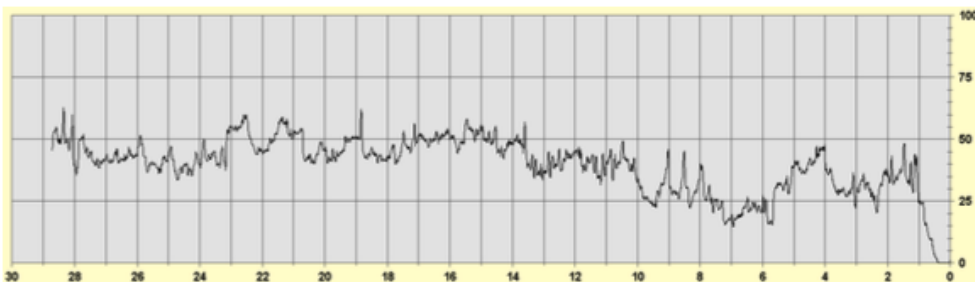
Sondage S27 :
Montant
escalier,
direction O/E.
Le bois est sain



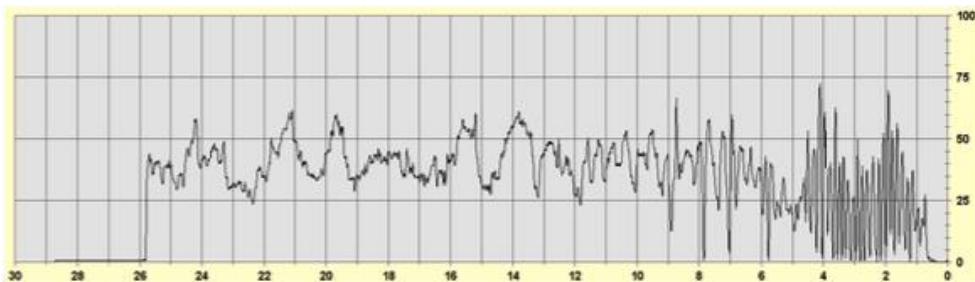
Sondage S28 :
Montant fenêtre
étage, direction
O/E. Le bois est
sain



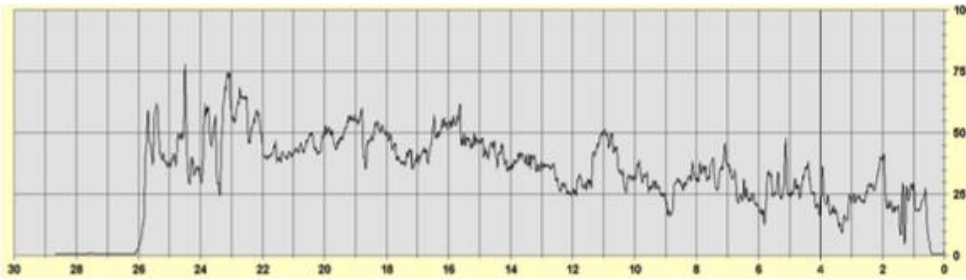
Sondage S29 :
Montant fenêtre
étage, direction
O/E. Le bois est
sain



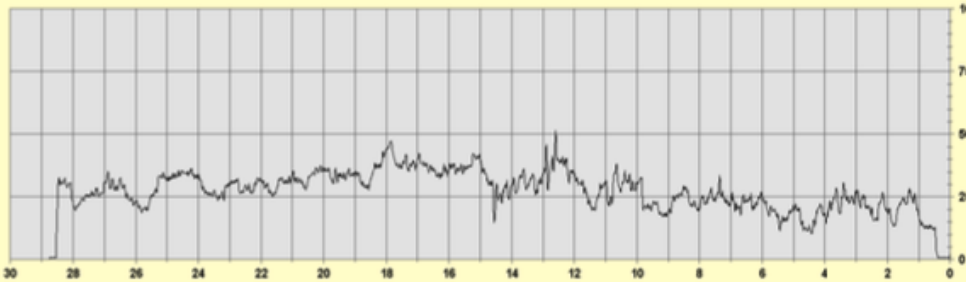
Sondage S30 :
poutre carré
extérieur E4/5,
direction S/N.
Le bois est sain



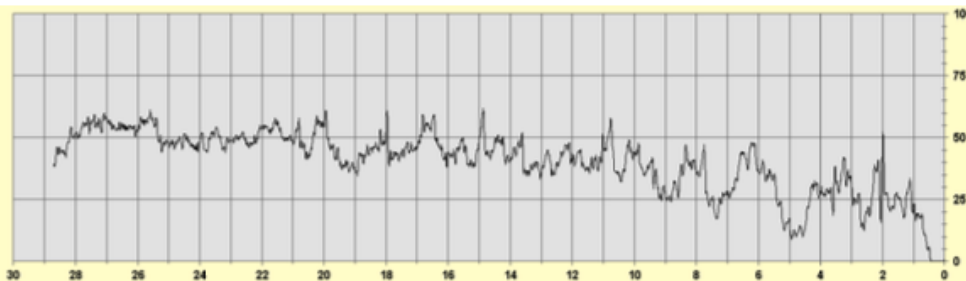
Sondage S31 :
poutre carré
extérieur E2/3,
direction S/N.
Le bois est sain



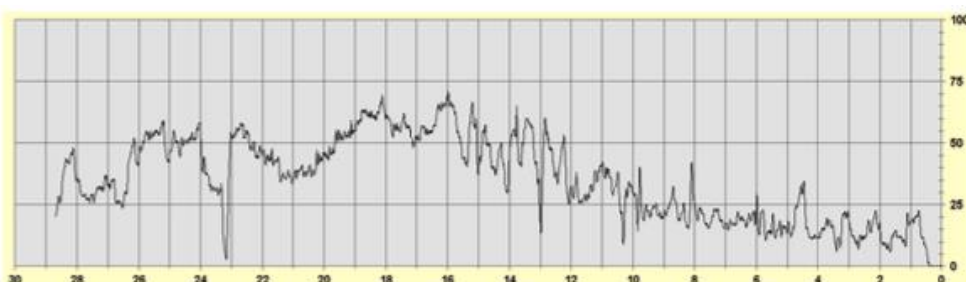
Sondage S32 :
poutre carré
extérieur D/E2,
direction O/E.
Le bois est sain



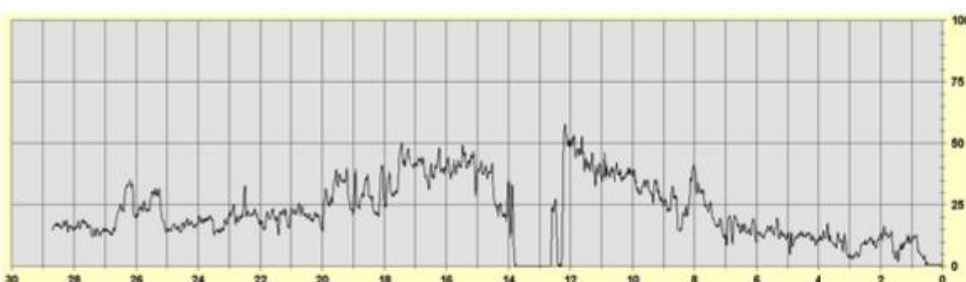
Sondage S33 :
poutre carré
extérieur B/C2,
direction O/E.
Le bois est sain



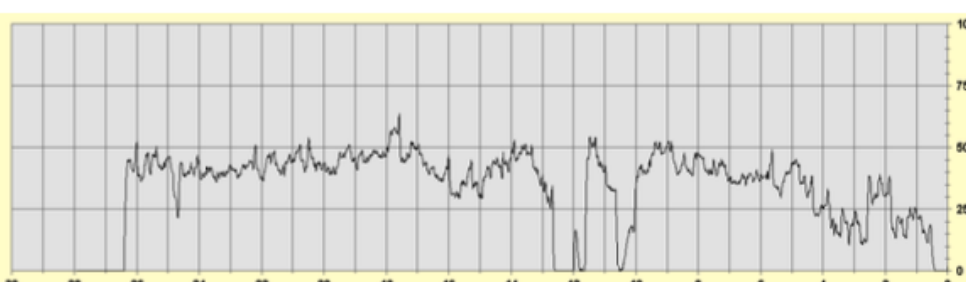
Sondage S34 :
poutre carré
extérieur B2/3,
direction N/S.
Le bois est sain



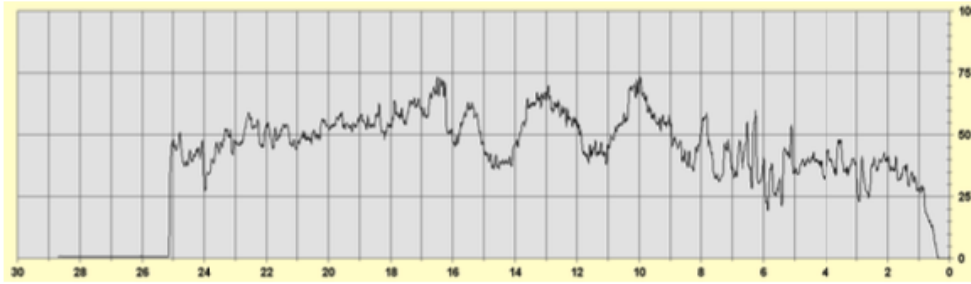
Sondage S35 :
poutre carré
extérieur B4/5,
direction N/S.
Le bois est sain,
mais faible.



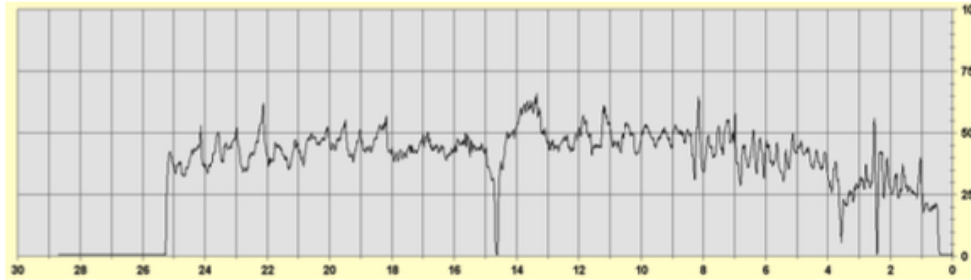
Sondage S36 :
poutre carré
extérieur B/C5,
direction E/O.
Le bois est sain,
mais faible.



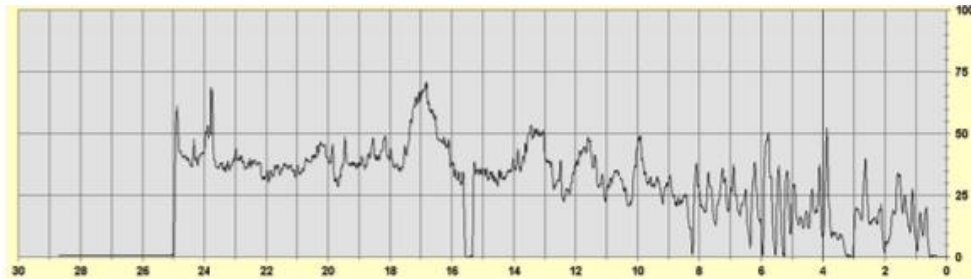
Sondage S37 :
poutre carré
extérieur D/E5,
direction O/E.
Le bois est sain



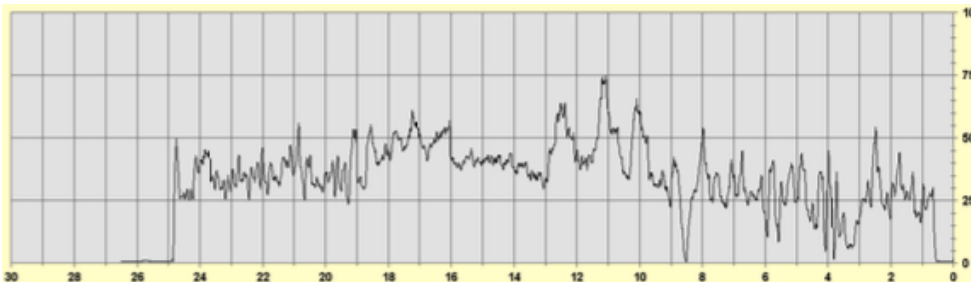
Sondage S38 :
poutre carré
intérieur D3/4,
direction S/N.
Le bois est sain



Sondage S39 :
poutre carré
intérieur C/D3,
direction O/E.
Le bois est sain



Sondage S40 :
poutre carré
intérieur C3/4,
direction N/S.
Le bois est sain,
mais faible.



Sondage S41 :
poutre carré
intérieur C/D4,
direction E/O.
Le bois est sain

A.2 Essais de propagation d'ondes : test de Student

Dans cette partie, nous allons examiner par la méthode de Student les moyennes des estimations de module d'élasticité par la technique d'Impact Echo d'une part et par la technique des ultrasons d'autre part.

La méthode de Student consiste à calculer une statistique de test empirique t_{emp} qui est ensuite comparée à la valeur théorique obtenue par la loi de Student avec un degré de liberté (ddl) donné. Étant donné deux échantillons de n_1 et n_2 mesures avec des moyennes μ_1 et μ_2 et d'écart-types respectifs σ_1 et σ_2 , la statistique de test t_{emp} est calculée par la relation :

$$t_{emp} = \frac{\mu_1 - \mu_2}{\sqrt{S^2 \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}} \quad (\text{A.1})$$

Où S^2 désigne l'estimateur de la variance commune des deux échantillons, calculée par l'expression (A.2).

$$S^2 = \frac{(n_1 - 1)\sigma_1^2 + (n_2 - 1)\sigma_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \quad (\text{A.2})$$

Le Tableau A.2 rappelle le récapitulatif des mesures effectuées pour estimer le module d'élasticité longitudinal du bois.

Tableau A.2- Résultats des essais de propagation d'ondes

Technique	Nombre de mesures	Moyenne (MPa)	Écart-type (MPa)
Marteau d'impact	12	11000	1510,23
Ultrasons	101	9770	1643,02

Le degré de liberté de la population globale est donné par $n_1 + n_2 - 2$, égal à 111 dans notre étude. La valeur théorique de la loi de Student associée à ce degré de liberté avec un risque de 5% est égale à $t_{n_1+n_2-2} = 1,98$. Pour réaliser le test, l'hypothèse nulle \mathcal{H}_0 est exprimée par :

$$\mathcal{H}_0 = \mu_1 = \mu_2 \quad (\text{A.3})$$

L'hypothèse nulle est rejetée si $t_{emp} < t_{n_1+n_2-2}$, si la probabilité associée au test est inférieure à un seuil donné (généralement pris à 0,05) et si la différence des moyennes $\mu_1 - \mu_2$ ne se trouve pas dans l'intervalle de confiance. Le Tableau A.3 donne les résultats du test.

Tableau A.3- Résultats du test de Student sur les estimations de modules effectuées

$\mu_1 - \mu_2$	t_{emp}	DDL	$t_{n_1+n_2-2}$	p-value	Intervalle de confiance à 95%	
					Borne inf.	Borne sup.
1230	2,85	111	1,98	0,0051	434,86	2407,8

Annexe B Résultats des surfaces de réponse

Cette annexe présente les graphes montrant les surfaces de réponse construites pour les différentes réponses structurelles : ajustement du modèle (apprentissage) à partir du plan CCD et validation sur des données aléatoires (validation).

B.1 Sur le portique 2D

B.1.1 Modèles polynomiaux pour la situation intacte

L'écriture sous forme matricielle des modèles polynomiaux peut être donnée par :

$$y = A_0 + A_1^T X + X^T A_2 X$$

Nous donnons ci-dessous les matrices A_0 , A_1 et A_2 pour les réponses structurelles étudiées.

Contrainte normale maximale

$$A_0 = 3,53$$

$$A_1 = \begin{bmatrix} \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \end{bmatrix} \\ A_1 = [0 \quad 0,16 \quad -0,18 \quad -0,03 \quad 0,08 \quad -0,02 \quad -0,038 \quad -0,03 \quad 0 \quad 0]$$

$$A_2 = \begin{bmatrix} \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \\ 0,035 & 0,021 & -0,045 & 0 & 0,018 & 0 & -0,015 & -0,021 & 0 & 0 \\ & 0 & -0,078 & 0 & 0,066 & 0 & -0,139 & -0,052 & 0 & 0 \\ & & 0,079 & -0,007 & 0 & -0,0035 & 0,074 & 0,08 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0,007 & 0 & -0,009 & 0,032 & 0 & 0 \\ & & & & -0,05 & 0 & -0,032 & -0,045 & 0 & 0 \\ & & & & & 0,015 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0,29 & 0,022 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

Contrainte de cisaillement maximale

$$A_0 = 1,34$$

$$\begin{array}{ccccccccccc}
 \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \\
 A_1 = [0 & 0,048 & -0,19 & 0,016 & 0 & 0,016 & -0,057 & -0,11 & 0 & 0]
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccccccccc}
 \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \\
 A_2 = \left[\begin{array}{ccccccccccc}
 0,012 & 0 & -0,024 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 0 & -0,052 & 0,013 & 0 & 0,012 & -0,019 & -0,018 & 0 & 0 \\
 & & 0,12 & -0,006 & 0 & 0,002 & -0,012 & 0,068 & 0 & 0 \\
 & & & -0,026 & 0,003 & 0 & 0,004 & 0,016 & 0 & 0 \\
 & & & & 0 & 0 & 0 & 0,003 & 0 & 0 \\
 & & & & & -0,018 & 0,005 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & 0,05 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & 0,076 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & 0 \\
 & & & & & & & & & 0
 \end{array} \right]
 \end{array}$$

Déplacement horizontal maximal

$$A_0 = 2,07$$

$$\begin{array}{ccccccccccc}
 \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \\
 A_1 = [-0,32 & -0,73 & -0,59 & -0,33 & -0,36 & -0,009 & -0,03 & -0,64 & -0,18 & -0,05]
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccccccccc}
 \rho & E & K_{xt} & K_{xc} & K_{yt} & K_{yc} & K_{\theta} & F_{ut} & F_{uc} & M_u \\
 A_2 = \left[\begin{array}{ccccccccccc}
 0,36 & -0,027 & -0,06 & -0,03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & 0,49 & 0 & 0 & 0,026 & 0 & 0,078 & 0,0073 & 0 & 0 \\
 & & 0,18 & 0,021 & 0,022 & 0,004 & -0,0091 & 0,35 & 0 & 0 \\
 & & & 0,16 & -0,012 & 0 & 0,006 & 0,094 & 0 & 0 \\
 & & & & 0,18 & 0 & 0 & 0,016 & 0 & 0 \\
 & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & 0,14 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & 0,46 & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & 0,18 & 0 \\
 & & & & & & & & & 0,047
 \end{array} \right]
 \end{array}$$

B.1.2 Configurations de dégradations élémentaires

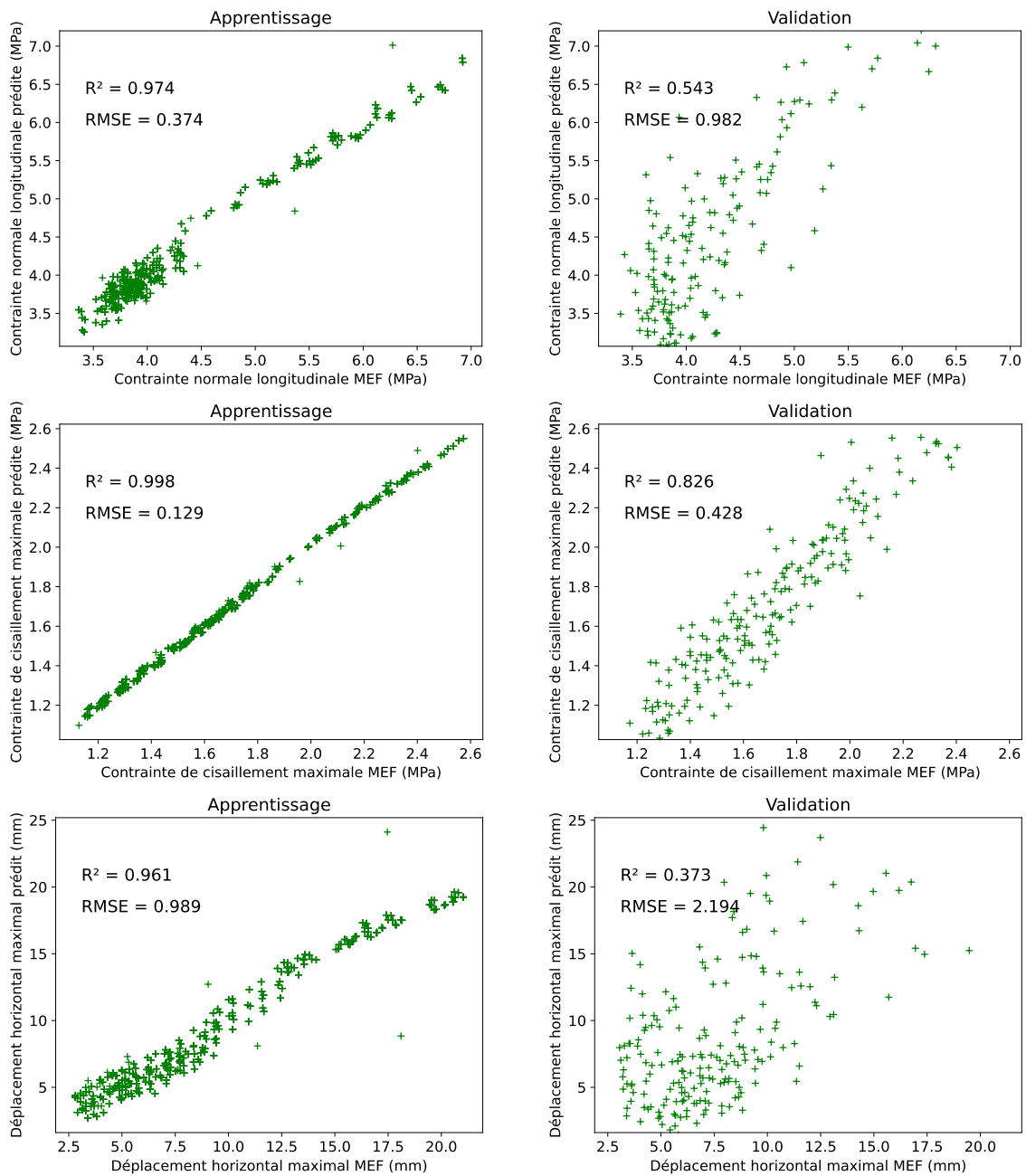


Figure B.1- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 2 (en 2D)

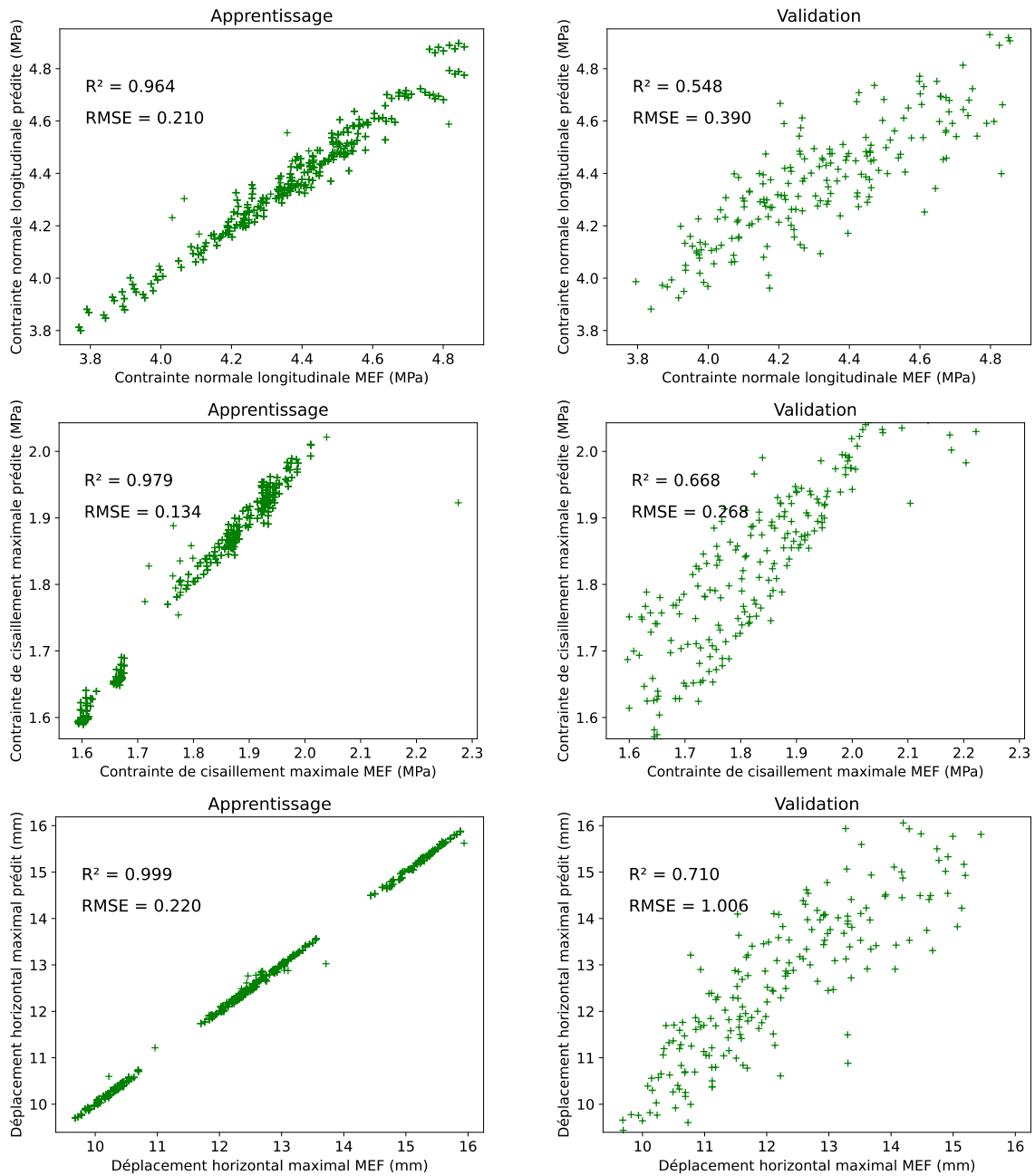


Figure B.2- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 12 (en 2D)

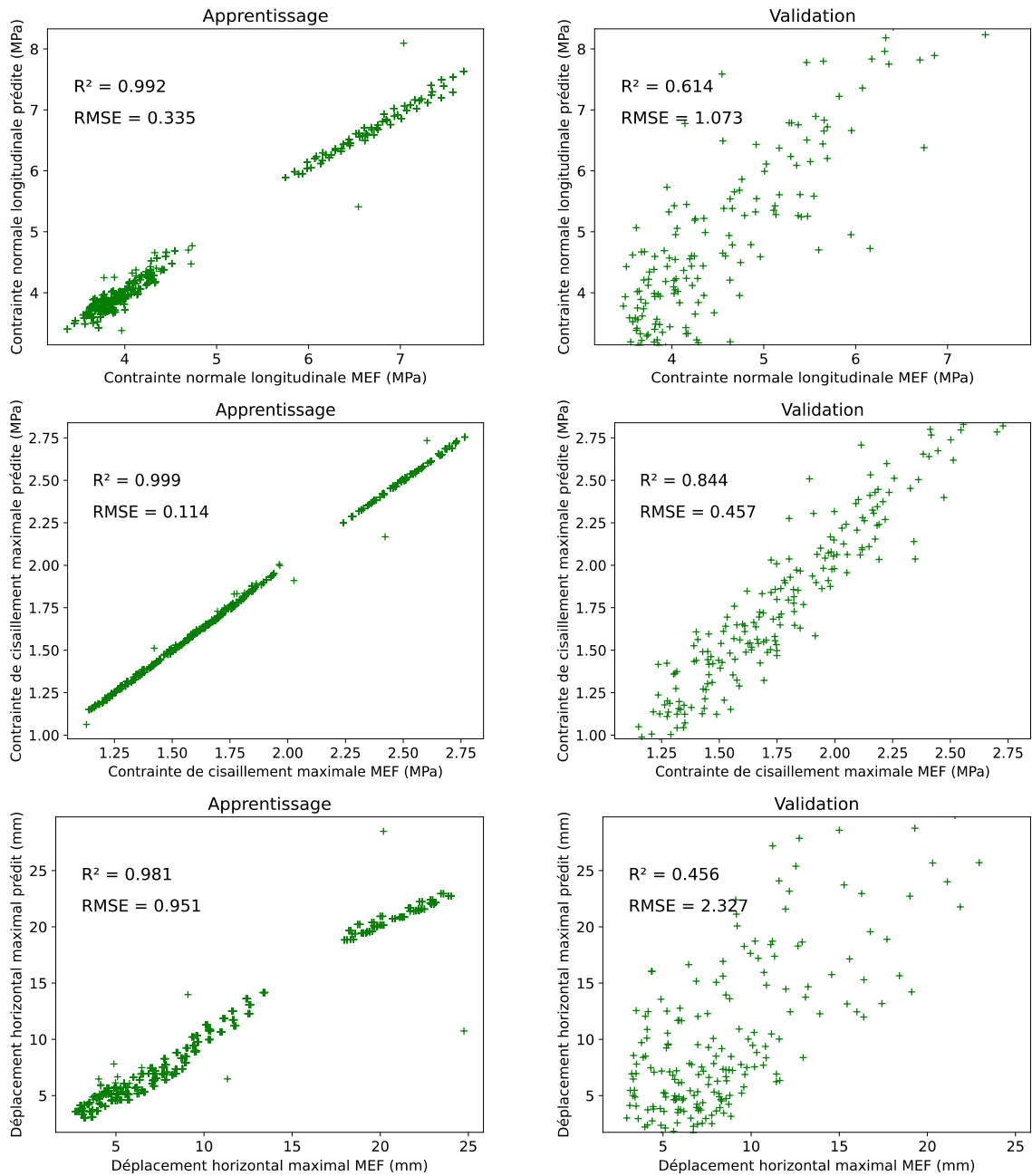


Figure B.3- Surfaces de réponses construites dans le cas de dégradation de l'assemblage 14 (en 2D)

B.2 Sur la halle en 3D

B.2.1 Modèles polynomiaux pour la situation

Contrainte normale maximale

$$A_0 = 13,47$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_1 = [0,41 \quad 0 \quad -0,06 \quad 0 \quad -0,31 \quad 0 \quad 0 \quad 0,96 \quad 0,32 \quad 0,09 \quad 0 \quad 0,05 \quad -0,032]$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_2 = \begin{bmatrix} 0 & 0,05 & -0,03 & 0 & -0,12 & 0 & -0,07 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & -0,08 & 0 & 0,048 & -0,017 & 0 & 0 & 0,07 & 0,03 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & -0,01 & 0 & -0,01 & 0,12 & 0 & 0 & -0,04 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 0,41 & 0 & -0,06 & 0,02 & 0 & 0 & -0,1 & -0,02 & -0,015 & 0 \\ & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0 & 0,06 & 0 & 0 & -0,088 & 0,007 & 0,016 & 0 \\ & & & & & & & & 0 & 0 & 0 & -0,088 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 0,006 & 0 & 0 & -0,018 & 0 \\ & & & & & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & 0,042 & 0,014 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & -0,015 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix}$$

Contrainte de cisaillement maximale

$$A_0 = 1,2$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_1 = [0,033 \quad -0,02 \quad 0 \quad 0 \quad -0,014 \quad 0 \quad 0,06 \quad 0,004 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0,033 \quad 0,006]$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_2 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -0,013 & 0 & 0 & 0 & 0,016 & 0 & 0 & 0 & -0,03 & 0,009 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0,005 & 0 & 0 & 0 & 0,026 & 0 & 0 \\ -0,008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,03 & 0 & 0 & -0,004 & -0,002 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0,002 & 0 & 0 & 0,003 & 0 & 0 & 0 \\ 0,018 & 0 & -0,002 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0,013 & 0 & 0 & 0 \\ -0,004 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,004 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,026 & -0,007 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0,024 & 0,005 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0,004 & -0,007 & -0,01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,007 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0,11 & -0,02 & -0,004 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Déplacement horizontal maximal

$$A_0 = 43,22$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_1 = [1,33 \quad -14,33 \quad -0,41 \quad 0 \quad -1,17 \quad -0,05 \quad -2,46 \quad -4,5 \quad 0 \quad 0 \quad 0,73 \quad 3,89 \quad 3,28]$$

$\rho \quad E \quad K_{xt} \quad K_{xc} \quad K_{yt} \quad K_{yc} \quad K_{\theta} \quad F_{ut} \quad F_{uc} \quad M_u \quad Q \quad S \quad W$

$$A_2 = \begin{bmatrix} 1,78 & -3,57 & 0 & 0 & -0,24 & 0 & -0,86 & 0 & -0,014 & 0 & 0 & 0,22 & 0 \\ 11,17 & 0 & 0 & 0,27 & 0 & 1,13 & 2,96 & 0 & 0 & -0,46 & -2,04 & -1,79 & 0 \\ 0,29 & 0 & -0,03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,054 & 0 & -0,055 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,04 & 0 & 0 & 0 & -0,046 & 0 \\ 0,88 & 0,017 & -0,22 & -0,16 & 0 & 0 & 0 & 0,17 & -0,076 & -0,15 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,03 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1,27 & 0,87 & 0 & 0 & -0,16 & -0,25 & -0,54 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1,3 & 0 & 0 & -0,09 & -0,11 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0,59 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Annexe C Définition des orientations (repères locaux) pour la modélisation des assemblages

La modélisation des assemblages est faite par des éléments de connecteurs auxquels on associe une loi de comportement selon les degrés de liberté. Ces degrés de liberté sont liés à une orientation locale au niveau de l'assemblage, orientation dans laquelle sont considérés les efforts transmis par l'assemblage. Pour la plupart des connecteurs utilisés, l'orientation est requise aux nœuds mis en liaison et elle est définie par deux vecteurs unitaires $vecx(x_a, x_b, x_c)$ et $vecyp(y_a, y_b, y_c)$ et le troisième axe est déterminé en faisant le produit vectoriel des deux premiers. Ces vecteurs sont tels que $vecx$ doit être aligné avec l'axe x local du connecteur et $vecyp$ désigne n'importe quel vecteur du plan x-y du connecteur.

Considérons deux éléments poutre (une poutre et une contrefiche) assemblés par tenon et mortaise. La poutre et la contrefiche sont respectivement représentées par leur axe neutre [AC] et [AB] (Figure C.1).

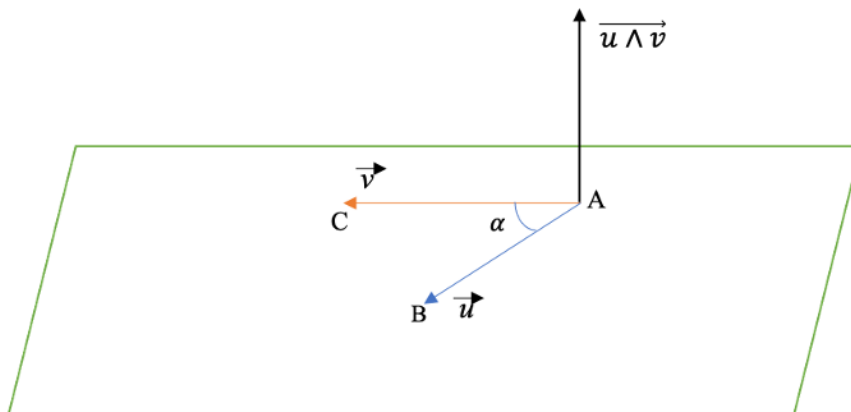


Figure C.1- Représentation géométrique d'une liaison poutre-contrefiche dans le modèle EF

Soient \vec{u} et \vec{v} les vecteurs directeurs des axes neutres des deux éléments. En 2D, $vecyp$ peut être déterminé directement égal à l'axe y. Si on souhaite définir le connecteur de manière à faire coïncider son axe x local avec l'élément de poutre AB par exemple, l'orientation est déterminée en effectuant une rotation R d'angle α du repère global. La matrice de dimension en 2D est alors donnée par :

$$R(\alpha) = \begin{pmatrix} \cos\alpha & -\sin\alpha \\ \sin\alpha & \cos\alpha \end{pmatrix} \quad (C.1)$$

Et on a :

$$vecx = \begin{pmatrix} x_a \\ x_b \\ x_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\alpha \\ \sin\alpha \\ 0 \end{pmatrix}; vecyp = \begin{pmatrix} y_a \\ y_b \\ y_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\sin\alpha \\ \cos\alpha \\ 0 \end{pmatrix} \quad (C.2)$$

Dans un espace 3D, l'approche est un peu différente. Si l'axe x local est aligné avec l'élément de poutre AB, $vecx$ est aligné avec le vecteur \vec{u} . Pour trouver $vecyp$, il suffit de trouver un vecteur du plan x-y du connecteur. Pour cela, supposons que le plan x-y du connecteur soit le même que le plan X-Z du repère global, on a :

$$vecx = \begin{pmatrix} x_a \\ x_b \\ x_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{pmatrix}; vecyp = \begin{pmatrix} y_a \\ y_b \\ y_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (C.3)$$

A partir de ces deux vecteurs, que ce soit dans le code EF Abaqus ou dans Openseespy, le produit vectoriel de $vecx$ par $vecyp$ est calculé numériquement pour trouver l'axe local z du connecteur :

$$z = vecx \wedge vecyp = \begin{pmatrix} u_y \\ u_z - u_x \\ -u_y \end{pmatrix} \quad (C.4)$$

Ensuite, le logiciel effectue le produit vectoriel de z par $vecx$ pour déterminer l'axe local y exact du connecteur afin que le repère (x, y, z) du connecteur forme un trièdre direct.

$$y = z \wedge vecx = \begin{pmatrix} u_z^2 - u_x u_z + u_y^2 \\ -u_y(u_x + u_z) \\ u_y^2 - u_x u_z + u_x^2 \end{pmatrix} \quad (C.5)$$