

N° d'ordre : 2683

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ BORDEAUX I

ÉCOLE DOCTORALE DES SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGÉNIEUR

par **Nicolas ANDRÉ**

POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR

SPÉCIALITÉ : SCIENCES DU BOIS

MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE MÉCANIQUE DES STRUCTURES BOIS DU PATRIMOINE APPLICATION À LA RÉHABILITATION D'UN BEFFROI

Soutenue le 18 juillet 2003

Après avis de :

MM. A. CECCOTTI	Professeur, Université de Florence	Rapporteurs
P. TRIBOULOT	Professeur, ENSTIB-Université Henri Poincaré	

Devant la commission d'examen formée de :

MM. J.L. LATAILLADE	Professeur, LAMEFIP-ENSAM Bordeaux	Président Rapporteur Examineurs
P. GALIMARD	MdC, LRBB-Université Bordeaux 1	
A. CECCOTTI	Professeur, Université de Florence	
J.F. JULLIEN	Professeur, Lab. URG Structures-INSA Lyon	
E. MAURIN	Ingénieur de recherche, LRMH	
P. MORLIER	Professeur, LRBB-Université Bordeaux 1	
P. TRIBOULOT	Professeur, ENSTIB-Université Henri Poincaré	

*Un très grand merci à Nicole.
Sans son précieux soutien, je n'aurai pas pu terminer cette thèse...*

Je remercie vivement Monsieur le Professeur Pierre Morlier, directeur de thèse, de m'avoir accueilli au sein de son laboratoire et d'avoir participé au jury de soutenance.

Monsieur le Professeur Jean-Luc Lataillade m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance. Qu'il trouve ici l'assurance de mes sentiments respectueux.

Je suis très sensible à l'intérêt que Messieurs les Professeurs Ario Ceccotti et Pascal Triboulot ont manifesté à l'égard de ce travail comme rapporteurs et membres du jury.

Je remercie Monsieur le Professeur Jean-François Jullien et Monsieur Emmanuel Maurin d'avoir accepté d'examiner cette étude et de participer au jury de soutenance.

Je suis particulièrement reconnaissant à Monsieur Philippe Galimard, maître de conférences, d'avoir encadré mon travail.

Table des matières

Introduction générale	3
------------------------------	---

1. Problématique de l'analyse des structures bois du Patrimoine

1.1. Le diagnostic et les outils	11
1.1.1. Méthodologie de l'expertise courante	12
1.1.1.1. Aspects généraux	13
1.1.1.2. Spécificités de chaque méthode	15
1.1.1.3. Caractérisation mécanique du matériau bois	16
1.1.2. Les techniques d'analyse du matériau bois et de la structure disponibles	19
1.1.2.1. Inspection visuelle	19
1.1.2.2. Qualification mécanique du matériau	20
1.1.2.3. Modélisation mécanique par les éléments finis	23
1.2. Expression des besoins	24
1.2.1. Modèle mécanique	25
1.2.2. Sécurité et fiabilité	27
1.2.3. Paramétrage	28
1.3. Conclusion	28

2. Mise au point d'une méthode d'analyse des structures bois du Patrimoine

2.1. Identification inverse	39
2.1.1. Introduction au problème inverse	39
2.1.2. Identification de l'endommagement des structures	41
2.1.2.1. Suivi et maintenance des structures	42
2.1.2.2. Localisation et évaluation	43
2.1.2.3. Conclusion	45
2.2. Présentation de la méthode choisie	45
2.3. Modélisation de la structure par les éléments finis	48
2.4. Paramètres explicatifs de la structure	49

2.4.1. Présentation des plans d'expériences	49
2.4.2. Plans factoriels complets	51
2.4.3. Plans factoriels fractionnaires	51
2.4.4. Plans de Plackett-Burman	51
2.5. Optimisation et identification par les algorithmes génétiques	52
2.5.1. Présentation des algorithmes génétiques.....	52
2.5.2. Applications des algorithmes génétiques	53
2.6. Conclusion.....	54

3. Application de la méthode à la réhabilitation d'un beffroi

3.1. Introduction	63
3.2. Modèle éléments finis	67
3.3. Calcul des efforts imposés par le mouvement des cloches	68
3.4. Détermination des paramètres influents	70
3.4.1. Plans d'expériences : influence globale des paramètres	71
3.4.2. Plans d'expériences : étude du renforcement des assemblages.....	75
3.4.2.1. Blocages successifs des jeux d'assemblages.....	76
3.4.2.2. Vérification de la pertinence de la méthode pas à pas :	79
3.4.2.3. Justification de l'utilisation de la méthode pas à pas	80
3.4.2.4. Identification in situ des jeux des assemblages critiques :	84
3.4.2.5. Mise à jour de la modélisation éléments finis :	85
3.4.2.6. Renforcement des assemblages critiques :	88
3.5. Conclusion.....	89

Conclusion générale	95
----------------------------	-----------

Annexe A : Description de la "boîte à outils" pour l'analyse des structures du Patrimoine

A.1 Modélisation de la structure par les éléments finis.....	99
A.2 Détermination des paramètres influents de la structure.....	100
A.3 Identification d'éléments endommagés, optimisation d'un essai non destructif....	101

Annexe B: Identification d'éléments endommagés par la technique des algorithmes génétiques

B.1 Identification des paramètres explicatifs du treillis.....105

B.2 Identification de barres dégradées parmi les barres critiques.....109

Annexe C: Calcul des efforts imposés par le mouvement des cloches

C.1 Introduction.....117

C.2 Calcul numérique.....117

C.3 Calcul analytique.....119

Introduction générale

La conception des structures anciennes en bois ne s'appuie pas sur les notions actuelles de sécurité des constructions. Une modification de l'ouvrage dans sa géométrie ou dans son affectation, l'analyse d'une pathologie, ou l'établissement d'un programme de surveillance/maintenance nécessitent un diagnostic qui doit comporter une approche moderne d'analyse mécanique de l'ouvrage et de ses composants. La connaissance empirique des entreprises spécialisées est de plus en plus souvent battue en brèche face au souci de sécurité des maîtres d'ouvrage. Pour une intervention aussi minime soit-elle, le seul recours actuel est la justification du dimensionnement par les règles de vérification des structures modernes dont le modèle mécanique ne tient pas compte des spécificités des ouvrages bois du Patrimoine.

Afin d'illustrer la problématique de l'analyse des structures anciennes en bois, nous rapporterons le cas cité par Daniel Lefèvre, Architecte en Chef des Monuments Historiques, pendant le séminaire de restitution du Projet "Estimation non destructive et Stratégie d'analyse mécanique des structures anciennes en bois : Développement d'outils spécifiques et applications" qui s'est déroulé à Paris le 26 novembre 2002, concernant la charpente d'une église classée par les Monuments Historiques (située à Pont-l'Abbé dans le Finistère Sud).

Quand il est question de la restauration d'un ouvrage, les Architectes en Chef des Monuments Historiques souhaitent que l'intervention, si elle est inévitable, soit la plus discrète et minimaliste possible. L'aspect architectural doit être conservé, même dans les endroits non visibles.

Le dimensionnement de la charpente de l'église de Pont-l'Abbé a dû être vérifié car la couverture avait été endommagée par une tempête. Souhaitant redonner son aspect originel au bâtiment, l'architecte a voulu mettre des ardoises, tel qu'existant au début de l'histoire de cette église. Un bureau d'études a rédigé une note de calcul en prenant en compte la nouvelle couverture qui se trouvait être plus pesante que la précédente. Les conclusions apportées par le bureau d'études nécessitaient le renforcement systématique de tous les assemblages de la charpente par des tiges filetées et des plats en acier, alors que la charpente avec sa couverture d'origine avait essuyé pendant plusieurs siècles de nombreuses tempêtes sans jamais s'écrouler.

Cet exemple permet de poser des questions qui sont à la base de la problématique ici abordée :

- le modèle mécanique utilisé par les professionnels est-il pertinent ?
- quels sont les paramètres d'entrée de ce modèle ?

- quel est le niveau de sécurité de la charpente avant et après mise en place de la nouvelle couverture (plutôt que de démontrer qu'elle ne se justifie pas par rapport à des règles de conception modernes) ?

Nous proposons dans ce mémoire une méthode d'analyse des structures anciennes en bois qui fonctionne à la manière d'une boîte à outils pilotée par le logiciel Matlab (voir annexe A).

Le premier compartiment de cette boîte contient l'outil "**modélisation des structures bois du Patrimoine**" qui s'appuie sur le logiciel de calcul éléments finis Abaqus. Cet outil nous a permis de créer un modèle mécanique adapté aux structures anciennes par la prise en compte du comportement semi rigide des assemblages traditionnels et par la génération de nombreux paramètres inconnus a priori sur la structure réelle mais qui doivent être identifiés.

Le deuxième compartiment contient l'outil "**identification des paramètres influents du modèle mécanique**". Cette étude paramétrique du modèle mécanique est réalisée par le logiciel de calcul statistique Minitab.

Un troisième compartiment contient l'outil "**optimisation d'un essai non destructif**" qui utilise la technique des algorithmes génétiques fonctionnant sous le logiciel Matlab. La conception d'un essai optimisé permet d'identifier in situ les paramètres influents de la structure.

Une série d'interactions entre les différents compartiments de cette boîte à outils, gérée par le logiciel Matlab, permet d'émettre un diagnostic de la structure ayant pour conséquence une intervention (renforcement, substitution).

La première partie de ce document présente la problématique du diagnostic des structures anciennes en bois. Nous y décrivons les différentes approches de l'expertise par les professionnels, les techniques disponibles permettant une analyse mécanique sur le plan du matériau bois et sur celui de la structure. Enfin nous faisons le constat des besoins actuels de l'expertise afin de définir les grands axes de la méthodologie d'analyse à créer.

Le début de la deuxième partie fait l'objet d'une revue des techniques d'identification inverse utilisées pour la détection d'endommagement dans les structures du génie civil. La suite de ce document décrit la contribution originale de la thèse. La méthodologie d'analyse des structures anciennes en bois créée ainsi que les outils numériques qui la composent sont présentés. Enfin, nous proposons une illustration d'une partie de la méthodologie, qui n'a pas

pu être appliquée à une structure réelle, consacrée à l'optimisation et à l'identification par la technique des algorithmes génétiques.

Dans la troisième partie, nous avons validé cette méthodologie d'analyse des structures bois du Patrimoine sur le beffroi de l'église de Finhan. La finalité de la validation s'est soldée par le renforcement du beffroi et sa remise en service.

Chapitre 1

Problématique de l'analyse des structures bois du Patrimoine

1.1. Le diagnostic et les outils	11
1.1.1. Méthodologie de l'expertise courante	12
1.1.1.1. Aspects généraux.....	13
1.1.1.2. Spécificités de chaque méthode	15
1.1.1.3. Caractérisation mécanique du matériau bois.....	16
1.1.2. Les techniques d'analyse du matériau bois et de la structure disponibles	19
1.1.2.1. Inspection visuelle.....	19
1.1.2.2. Qualification mécanique du matériau	20
1.1.2.3. Modélisation mécanique par les éléments finis.....	23
1.2. Expression des besoins.....	24
1.2.1. Modèle mécanique	25
1.2.2. Sécurité et fiabilité	27
1.2.3. Paramétrage	28
1.3. Conclusion.....	28

1.1. Le diagnostic et les outils

Il convient tout d'abord de rappeler combien la conservation¹ du patrimoine architectural et historique constitue un enjeu de taille pour les pays européens, notamment ceux du sud de l'Europe, qui possèdent de nombreux monuments. En témoignent les travaux des architectes et des ingénieurs qui, au travers des Conférences Internationales STREMAH (Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture), tentent de trouver des solutions aux problèmes posés par la dégradation et le vieillissement des structures (les principaux matériaux étudiés sont la pierre et le bois). De la même façon, le projet Culture 2000^{2,3} coordonné par la Professeur Clara Bertolini Cestari (Ecole Polytechnique de Turin), a pour but de rassembler et partager les connaissances en matière de construction, de diagnostic et de renforcement des ouvrages bois du Patrimoine.

Si cette mise en commun par plusieurs pays européens des connaissances, compétences et réflexions dans le domaine de la conservation du Patrimoine est originale, l'expression des besoins dans ce domaine n'est pas si récente. En 1927, l'Architecte en Chef des Monuments Historiques Henry Deneux, qui publie un article⁴ sur l'évolution de la charpente du XI^{ème} au XVIII^{ème} siècles, est un des premiers à prendre conscience de l'intérêt que représentent les charpentes en bois pour le Patrimoine, soit, bien plus que sa simple fonction mécanique. La charpente est le témoin de l'état de la connaissance mathématique, géométrique et technique de son époque. Par son aspect visuel, elle révèle les outils et méthodes de taille utilisés (bois équarris, bois écorcés ou bois sciés). L'étude des essences de bois utilisées peut permettre de différencier les pièces originelles des pièces rapportées et ainsi de connaître l'historique des interventions (purges, renforcements).

Le souci de conservation, bien présent de nos jours, est le signe évident qu'une partie du Patrimoine est en péril. En effet, les structures existantes, qui ont réussi à traverser plusieurs siècles, ont été altérées par les variations climatiques, les chargements, les agents biologiques et les insectes prédateurs du bois. Ces altérations sont les conséquences du travail du temps sur le matériau constitutif de ces structures : le bois, matériau complexe. Par son origine biologique, les propriétés du matériau, par ailleurs anisotrope, montrent une variabilité bien supérieure à celle d'autres matériaux de construction, homogènes comme l'acier ou le béton. Sa structure interne fait que le bois est très sensible aux variations hygrométriques et son évolution dans le temps sous ces conditions variables modifie ses propriétés mécaniques. Certaines de ces structures ont connu des incendies, des renforcements, des purges, des

changements de fonction mécanique. Nous sommes donc en présence de structures sur lesquelles nous possédons peu, voire pas d'information, avec un matériau présentant un comportement complexe.

Pour pouvoir conserver ce patrimoine, il faut tout d'abord être capable d'émettre un diagnostic permettant de connaître, pour chaque structure analysée, son état de santé, la capacité à accomplir ses fonctions mécaniques, tout en tenant compte des spécificités intrinsèques au matériau bois. Ensuite, suivant les résultats de ce diagnostic, la structure peut être soit conservée dans son état, soit faire l'objet d'une intervention (renforcement, remplacement).

Nous ferons dans cette première partie un état des lieux :

- de l'expertise des structures anciennes en bois telle qu'elle est pratiquée actuellement,
- des techniques existantes permettant une estimation des propriétés physiques et mécaniques du matériau bois,
- des besoins nécessaires pour la mise au point d'une méthode d'analyse mécanique adaptée aux structures anciennes en bois.

1.1.1. Méthodologie de l'expertise courante

Avant d'évoquer les différentes méthodes actuelles de l'expertise, on peut se demander tout d'abord pour quelles raisons une expertise est à envisager. Cette question renvoie en premier lieu aux catégories de structures pour lesquelles un modèle mécanique peut être nécessaire. Nous en distinguerons trois :

- Les structures soumises à des pathologies visibles qui peuvent concerner :
 - des éléments dégradés (altération de la matière),
 - des assemblages détériorés,
 - des déformations "préjudiciables" (flèche excessive, inclinaison de parois),
 - des tassements d'appui.
- Certains ouvrages ne présentent pas de pathologies particulières mais doivent s'adapter à de nouvelles fonctions (augmentation des charges d'exploitation d'un plancher, mise en place d'une couverture plus pesante). Le schéma

mécanique de la structure est modifié. Peut-elle supporter ces nouvelles fonctions sans une intervention (renforcement, ajout d'éléments) ?

- Certaines structures requièrent un suivi dans le temps (pour étudier leur comportement avant ou après une intervention). Il faut être en mesure de répondre à ces questions :
 - quelles caractéristiques allons-nous mesurer ?
 - à quels endroits précis mesurons-nous ces caractéristiques ?

Nous allons montrer que les méthodes d'expertise ont une base commune. Nous décrirons ensuite les spécificités propres aux méthodes suivantes :

- celle du STEP⁵ (Structural Timber Education Program),
- celle du CEBTP⁶ (Centre Expérimental d'études et de recherches du Bâtiment et des Travaux Publics),
- celle des ACMH (Architectes en Chef des Monuments Historiques)¹.

Nous soulignerons enfin le projet de norme italienne⁷ concernant la caractérisation mécanique des bois anciens : c'est la première fois qu'un classement des bois de structures anciennes est créé.

1.1.1.1. Aspects généraux

Les méthodes actuelles de l'expertise des structures anciennes en bois relèvent plus de règles de déontologie que d'une véritable technique. Elles reposent principalement sur le bon sens et l'expérience accumulée au fil des inspections de l'expert. Elles définissent également les grandes lignes à suivre pour mener à bien une expertise. Les conditions de l'inspection y sont précisées, les éléments doivent être accessibles, éclairés et propres. Ces méthodes s'appuient principalement sur :

- l'inspection visuelle,
- l'emploi d'outils rudimentaires pour sonder ou sonner le bois,
- des relevés géométriques de la structure.

Ces méthodes fonctionnent généralement en deux étapes. La première étape vise à évaluer l'état de santé général de la structure en :

- déterminant l'essence des bois,
- mesurant l'humidité des bois,
- évaluant les risques biologiques (attaques fongiques et insectes xylophages),
- évaluant les conditions de service (état de sollicitation),
- faisant une description générale des éléments et de leurs géométries.

Suivant les résultats de cette première étape, la structure est classée par ordre de priorité d'intervention. Une fois que les priorités d'intervention ont été affectées, l'inspection détaillée de la structure peut être envisagée. Les objectifs sont multiples, en premier lieu il s'agit de qualifier les éléments et les assemblages par leurs :

- rigidités,
- résistances du bois qui les constitue,
- sections efficaces.

Pour accéder à ces renseignements, une inspection visuelle détaillée est effectuée :

- mesure de l'humidité des bois,
- qualification des sections résistantes par des techniques visuelles, voire sonore, et des outils de forage du bois visant à déterminer :
 - l'excentrement de la moelle,
 - la présence de nœuds,
 - la position et l'étendue des zones dégradées.
- examen visuel minutieux des assemblages,
- examen de la compatibilité bois/autres matériaux,
- relevé de la ou des précédentes interventions sur la structure.

Nous constatons que l'analyse mécanique de la structure est absente de ces méthodes d'expertise.

1.1.1.2. Spécificités de chaque méthode

Analyse des structures anciennes en bois d'après le STEP

D'après les critères évalués lors de la première étape, la structure examinée est placée dans sa globalité dans une des trois classes suivantes (Bonamini⁵) :

- classe verte : désigne les structures n'étant soumises à aucun risque particulier et présentant un aspect général satisfaisant.
- classe jaune : concerne les structures à priorité d'intervention moyenne. C'est-à-dire que certains éléments sont visuellement dégradés, les risques biologiques peuvent être élevés. Une inspection détaillée et une intervention à court terme sur la structure sont nécessaires même si le risque de ruine n'est pas imminent.
- classe rouge : rassemble les structures à forte priorité d'intervention. Des dégradations sont situées en des lieux critiques, la structure ou partie est susceptible de s'effondrer. Une inspection plus fouillée n'est envisageable qu'après un renforcement préventif de la structure afin d'y travailler en sécurité.

Pratique du diagnostic sur les ouvrages anciens en bois au CEBTP

Dans le cadre de la convention DERF n°61.45.19/00, le CEBTP⁶ fait part de son expérience du diagnostic des structures anciennes en bois (tableau 1).

Les techniques d'estimation non destructive utilisées par le CEBTP sur le matériau bois sont les suivantes :

- un test de résistance à la pénétration d'une pointe qui renseigne sur la densité locale du bois couplé à une mesure de l'humidité.
- un test au marteau léger qui permet de savoir si les pièces sonnent "creux" ou non ; si tel est le cas, il s'agit d'un indice fort de dégradation.

		Système constructif			
		Charpente	Plancher	Pan de bois	
Estimation Non Destructive	Essai	Chargement	Jamais	Rare	Jamais
	Contrôle visuel	Défauts mécaniques	Systématique : appui + zone d'assemblage	Systématique : appui + flèche	Systématique
		Altérations biologiques	Systématique : humidification accidentelle + champignons	Systématique + problème des grosses vrillettes	Systématique : assemblage + poteau
		Géométries (avec un mètre)	Parfois	Toujours	Parfois
	Mesures	Teneur en eau	Systématique	Systématique	Systématique
		Résistance à l'enfoncement d'une pointe	Sur zones altérées	Sur zones altérées	Sur zones altérées
		Masse volumique par prélèvement	Jamais	Rare	Rare

tableau 1 : Méthodologie du diagnostic des structures anciennes en bois (CEBTP⁶).

Le diagnostic pratiqué par les Architectes des Monuments Historiques

D'après les ACMH¹, les méthodes actuelles de diagnostic demeurent majoritairement empiriques. L'intervention actuelle des Architectes en Chef des Monuments Historiques est surtout guidée par le souci de la préservation de l'authenticité de l'ouvrage. Si une intervention sur un ouvrage doit avoir lieu, ils cherchent à l'orienter dans le sens du plus grand respect de la matière et de la conception originelle.

1.1.1.3. Caractérisation mécanique du matériau bois

Le projet de norme italienne⁷ "inspection in situ pour le diagnostic des éléments en oeuvre" définit plutôt un champ d'application pour le diagnostic des éléments en œuvre que pour le diagnostic global de la structure. Les termes tels que "outil non destructif", "dégradation", "section critique" ou encore "section efficace" y sont définis.

L'ensemble des caractéristiques mesurées (voir chapitre 1.1.1.1) permet de classer les éléments de bois selon leur essence en trois catégories (tableau 2).

Caractéristiques		Classes		
		S1	S2	S3
Flache		Max. 1/8	Max. 1/5	Max. 1/3
Lésions variées (gélivure, roulure)		Absent	Absent	Admissibles, présence limitée
Nœud simple		Max. $\frac{1}{5}$ 50 mm	Max. $\frac{1}{3}$ 70 mm	Max. 1/2
Groupe de nœuds		Max. 2/5	Max. 2/3	Max. 3/4
Inclinaison des fibres	En section radiale	Max. 7 %	Max. 12 %	Max. 20 %
	En section tangentielle	Max. 10 %	Max. 20 %	Max 33 %
Fentes radiales de retrait		Admissibles, si non traversantes		
Epaisseur des cernes	Résineux	Max. 2 mm	Max. 3,3 mm	> 3,3 mm
	Chêne	Min. 7 mm	Min. 4 mm	Min. 4 mm
	Châtaignier	Min. 8 mm	Min. 3,3 mm	Min. 3,3 mm
Modalités de mesures				
Flache	Le plus petit des deux rapports entre les dimensions des cotés du flache et la largeur correspondante de la section efficace.			
Nœud simple	Le rapport entre le diamètre minimum du nœud et la dimension de la section efficace sont comparés.			
Groupe de nœuds	Les rapports entre la somme des diamètres minimum des nœuds compris dans un tronçon de 150mm et la dimension de la section efficace sont comparés.			
Inclinaison des fibres	L'inclinaison des fentes de retrait par rapport au sens longitudinal des fibres, mesurée dans une zone ne présentant pas de déviation localisée des fibres (par exemple à cause de gros nœuds).			
Epaisseur des cernes	Plusieurs solutions: mesure directe sur la section transversale (si accessible) ou mesure avec une carotte radiale ou estimation moyenne radiale faite avec un instrument de perçage dynamométrique.			

tableau 2 : Classes de bois de structures en fonction des caractéristiques mesurées (Legnodoc⁷).

C'est la première fois qu'un classement des bois de structure ancienne est mis au point, ceci confère à cette norme un caractère novateur. Le tableau 3 présente les caractéristiques mécaniques de ces bois en fonction de leur classe et de leur essence.

Les assemblages semblent être absents de toute considération dans ce projet de norme contrairement à l'approche définie dans le STEP.

		Valeurs (N/mm ²)				
Essence	Classe	Compression // aux fibres	Flexion	Traction // aux fibres	Cisaillement // aux fibres	Module d'élasticité // aux fibres
Sapin blanc	S1	11	11,5	11	0,9	13000
	S2	9	10	9	0,8	12000
	S3	7	7,5	6	0,7	11000
Sapin rouge	S1	10	11	11	1	12500
	S2	8	9	9	0,9	11500
	S3	6	7	6	0,8	10500
Bouleau	S1	12	13	12	1,1	15500
	S2	10	11	9,5	1	14500
	S3	7,5	8,5	7	0,9	13500
Pin	S1	11	12	11	1	13000
	S2	9	10	9	0,9	12000
	S3	7	8	6	0,8	11000
Châtaignier Orme	S1	11	12	11	0,8	10000
	S2	9	10	9	0,7	9000
	S3	7	8	6	0,6	8000
Peuplier	S1	10	10,5	9	0,6	9000
	S2	8	8,5	7	0,5	8000
	S3	6	6,5	4,5	0,4	7000
Chêne	S1	12	13	12	1,2	13500
	S2	10	11	10	1	12500
	S3	7,5	8,5	7	0,9	11500

tableau 3 : Résistances et module élastique en fonction des essences et des classes de bois (Legnodoc⁷).

En France, le classement visuel⁸ ne s'applique qu'aux bois récents sciés. De plus, le classement visuel du chêne (récemment scié également) n'est présent dans la norme qu'à titre informatif (tableau 4). Les classes visuelles 1 et 2 de chêne correspondent respectivement aux classes de résistance mécanique⁹ D35 et D30 de bois récents sciés. Cependant, cette annexe informative fait office de référence, faute de norme.

Classe		1	2
Largeur des cernes d'accroissement		≥ 7 mm	≥ 4 mm
Diamètre des nœuds		≤ 30 mm	≤ 40 mm
Fentes		non prises en compte	
Pentes de fil	locales	≤ 10 %	≤ 20 %
	générales	≤ 7 %	≤ 12 %
Flaches	longueur	< 1/3 de la longueur de la pièce et < 100 cm	
	largeur	< 1/3 de l'épaisseur de la rive	
Altérations biologiques	piqûres noires	admisses si elle apparaissent sur une seule face	
	échauffure	non admise	
Masse volumique à 20 % (kg/m ³)		≥ 800	≥ 750

tableau 4 : Classement visuel du chêne scié (annexe informative de la norme NF B 52-001).

Les méthodes décrites précédemment concernent l'expertise courante telle qu'elle est pratiquée par les professionnels. Dans le domaine de la recherche, une attention particulière est prêtée à l'expertise des structures anciennes en bois. Si l'inspection visuelle et l'emploi d'outils rudimentaires constituent également une base importante de l'expertise, l'utilisation et le développement d'outils d'END (Estimation Non Destructive) ainsi que la modélisation par les éléments finis de la structure visent à l'améliorer.

1.1.2. Les techniques d'analyse du matériau bois et de la structure disponibles

1.1.2.1. Inspection visuelle

Comme nous l'avons précisé dans les paragraphes précédents, les techniques utilisées pour analyser une structure ancienne sont pour le moment assez rudimentaires. L'inspection visuelle (figure 1) est la technique la plus employée et demeure, pour de nombreux architectes et ingénieurs, la première étape incontournable du diagnostic des structures bois anciennes^{10,11,12,13}.

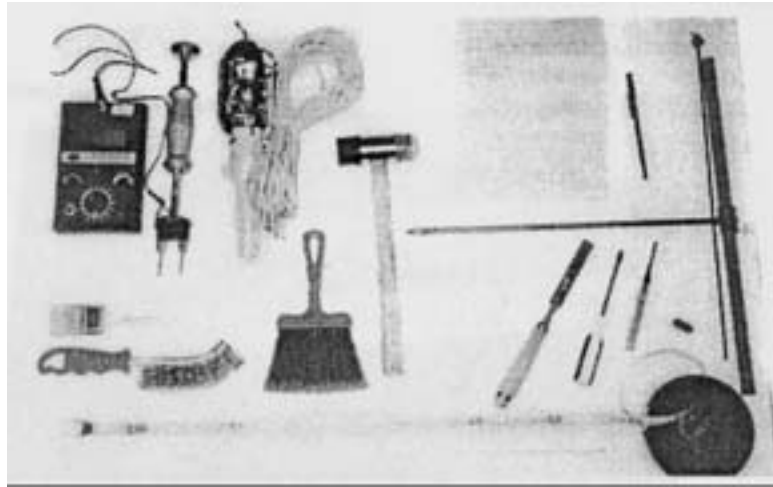


figure 1 : Vue de plusieurs outils utilisés lors d'une inspection visuelle (Macchionni¹¹).

1.1.2.2. Qualification mécanique du matériau

Le développement des outils d'END a apporté une qualification mécanique du matériau bois qui manquait à l'inspection visuelle. Le couplage de l'inspection visuelle et des outils d'END est une démarche qui se répand et les références relatives à cette pratique sont de plus en plus nombreuses^{14,15,16,17,18,19}.

Sans faire une description exhaustive des techniques d'END, nous pouvons citer celles qui sont le plus souvent employées dans le cadre de la qualification non destructive des bois (anciens ou récents). Ces techniques permettent principalement d'estimer la qualité d'une poutre longitudinalement (module d'élasticité longitudinal) et transversalement par des corrélations entre mesures END et mesures statiques.

- Les outils de mesure d'un **temps de propagation d'une onde** (aussi appelé **temps de vol** et que l'on retrouve sous la dénomination stress-wave timing dans la littérature) sont les plus courants et peuvent être divisés en deux familles dépendantes du mode d'excitation de la pièce testée : par un impact ou par un générateur (figure 2). Parmi les plus employés, nous pouvons citer le Sylvatest²⁰, le Pundit²¹, le CCT-4²², le James V Meter²³, le Fakopp²⁴ ainsi que le Metriguard 239 A²⁵.
- Les **vibrations libres**^{26,27} (figure 2) représentent un autre moyen de parvenir à une estimation du module d'élasticité longitudinal d'une poutre. L'échantillon repose sur

des appuis souples ou rigides, un accéléromètre est placé à une extrémité et un impact est produit à l'autre. La transformation du signal temporel, enregistré par l'accéléromètre, en un signal fréquentiel par transformation de Fourier, permet ainsi de calculer un module vibratoire à partir des formulations de Bernoulli²⁶ (première fréquence propre) ou de Timoshenko²⁶ (première et deuxième fréquences propres : prise en compte du cisaillement). Il est possible d'obtenir d'autres caractéristiques mécaniques de l'échantillon en faisant varier la position de l'accéléromètre et en modifiant le point d'impact. Cette technique n'est pas applicable in situ car les extrémités de l'échantillon testé doivent être libres.

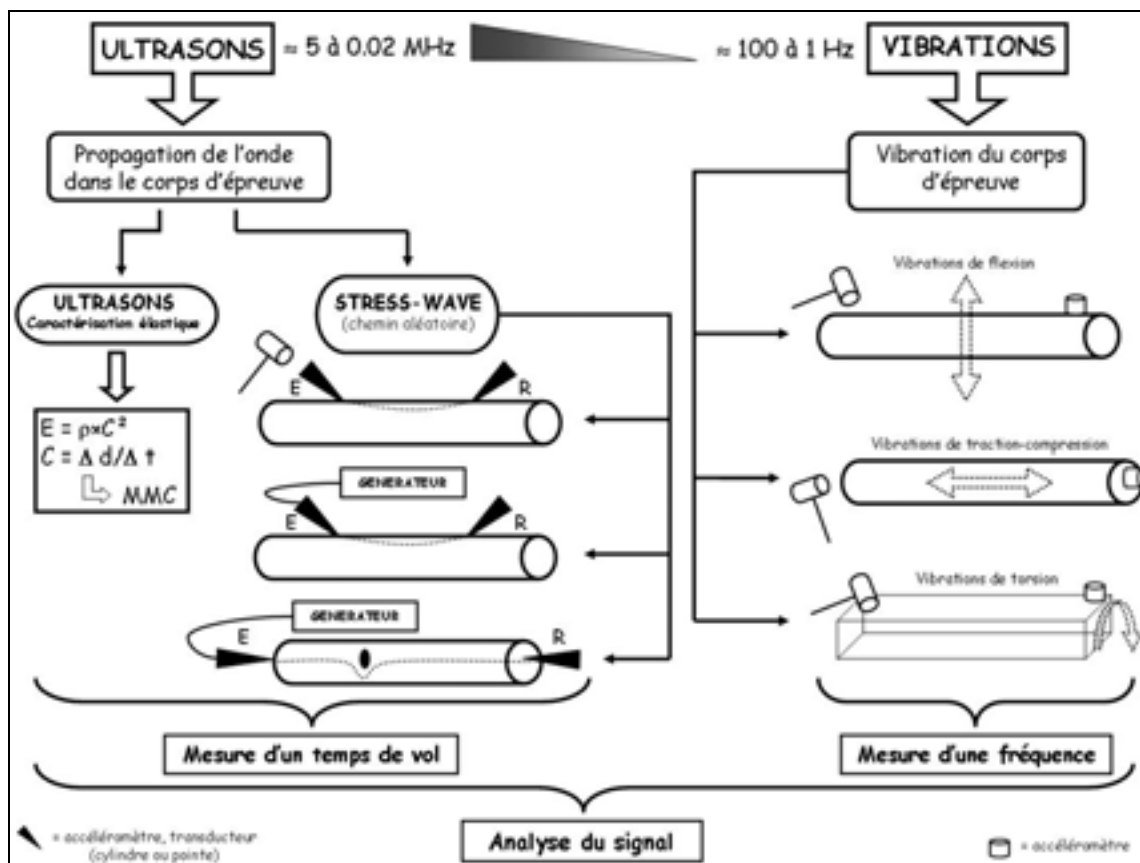


figure 2 : Vibrations libres et propagation d'ondes dans le bois.

- Les **outils de perçage du bois**^{28,29}, basés sur la corrélation entre la progression d'une mèche dans le bois et la consommation d'énergie du moteur nécessaire à cet avancement, sont également employés dans la reconnaissance des sections des poutres

in situ. Le Resistograph³⁰ est l'instrument le plus courant, dont les modèles diffèrent par la longueur de la mèche.

- Nous retrouvons également les **outils de pénétration**^{31,32,33} avec le parallèle entre la profondeur d'enfoncement d'une ou plusieurs pointes dans le bois et l'énergie fournie à ces pointes pour "impacter" le bois. Nous pouvons citer dans ce cas les différents modèles de Pilodyn³⁴ : 4JR, 6J et 12J.

Dans le but de qualifier des poutres anciennes en bois, une campagne d'analyse par des outils d'END a été mise en place dans le cadre du Projet "Estimation non destructive et Stratégie d'analyse mécanique des structures anciennes en bois : Développement d'outils spécifiques et applications"³⁵. Un lot de 53 poutres en chêne analysées provenait de la démolition de charpentes anciennes. Les dimensions des poutres reçues sont telles que : $80 < h < 280$ mm et $1,7 < L < 4,2$ m.

Elles ont été testées à l'aide de plusieurs outils d'estimation non destructive et par des essais statiques (figure 3) afin de connaître leur module d'élasticité longitudinal (MOE) et leur résistance à la rupture (MOR).



figure 3 : Photographie d'un essai statique (flexion 4 points) sur une poutre en chêne au CTBA.

Nous constatons sur le tableau 5 que pour ce lot de poutres testées (qui n'est sans doute pas assez important pour tirer des conclusions définitives), les corrélations entre les mesures des outils d'END (qui peuvent être appliqués in situ) et les résultats des essais statiques sont faibles par rapport à celles entre les mesures des outils d'END (qui ne s'appliquent que sur des éléments aux extrémités libres) et les résultats des essais statiques. Les informations que l'on peut obtenir in situ sont plutôt qualitatives que quantitatives.

	Outils d'END/Principes physiques	MOE (r ²)	MOR (r ²)
Essais réalisables sur des poutres en place	Sylvatest (temps de vol)	0,34	0,19
	Fakopp (temps de vol)	0,24	0,18
	AU2000 (temps de vol)	0,25	0,17
Essais non réalisables sur des poutres en place	Vibrations libres (flexion)	0,48	0,48
	Vibrations (traction/compression) + analyse du signal	0,56	0,38

tableau 5 : Corrélations entre les mesures statiques et les mesures non destructives.

1.1.2.3. Modélisation mécanique par les éléments finis

Dans certaines études³⁶, la modélisation par les éléments finis de toute ou partie de la structure vient épauler le responsable du diagnostic. Cela reste du domaine de la recherche.

Les bureaux d'études, quant à eux, produisent par exemple des notes de calculs pour justifier une solution de renforcement. Cette modélisation est indépendante et vient en aval de l'expertise de la structure par l'architecte ou l'ingénieur. Les bureaux d'études utilisent des logiciels de calculs de poutres ou de barres qui ne permettent pas de réaliser une modélisation aussi fine que celle de logiciels de calcul par éléments finis.

1.2. Expression des besoins

Il semble clair que l'inspection visuelle et le savoir-faire de l'expert sont pour le moment les principales armes pour poser le diagnostic d'un ouvrage en bois. Nous sommes donc face à un vide considérable en ce qui concerne l'analyse mécanique de la structure.

La modélisation de la structure (par les éléments finis ou par réseaux de poutres), si elle est effectuée, n'a pas de lien direct avec l'expertise (inspection visuelle ou campagnes d'essais d'END). Ainsi, deux cas sont envisageables : soit la structure est auscultée sur sa totalité et, dès lors, cette opération relève d'un travail considérable. Soit la structure est auscultée d'après les résultats de l'inspection visuelle, et dans ce cas, l'expert peut ignorer des éléments qui ne sont pas dégradés visuellement.

La modélisation par éléments finis pratiquée par les chercheurs est par exemple utilisée dans le but de comprendre le fonctionnement mécanique d'une charpente ou d'une partie de la charpente, et notamment des assemblages³⁶. Aucune indication dans la littérature ne laisse penser que les paramètres évalués par les essais d'END sont injectés dans le modèle éléments finis de la structure analysée.

L'importance des assemblages traditionnels n'est pas suffisamment soulignée. Pourtant, leur rôle dans la structure est primordial. Ils influencent le comportement et la résistance des structures bois. Les assemblages bois assurent le transfert entre éléments des sollicitations induites par les actions extérieures. Il existe des formules de vérification du dimensionnement des assemblages traditionnels (STEP 1, chapitre V-1³⁷) afin d'assurer ces transferts de sollicitations. Un autre aspect important concerne le comportement semi-rigide en rotation des assemblages bois. Cette rigidité en flexion est prise en compte dans les calculs des assemblages mécaniques sollicités en flexion (STEP 1, chapitre V-16³⁷).

Dans le domaine de l'expertise courante, les assemblages traditionnels ne sont évoqués que dans le cadre de l'inspection visuelle. Dans le domaine de la recherche, les assemblages font parfois l'objet d'études visant à mieux comprendre leur comportement mécanique dont nous parlerons dans la suite de ce mémoire. Cependant, nous rappelons que ces études sont indépendantes de l'expertise des structures anciennes en bois.

1.2.1. Modèle mécanique

Sans contester le bien fondé de l'inspection visuelle couplée ou non aux outils d'END, base importante de l'expertise, nous constatons que la modélisation par éléments finis n'est que très rarement utilisée et n'a pas d'implication directe avec l'expertise réalisée sur la structure.

Les bureaux d'études pratiquent une modélisation des structures par réseaux de poutres mais ne se servent pas de l'expertise réalisée en amont de leur intervention pour réduire le nombre important de paramètres inconnus dans le modèle. De plus, les modèles utilisés par les bureaux d'études sont fondés sur des hypothèses simplistes :

- inertie des poutres constante,
- continuité du matériau,
- liaisons parfaites (par rotule ou par encastrement).

Le modèle mécanique contient également de nombreux paramètres inconnus (rigidité des éléments, résistance du matériau bois, sections utilisées).

Nous pouvons aller au-delà de ce constat en disant que la modélisation n'est pas intégrée de façon globale à la démarche de diagnostic des structures. La modélisation par éléments finis n'est employée que dans le cadre de projets de recherche sur des ouvrages très spécifiques ou alors qu'en aval de toute la procédure de diagnostic de l'ouvrage, ceci restant le travail du bureau d'études (vérification du dimensionnement d'une solution de renforcement par exemple).

Cela semble pourtant un point crucial de l'analyse d'un ouvrage. A quoi bon remplacer ou renforcer une poutre qui montre une faiblesse (par l'inspection visuelle et les outils d'END) si mécaniquement elle est peu sollicitée ? L'apport de la modélisation du comportement mécanique de l'ouvrage peut répondre à cette question.

Ce travail de modélisation du comportement mécanique de l'ouvrage est a fortiori indispensable car, à l'inverse des ouvrages bois modernes, les règles de conception et surtout l'état initial de la structure sont inconnus. Il est impossible de comparer l'état actuel d'une structure avec son état initial comme cela pourrait se faire avec une structure moderne. Les éléments des structures bois modernes sont dimensionnés en fonction des charges qu'ils vont devoir supporter. Les éléments les plus sollicités ou les plus contraints sont donc bien connus.

Pour les structures anciennes, nous ne connaissons pas ces informations, il faut donc faire ce travail de **déconstruction** afin de savoir **quels éléments et/ou quels paramètres gouvernent le comportement mécanique de la structure**.

Les bureaux d'études de calculs sont régulièrement consultés pour vérifier une solution de renforcement ou un changement de fonction d'une structure bois ancienne. Ils produisent des notes de calculs qui se justifient par rapport à des réglementations propres aux structures bois modernes. Est-ce légitime de vérifier une structure exceptionnelle de par son âge par des règles de conception modernes qui n'ont que quelques dizaines d'années d'existence ? Pour illustrer ce propos, nous pouvons citer Christophe Bottineau¹, responsable de la section technique de la compagnie des Architecte en Chef des Monuments Historiques, qui explique que les bureaux d'études ne permettent pas d'utiliser un plancher de cinq mètres de portée en solives de chêne $12 \times 12 \text{ cm}^2$ avec une charge d'exploitation supérieure à 250 kg/m^2 . De la même façon, il explique que "si certaines structures ont été surdimensionnées dès l'origine (figure 4 : charpente de la Cathédrale de Versailles), la majorité d'entre elles ont été justement dimensionnées par expérience empirique (Grange des Antonistes à Metz) et sont aujourd'hui sous-dimensionnées au regard des règles de calculs en vigueur". En développant un modèle mécanique adapté (par l'intégration de paramètres d'inertie des éléments, de paramètres d'assemblages), il sera possible de dire qui des ACMH ou de "la norme" est le plus proche d'un compromis entre authenticité et sécurité de la structure.



figure 4 : Vue de la charpente de la Cathédrale de Versailles.

Cet état normatif peut conduire à des interventions abusives comme par exemple un renforcement systématique de la structure voire même une substitution de toute ou partie de la structure par reconstruction (bois, béton ou acier). Une structure datant de plusieurs siècles peut ne pas être conservée car elle ne se justifie pas par rapport aux règles de conception actuelles type Eurocode 5.

1.2.2. Sécurité et fiabilité

L'exemple cité précédemment montre bien que les Maîtres d'Œuvre doivent être en mesure d'apporter des justifications à des solutions de renforcement, des substitutions. Ces justifications vont dans le sens d'un besoin de sécurité au sens actuel, c'est-à-dire normatif, du terme.

L'arrivée de la modélisation du comportement mécanique des structures a permis la construction d'ouvrages plus complexes, de tailles ou capacités plus importantes. Les coefficients de sécurité de nature déterministe ont été introduits dans les premiers règlements de conception des structures. Ces coefficients permettaient de prendre en compte les approximations dues à la modélisation, les incertitudes liées au matériau employé, aux variations possibles des charges appliquées. Ils ont été choisis de façon empirique, et ont varié en fonction de retours d'expériences. Le CB 71 (règles de calcul et de conception des charpentes en bois : NF P 21 701) est un code de calcul déterministe qui est toujours utilisé par les professionnels de la construction bois.

Puis l'émergence de la démarche probabiliste en mécanique a permis le développement de méthodes mathématiques visant à estimer la probabilité pour qu'une structure atteigne un certain état de défaillance à partir d'une prise en compte probabiliste de paramètres incertains. Cette approche s'appuie sur la définition d'un ou plusieurs modes de défaillance, sur la connaissance statistique de variables élémentaires (variables aléatoires) de la structure (telles que les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, la géométrie de la structure, les chargements appliqués) modélisées par des lois de probabilités. Ainsi, il est possible d'évaluer les incertitudes relatives à une structure et d'estimer de manière quantitative la fiabilité de celle-ci par le calcul d'une probabilité d'occurrence d'un évènement indésirable (par exemple son effondrement). L'Eurocode 5 est un code de calcul semi probabiliste. Les formulations sont simplifiées en utilisant, par exemple, les valeurs de fractiles à 5 % des propriétés

mécaniques du bois (et non plus des valeurs moyennes comme dans le CB 71) et des coefficients partiels de sécurité.

Bien que cela représente un des buts poursuivis dans de ce sujet de thèse, l'élaboration d'un modèle mécanique adapté à chaque ouvrage étudié doit servir de base au calcul d'un indice de fiabilité.

1.2.3. Paramétrage

Les structures anciennes en bois présentent souvent un caractère redondant, c'est-à-dire qu'elles peuvent être fortement hyperstatiques. Ainsi certaines poutres ou barres ne transmettent que peu d'efforts par rapport à d'autres. Il existe alors une hiérarchie dans les éléments d'une structure, certains sont fortement sollicités, d'autres le sont moins. Donc suivant la ou les caractéristiques globales (réponses à évaluer) que nous souhaitons connaître pour une structure, il est possible de les décrire par un nombre réduit de paramètres, tout en gardant une qualité dans cette description.

Ces paramètres descriptifs peuvent être des paramètres :

- d'assemblages,
- de poutres ou de barres,
- d'appuis,
- de charges.

Nous détaillerons par la suite un exemple sur une structure simple, qui montre que suivant la réponse évaluée, il est possible de décrire cette réponse par un nombre de paramètres explicatifs deux fois moins important que le nombre de paramètres pouvant décrire cette réponse au départ.

1.3. Conclusion

L'expertise courante des structures anciennes en bois telle qu'elle est pratiquée actuellement s'appuie sur le savoir-faire de l'expert, l'inspection visuelle et parfois l'utilisation d'outils d'estimation non destructive. Les méthodes référencées relèvent plus

d'un ensemble de recommandations pour mener à bien une expertise que d'une véritable technique.

Du côté de la recherche, nous pouvons faire le même constat, en signalant que l'accent est surtout mis sur l'utilisation et le développement des outils d'END. La modélisation par éléments finis des structures est peu employée du fait d'un paramétrage important et ne constitue pas une partie décisive dans l'émission du diagnostic.

Il convient de mettre au point un modèle mécanique précis et propre à chaque structure, intégrant les spécificités dues à la construction bois (par exemple les assemblages). Le revers d'un modèle mécanique précis est un nombre de paramètres très important. Ce nombre de paramètres doit être réduit dans la mesure du possible. Il est donc important de trouver les paramètres moteurs du comportement de l'ouvrage. Bénéficiant d'un nombre de paramètres réduit (paramètres explicatifs d'une réponse spécifique), il est nécessaire de les identifier sur l'ouvrage à l'aide des outils d'END par exemple. Cependant nous avons vu les limites de ces techniques, les plus efficaces s'appliquant sur des éléments de structure sortis de leur contexte. Il faut donc utiliser d'autres techniques pour mesurer ces paramètres sur la structure : les techniques d'identification inverse.

La mise au point d'un modèle mécanique ne remet pas en cause l'intérêt de l'inspection visuelle couplée ou non aux outils d'END mais le modèle mécanique doit permettre de diminuer le travail d'inspection tout en l'améliorant. En effet, les altérations de la structure ne sont pas forcément visibles et une altération, suivant le lieu où elle se trouve, n'est pas forcément préjudiciable pour la structure.

-
- ¹ BOTTINEAU C. - "Quel Diagnostic pour quelle Conservation ?" - 10 pages, février 2003
- ² "Wooden Handwork / Wooden carpentry : European Restoration Sites" - Proceedings of Culture 2000 Project : Italian Action – Editor : Clara Bertolini Cestari - 320 pages, ISBN = 2-84299-344-6, Elsevier, 2001
- ³ "European Timber Buildings as an Expression of Technological and Technical Cultures" - Proceedings of Culture 2000 Project : Finnish and Portuguese Actions- Editors : Clara Bertolini Cestari, José Amorim Faria, Anu Soikkeli - 334 pages, ISBN = 2-84299-419-1, Elsevier, 2002
- ⁴ DENEUX H. - "L'évolution des Charpentes du XI^{ème} au XVIII^{ème} siècle" - Extrait de la revue "L'ARCHITECTE", 27 pages, 1927
- ⁵ BONAMINI G. - "Restoring Timber Structures - Inspection and Evaluation" - Timber Engineering STEP 2, Chap. D3, pp 1-9, 1995
- ⁶ LE GOVIC C. - "Convention DERF n°61.45.19/00 - Programme END : Stratégie d'Analyse Mécanique des Structures Anciennes - Rapport Partiel n°1" – Rapport d'Avancement du CEBTP, 15 pages, Mars 2001
- ⁷ LAVISCI P. (Legnodoc) - "Inspection in situ pour le diagnostic des éléments en oeuvre" - Projet de norme italienne, 10 pages.
- ⁸ Norme française NF B 52-001 - "Classement visuel pour l'emploi en structure des principales essences résineuses et feuillues" - 17 pages, 1996
- ⁹ Version française de la norme européenne EN 338 - "Bois de structures - Classes de résistances" - 7 pages, 1992
- ¹⁰ BERTOLINI CESTARI C., GORI R., BONAFEDE L. - "The Use of Nondestructive Test on Historic Timber Structures" - Proceedings of the 5th International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings : STREMAH V, San Sebastian, Spain, pp 69-81, June 1997

¹¹ MACCHIONI N. - "Inspection Techniques for Ancient Wooden Structures" - Structural Analysis of Historical Constructions II : Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, Barcelona, Spain, pp 149-162, 1998

¹² EMERSON R.N., POLLOCK D.G., KAINZ J.A., FRIDLEY K.J., MCLEAN D.I., ROSS R.J. - "Nondestructive Evaluation Techniques for Timber Bridges" - Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering, Montreux, Switzerland, pp 670-677, August 1998

¹³ GOFFI F., GIANNICO F. - "Diagnose on the Conservation State of Several Timber Structures in the Genoese Area" - Proceedings of the 1st International RILEM Symposium on Timber Engineering, Stockholm, Sweden, pp 681-690, September 1999

¹⁴ BERTOLINI C., BRUNETTI M., CAVALLERO P., MACHIONNI N. - "A Non Destructive Diagnostic Method on Ancient Timber Structures : Some Practical Application Examples" - Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering, Montreux, Switzerland, pp 456-463, August 1998

¹⁵ ANTHONY R.W., PANDEY A.K., ARNETTE C.G. - "Integrating Nondestructive Evaluation Tools for the Inspection of Timber Structures" - Proceedings of the 11th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Madison, Wisconsin, USA, pp 169-174, 1999

¹⁶ BALDASSINO N., PIAZZA M., ZANON P. - "In Situ Evaluation of the Mechanical Properties of Timber Structural Elements" - Proceedings of the 10th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Lausanne, Switzerland, pp 369-377, August 1996

¹⁷ CECCOTTI A., TOGNI M. - "NDT on Ancient Timber Beams : Assessment of Strength/Stiffness Properties Combining Visual and Instrumental Methods" - Proceedings of the 10th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Lausanne, Switzerland, pp 379-388, August 1996

¹⁸ PALAIA-PEREZ L., GALVAN LLOPIS V., CERVERA MORENO F., MOLINA NIETO R. - "NDT Determination of the Strength Loss of Deteriorated Wood, by Using Ultrasonic Techniques and a Specific Wood Tester" - Proceedings of the 12th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Sopron, Hungary, pp 327-336, September 2000

-
- ¹⁹ ROSS R.J., PELLERIN R.F. - "Nondestructive Testing for Assessing Wood Members in Structures : A Review" - US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Product Laboratory, General Technical Report FPL-GTR-70, Madison, Wisconsin, USA, 27 pages, 1981
- ²⁰ SANDOZ J.L. - "Reliability Assurance of Structural Timber using Ultrasound" - Proceedings of the 1st European Symposium on Nondestructive Evaluation of Wood, Sopron, Hungary, pp 216-224, September 1994
- ²¹ MACHADO J.S., SARDINHA R., CRUZ H. - "Evaluation of Lengthwise Variation of Mechanical Properties by Ultrasounds" - Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering, Montreux, Switzerland, pp 304-311, August 1998
- ²² KUKLIK P., DOLEJS J. - "Nondestructive Evaluation of Structural Timber" - Proceedings of the 5th World Conference on Timber Engineering, Montreux, Switzerland, pp 692-699, August 1998
- ²³ WILCOX W.W. - "Detection of Early Stages of Wood Decay with Ultrasonic Pulse Velocity" - Forest Products Journal, Vol. 38, No. 5, pp 68-73, May 1988
- ²⁴ DIVOS F., NEMETH L., BEJO L. - "Evaluation of the Wooden Structure of a Baroque Palace in Papa, Hungary" - Proceedings of the 11th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Madison, Wisconsin, USA, pp 153-160, 1999
- ²⁵ HOYLE R.J., PELLERIN R.F. - "Stress Wave Inspection of a Wood Structure" - Proceedings of the 4th Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Vancouver, Washington, USA, pp 33-45, August 1978
- ²⁶ CASAGRANDE S. - "Evaluation Non Destructive par une Analyse Vibratoire des Performances Mécaniques de Bois Reconstitués" - Thèse n° 1877, Université Bordeaux I, 175 pages, 1998
- ²⁷ PERSTORPER M. - "Strength and Stiffness Prediction of Timber Using Conventional and Dynamic Methods" - Proceedings of the 1st European Symposium on Nondestructive Evaluation of Wood, Sopron, Hungary, pp 321-330, September 1994

-
- ²⁸ GORLACHER R. - "Non-Destructive Testing of Wood : Measuring Drilling Resistance" - Proceedings of the 1991 International Timber Engineering Conference, London, UK, pp 403-409, September 1991
- ²⁹ KAPPEL R., MATTHECK C. - "Distribution of Drilling Resistance and Strength Properties at the Base of Trees" - Proceedings of the 12th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood, Sopron, Hungary, pp 207-213, September 2000
- ³⁰ RINN F. - "Resistographic Inspection of Construction Timber, Poles and Trees" - Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast, Australia, pp 469-478, July 1994
- ³¹ SANDOZ J.L., LORIN P., GUILLOUX Ch., VANACKERE O. - "New Technologies of Evaluation in Service Wooden Poles" - Proceedings of the International Conference Wood and Wood Piles, Fort Collins, Colorado, USA, 14 pages, March 1996
- ³² GIURIANI E., GUBANA A. - "A Penetration Test to Evaluate Wood Decay and its Application to the Loggia Monument" - Materials and Structures, Vol. 26, pp 8-14, 1993
- ³³ COWN D.J., HUTCHISON J.D. - "Wood Density as an Indicator of the Bending Properties of Pinus Radiata Poles" - New Zealand Journal of Forestry Science, Vol. 13, No. 1, pp 87-99, 1983
- ³⁴ HANSEN C.P. - "Application of the Pilodyn in Forest Tree Improvement" - Technical Note No. 55, Danida Forest Seed Centre, Humlebaek, Denmark, 11 pages, July 2000
- ³⁵ GALIMARD P. - "Estimation Non Destructive et Stratégie d'Analyse Mécanique des Structures Anciennes en Bois : Développement d'Outils Spécifiques et Applications" - Rapport d'avancement, Convention DERF n°61.45.19/00, 14 pages, Octobre 2001
- ³⁶ BERTOLINI CESTARI C. - "Intervention and Repair Techniques in Wooden Ancient Structures" - Structural Analysis of Historical Constructions II : Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, Barcelona, Spain, pp 179-204, 1998
- ³⁷ "Structures en Bois aux Etats Limites, Introduction à l'Eurocode 5 ; STEP 1, Matériaux et Bases de Calcul" - ISBN = 2-212-11832-5, Eyrolles, 1996

Chapitre 2

**Mise au point d'une méthode d'analyse mécanique des
structures bois du Patrimoine**

2.1. Identification inverse.....	39
2.1.1. Introduction au problème inverse.....	39
2.1.2. Identification de l'endommagement des structures.....	41
2.1.2.1. Suivi et maintenance des structures	42
2.1.2.2. Localisation et évaluation.....	43
2.1.2.3. Conclusion.....	45
2.2. Présentation de la méthode choisie	45
2.3. Modélisation de la structure par les éléments finis	48
2.4. Paramètres explicatifs de la structure.....	49
2.4.1. Présentation des plans d'expériences	49
2.4.2. Plans factoriels complets	51
2.4.3. Plans factoriels fractionnaires	51
2.4.4. Plans de Plackett-Burman	51
2.5. Optimisation et identification par les algorithmes génétiques	52
2.5.1. Présentation des algorithmes génétiques.....	52
2.5.2. Applications des algorithmes génétiques	53
2.6. Conclusion.....	54

La mise au point d'une méthode d'analyse des structures anciennes en bois doit s'articuler autour d'un modèle mécanique. Ce modèle contient de nombreux paramètres sur lesquels nous n'avons pas directement une information. Les informations que nous possédons sont les conséquences des agissements de ces paramètres sur la structure (déformée, dégradation). Nous sommes face à un problème d'identification inverse. Il convient d'abord de hiérarchiser ces paramètres puis de les identifier sur la structure afin d'en recueillir des informations.

Cette deuxième partie traitera :

- de l'identification inverse dans les structures du génie civil,
- de la méthode choisie pour analyser les structures du Patrimoine,
- des plans d'expériences,
- des algorithmes génétiques,
- d'une application des algorithmes génétiques à l'identification d'éléments endommagés.

2.1. Identification inverse

2.1.1. Introduction au problème inverse

Cette introduction s'appuie sur les explications de Richard Lagabrielle, Directeur de Recherche au LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), concernant les problèmes inverses³⁸ dans le domaine de la géophysique. Etant donné un dragon (figure 5), dont on connaît toutes les caractéristiques, qui se tient debout sur ses quatre pattes sur un sol déformable de propriétés connues, on se pose la question de savoir quelles empreintes il va laisser sur le sol. Ceci constitue un problème direct car on demande de prévoir le résultat d'une action qui, par l'intermédiaire d'un phénomène physique, aboutit à un effet (les empreintes). On va de la cause vers l'effet.

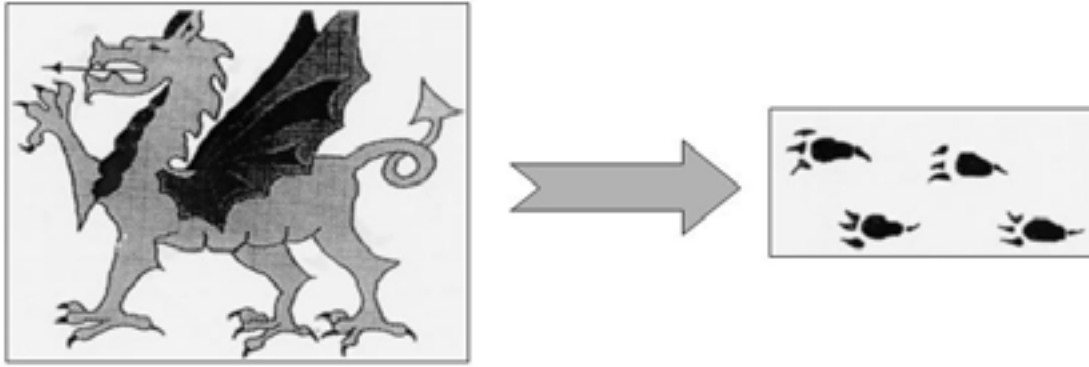


figure 5 : Exemple de problème direct : quelles empreintes va laisser un dragon dans le sol ?

Il est possible de poser le problème dans l'autre sens (figure 6) : on découvre des empreintes dans un sol dont on connaît les propriétés. La question que l'on peut se poser naturellement est "quelle est la cause de ces empreintes ?".

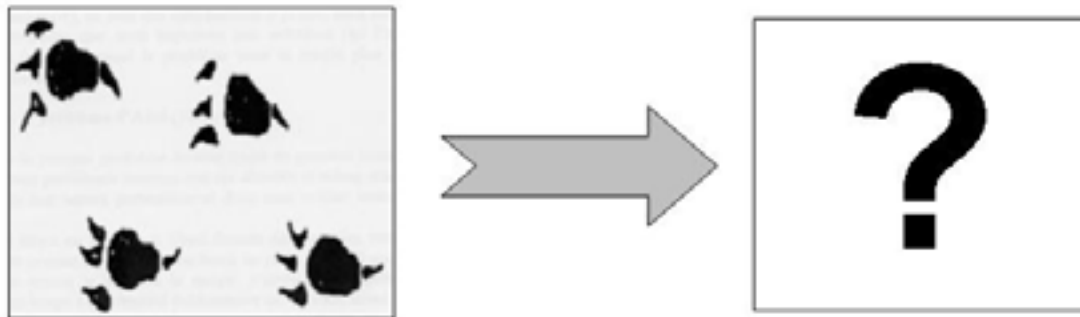


figure 6 : Exemple de problème inverse : des empreintes son découvertes, quelle est leur origine ?

Il s'agit cette fois-ci d'un problème inverse. On ne demande plus de prévoir un effet mais de découvrir la cause de cet effet. Vouloir remonter de l'effet vers la cause, c'est vouloir résoudre un problème inverse.

Nous n'avons pas que des inconnues dans ce problème, des indices peuvent nous aider. Par exemple nous constatons qu'il y a quatre empreintes (avec un aspect de patte), donc c'est sûrement un animal (vertébré) qui a causé ces empreintes. La profondeur des empreintes dans le sol, dont nous pouvons connaître les propriétés, peut nous renseigner sur le poids de l'animal. Il y aussi le nombre de doigts par patte qui nous renseigne sur la famille à laquelle peut appartenir ce vertébré. Il y a quatre doigts par pattes, or parmi les vertébrés, seuls les oiseaux ont quatre doigts par patte mais ils n'ont que deux pattes. Donc nous sommes en

présence d'un animal d'une espèce inconnue mais dont certaines caractéristiques sont communes à celles d'autres animaux (laisser des empreintes dans le sol).

Cet exemple permet de faire un parallèle avec notre sujet. Le problème direct pourrait concerner une structure en bois moderne, conçue à partir de l'Eurocode 5 par exemple, dont nous connaissons toutes les caractéristiques :

- les charges appliquées,
- les sections utilisées,
- les propriétés mécaniques des bois,
- les propriétés mécaniques des assemblages.

Nous pouvons nous poser plusieurs questions. Quels sont les éléments (poutre, barre ou assemblage) les plus sollicités ? Nous pouvons répondre à ces questions à l'aide de modèles mécaniques.

Le problème inverse correspond totalement au sujet de ce mémoire. Nous sommes en présence d'une structure ancienne en bois, conçue de manière empirique, ayant subi le travail du temps et de bien d'autres facteurs souvent défavorables. Cette structure présente des pathologies plus ou moins graves nécessitant un diagnostic. C'est ce diagnostic qui permettra de répondre à la question principale du problème inverse : la structure est-elle pérenne ?

Depuis plusieurs dizaines d'années, des techniques d'identifications inverses ont été développées afin de trouver des solutions aux problèmes inverses. Dans le domaine du génie civil, les références sont nombreuses et exploitent en grande partie les réponses vibratoires et dans une moindre mesure les réponses statiques des structures analysées.

2.1.2. Identification de l'endommagement des structures

La majorité des travaux effectués dans ce domaine se ramènent à une estimation de l'endommagement présent dans la structure. Il faut préciser que l'endommagement y est défini comme une perte instantanée de rigidité des éléments constitutifs de la structure. L'estimation de l'endommagement a été classée suivant différents niveaux de performances^{39,40} :

- Niveau 1 = DETECTION : la méthode donne des informations qualitative sur la présence possible d'endommagement dans la structure,
- Niveau 2 = LOCALISATION : la méthode donne des informations sur les positions probables des zones endommagées,
- Niveau 3 = EVALUATION : la méthode donne des informations sur la quantité d'endommagement dans ces zones,
- Niveau 4 = PREDICTION : la méthode permet finalement d'évaluer le niveau de sécurité de la structure (estimation d'un indice de fiabilité).

2.1.2.1. Suivi et maintenance des structures

Les études de niveau 1 correspondent typiquement aux travaux sur le suivi des structures et sont expérimentales. Un état de la structure à un temps t_i est comparé à un état initial t_0 ou à un état t_{i-1} . Les réponses mesurées lors de ces temps correspondent souvent à des caractéristiques globales qui rendent impossible l'identification des zones endommagées. Cependant, un endommagement global de la structure peut être identifié. Nous pouvons citer plusieurs exemples :

- estimation de l'état de santé de deux ponts suspendus⁴¹ consécutivement à une rupture de câble et à des différences de niveaux importantes de la chaussée du tablier,
- suivi d'un bâtiment expérimental à ossatures bois de six étages⁴² pendant sa construction (Timber Frame 2000 building : TF 2000 Project),
- suivi d'un bâtiment à ossature métallique de six étages⁴³ afin d'évaluer l'impact de la mise en place d'un matériau (ACC : Autoclaved Cellular Concrete) sur la réponse en vibration de la structure,
- développement d'une méthode de suivi d'une plate-forme pétrolière⁴⁴ par analyse modale.

Deux types de tests sont pratiqués sur ces structures. Un test a pour but d'enregistrer les vibrations de la structure sous des sollicitations ambiantes (effet du passage de véhicules, effet du vent, effet des vagues sur les piles du pont). Cette méthode a l'avantage de s'intéresser à la plage de fréquences de fonctionnement de la structure (basses fréquences). Les amplitudes mesurées étant très basses, ce test nécessite du matériel très sensible. Il est à noter qu'Ellis et Bougard⁴² utilisent un dispositif de mesure des vibrations ambiantes par lasers. Un autre test a pour but d'enregistrer les réponses en vibrations de la structure sous des vibrations forcées (avec un pot vibrant). Cette fois-ci, ce sont les hautes fréquences et les modes de vibration élevés qui sont stimulés (il est possible d'atteindre une force d'excitation de 30 kN).

2.1.2.2. Localisation et évaluation

Cette partie nous concerne plus directement. En effet, elle correspond à des études ayant pour but d'identifier les positions des zones endommagées (diminution de la rigidité locale) et les valeurs de ces pertes de rigidité. Nous pouvons exposer quelques réflexions à propos de ces études :

- Les exemples traités sont le plus souvent numériques. Les identifications sur des structures réelles sont rares.
- Dans la majorité des cas, nous sommes en présence d'un état de structure non endommagée et d'un ou plusieurs états de structure endommagée artificiellement (diminution de la section d'un ou plusieurs éléments par exemple). Deux méthodes se côtoient :
 - soit la différence entre l'état endommagé et l'état non endommagé est minimisée à l'aide de plusieurs techniques d'optimisation :
 - la plus simple est la technique des moindres carrés^{45,46},
 - les algorithmes génétiques⁴⁷ sont sans contexte la technique la plus prometteuse car ils permettent de répondre simultanément à des problèmes de niveau 2 et 3 et sont peu sensibles au bruit des mesures effectuées,

- soit des outils mathématiques et statistiques sont utilisés pour simuler aléatoirement des populations d'états endommagés parmi lesquels il faudra identifier l'état endommagé réel (simulé ou expérimental) :
 - les réseaux de neurones^{47,48,49} permettent de simuler ces populations en accord avec les principes physiques et mécaniques à l'aide des fonctions d'apprentissage,
 - les simulations de Monte-Carlo⁵⁰ servent également à simuler les populations d'états endommagés.

- L'utilisation des réponses en vibrations des structures est une action très répandue. Cependant, les vibrations posent plusieurs problèmes :
 - Une sensibilité par rapport au bruit sur les mesures pouvant mener à des conclusions erronées quant à l'identification de l'endommagement. Friswell et al⁵¹ montrent à l'aide d'un exemple numérique d'une structure très simple (poutre console en acier discrétisée en 20 éléments finis) qu'une baisse de 30 % de la rigidité d'un des éléments finis de la poutre provoque une baisse maximale de 2,3 % des fréquences propres de la structure. De plus, les fréquences propres et les modes propres étant représentatifs de l'état de la structure dans sa globalité, il est difficile d'identifier les éléments endommagés. Pour tenter d'éviter les difficultés rencontrées par l'utilisation des réponses vibratoires seules, Wang et al⁵² mêlent réponses statiques et réponses vibratoires.

 - Les difficultés de répétition des mesures expérimentales sont à l'origine d'un bruit important dans les données expérimentales qui ne facilite pas l'identification des éléments dégradés. Encore une fois, l'apport de mesures statiques (expérimentales) limitent ce problème de non unicité de la solution du problème inverse⁵³.

2.1.2.3. Conclusion

A la lecture d'une littérature abondante dans ce domaine, nous pouvons émettre les réflexions suivantes :

- les structures servant de support pour la détection d'endommagement sont souvent simples (poutres bi-encastées, treillis, portiques simples) et sont constituées par des matériaux homogènes (métal ou béton),
- les applications des méthodes mises au point sur des structures réelles^{54,55,56} ne sont pas nombreuses,
- les méthodes statiques, même si elles renferment moins d'informations que les mesures dynamiques, montrent une stabilité et une simplicité que n'ont pas aussi aisément les méthodes dynamiques (problèmes d'optimisation du placement des capteurs⁵⁷, nombre de capteurs),
- les méthodes, statiques ou dynamiques, sont performantes pour la détection d'une ou deux zones endommagées. Cependant, dès que plus de deux zones sont endommagées, les identifications deviennent difficiles,
- les assemblages sont ignorés dans les processus d'identification de l'endommagement. Seuls Yun et al⁴⁹ axent leurs travaux sur la détection d'endommagement dans les assemblages.
- il n'y a pas de référence concernant des méthodes pouvant aller du niveau 2 au niveau 4.

2.2. Présentation de la méthode choisie

Nous avons montré dans la première partie de ce mémoire que le diagnostic des structures anciennes en bois tel qu'il est pratiqué actuellement manque :

- de modèles mécaniques adaptés à chaque structure étudiée,
- de liens entre la modélisation et l'inspection par les outils d'END.

C'est pourquoi nous avons choisi une méthode (figure 7) que nous qualifierons de globale dans le sens où nous partons d'un modèle mécanique de la structure et nous pouvons aller jusqu'au renforcement de celle-ci.

- ③ Une troisième étape consiste à **identifier les paramètres influents de la structure** par des **essais non destructifs** :

- **directs**. Ce sera le cas dans notre application au beffroi de l'église de Finhan (cf chapitre 3) dont les déplacements ont été mesurés en faisant sonner les cloches. Ce pourrait être également l'évaluation du module d'élasticité longitudinal d'une poutre par un outil d'END,

- **optimisés**. Si nous avons besoin de recueillir une caractéristique sur un élément non accessible, il faudra réaliser l'essai à proximité de celui-ci. Même si un élément est accessible, de nombreux paramètres peuvent intervenir et l'optimisation permettra de choisir ces paramètres.

Par exemple, imposer un chargement additionnel pour relever un ou plusieurs déplacements est un essai qui peut se révéler complexe à mettre en place. Plusieurs questions vont immédiatement se poser :

- quelle intensité de charge faut-il appliquer ?
- à quel endroit précis appliquer le chargement ?
- à quels endroits doit-on récupérer le ou les déplacements ?

La technique choisie pour **optimiser** l'ensemble des procédures d'essais est celle des **algorithmes génétiques** (cf chapitre 2.5). Elle a été utilisée au sein du laboratoire afin de mettre au point un banc d'essai expérimental destiné à identifier des lois de comportement élastiques et viscoélastiques de panneaux structuraux à base de bois⁵⁸.

- ④ Une fois les essais in situ réalisés, leurs résultats sont implantés dans le code de calcul. Les nouvelles données permettent de "caler" le modèle mécanique de la structure. C'est la **mise à jour du modèle** : nous faisons de nouveau appel aux plans d'expériences pour déterminer quels sont les éléments critiques de la structure. En effet, lors de la première série de plans d'expériences, nous obtenons une liste de paramètres mécaniques d'éléments à identifier. Ce que nous pouvons aussi résumer par une liste d'éléments à renforcer pour que la structure soit saine mécaniquement.

⑤ Après identification de l'état des paramètres influents, certains paramètres d'éléments jugés critiques par rapport à une réponse donnée se révéleront finalement être sains. Autrement dit, il n'est pas nécessaire de les renforcer. Cela change le "**chemin de renforcement**". Comme certains paramètres ne sont plus critiques, d'autres risquent de le devenir.

Une nouvelle liste est établie, nécessitant à nouveau une série de mesures non destructives afin d'identifier les paramètres désignés. Cette **boucle sur les plans d'expériences** se termine une fois que la réponse évaluée est satisfaisante pour la structure.

⑥ Nous possédons alors toutes les informations pour procéder au **renforcement de la structure**, par substitution ou par renforcement des éléments désignés par cette méthode.

2.3. Modélisation de la structure par les éléments finis

Pour modéliser les structures, nous avons utilisé le logiciel de calcul éléments finis Abaqus. Nous ne détaillerons pas la partie modélisation des poutres ou des barres des structures. Les structures sont modélisées en trois dimensions par des éléments à une seule dimension qui peuvent être des éléments poutres ou des éléments treillis.

Il est plus intéressant de se concentrer sur la modélisation des assemblages traditionnels. Elle est bien entendu spécifique à chaque type d'assemblage utilisé dans la structure. Nous ne pouvons donc pas donner un schéma général pour la modélisation des assemblages mais nous pouvons préciser qu'ils sont matérialisés par des éléments ressorts pour simuler leur semi rigidité en rotation et leurs jeux. La modélisation des assemblages sera détaillée dans la troisième partie consacrée à l'application de la méthode au beffroi d'une église.

2.4. Paramètres explicatifs de la structure

Les plans d'expériences constituent un point important dans la méthode d'analyse des structures (figure 7). Leur rôle est d'identifier les paramètres influents du modèle.

2.4.1. Présentation des plans d'expériences

Nous utilisons principalement trois types de plans d'expériences^{59,60} pour rechercher les paramètres explicatifs d'une réponse choisie :

- les plans factoriels complets,
- les plans factoriels fractionnaires,
- les plans de Plackett-Burman⁶¹.

Le contexte d'utilisation des plans d'expériences recouvre des phénomènes de type boîte noire (figure 8) que l'on cherche à éclaircir pour mieux en comprendre le fonctionnement et en optimiser les performances. La démarche est initialement expérimentale : l'information sur le phénomène observé est acquise à partir d'essais ou, ce qui sera notre cas, de calculs numériques simulant les essais expérimentaux.

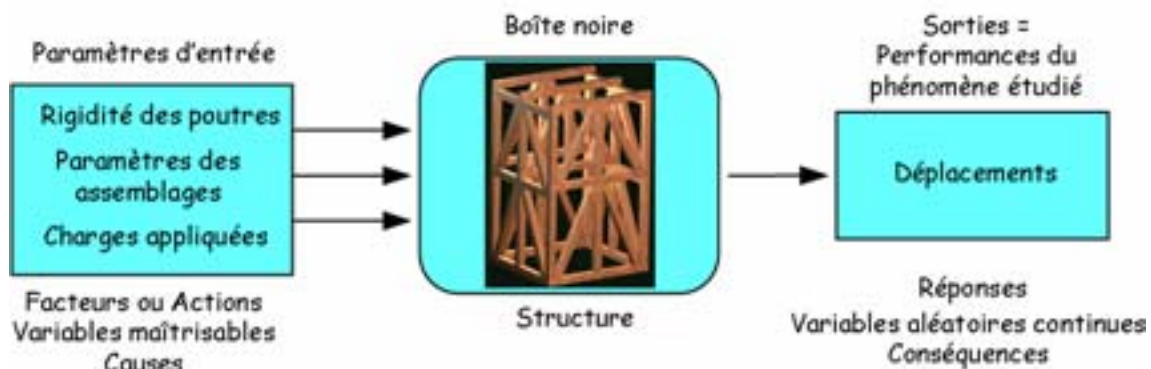


figure 8 : Description du phénomène de type boîte noire.

Pour chacun de ces plans est associé une matrice d'essai X composée de :

- N lignes représentant le nombre d'essais ou combinaisons à réaliser,
- k colonnes représentant le nombre de paramètres ou facteurs à tester.

Ces combinaisons sont créées à partir des valeurs que peuvent prendre les facteurs. Dans la figure 8, le paramètre "rigidité des poutres" peut prendre plusieurs valeurs qui seront codées pour être introduites dans la matrice X . Ces valeurs codées sont appelées modalités.

Suivant le nombre de modalités par facteurs (principalement deux ou trois), nous pourrions décrire la réponse mesurée par :

- une régression quadratique multiple (équation 1) :

$$R = a \times (F1)^2 + b \times (F2)^2 + c \times (F3)^2 + d \times F1 + e \times F2 + f \times F3 + g \times (F1 \times F2) + h \times (F2 \times F3) + i \times (F1 \times F3) + j \times (F1 \times F2 \times F3)$$

(avec R la réponse mesurée ; $F1, F2, F3$ les facteurs du plan et $a, b, c, d, e, f, g, h, i$ les coefficients de la régression),

- une régression linéaire multiple (équation 2) :

$$R = a \times F1 + b \times F2 + c \times F3 + d \times (F1 \times F2) + e \times (F2 \times F3) + f \times (F1 \times F3) + g \times F1 \times F2 \times F3$$

(avec R la réponse mesurée ; $F1, F2, F3$ les facteurs du plan et a, b, c, d, e, f, g les coefficients de la régression).

Suivant la qualité du plan choisie, il est possible d'évaluer, outre les effets principaux, les interactions entre paramètres.

Ces trois types de plans satisfont aux critères d'optimalité des plans d'expériences, c'est-à-dire de minimiser la variance des estimations de la ou des réponses par les k facteurs. Les matrices d'essais associées à ces plans sont des matrices d'Hadamart, elle vérifient la relation $X'X = NI$: c'est le critère d'optimalité le plus fort.

Ces plans satisfont aussi d'autres critères moins puissants comme :

- l'orthogonalité de X (les vecteurs colonnes sont orthogonaux deux à deux),
- le critère du déterminant maximum ou D-optimum : $\text{Dét}(X'X) = \max.$,
- le critère de la trace ou A-optimum : $\text{Tr}(X'X)^{-1} = \min.$

Les matrices d'essais sont donc élaborées afin de satisfaire ces critères d'optimalité. C'est pourquoi les plans d'expériences permettent, avec un nombre plus ou moins réduit d'essais, d'obtenir des informations de qualité (variant en fonction du nombre d'essais). Nous

pouvons illustrer ce propos par un exemple extrême : un plan de Plackett-Burman peut décrire une réponse (par un régression linéaire multiple sur les facteurs principaux) composée de 47 facteurs (deux modalités par facteur) en seulement 48 essais.

2.4.2. Plans factoriels complets

Les plans factoriels complets que nous avons utilisés sont à deux ou trois modalités par facteur. Un plan complet à deux niveaux comporte 2^k essais (diagonale du tableau dans la figure 9). Il permet d'obtenir :

- les k effets quadratiques des facteurs sur la réponse (en bleu dans l'équation 1),
- les k effets des facteurs (en rouge dans l'équation 1 et 2),
- les interactions du premier ordre ou produit de deux facteurs (en vert dans l'équation 1 et 2),
- les interactions du deuxième ordre ou produit de trois facteurs (en violet dans l'équation 1 et 2),
- jusqu'à l'interaction des k facteurs entre eux.

Le seul défaut de ces plans est que le nombre d'essais devient très rapidement important avec l'augmentation du nombre de facteurs.

2.4.3. Plans factoriels fractionnaires

Les plans factoriels fractionnaires sont le plus souvent à deux modalités par facteur. Ces plans utilisent les matrices des effets des plans factoriels complets. Le nombre d'essais est proportionnel au niveau d'exigence recherché. On parle de niveau de résolution d'un plan. Pour estimer seulement les effets des facteurs (en rouge dans l'équation 1 et 2), on utilisera un plan de résolution III. Pour estimer les interactions du premier ordre (en vert dans l'équation 1 et 2), on utilisera un plan de résolution IV ou V (figure 9).

2.4.4. Plans de Plackett-Burman

Les plans de type Plackett-Burman sont à deux modalités par facteurs. Le nombre d'essais est un multiple de 4. Ces plans ne permettent pas l'étude des interactions entre deux facteurs. Par contre, ils permettent d'estimer les effets de nombreux facteurs en peu d'essais, on parle de plan de criblage ou de screening. Ce sont des plans de résolution III (figure 9).

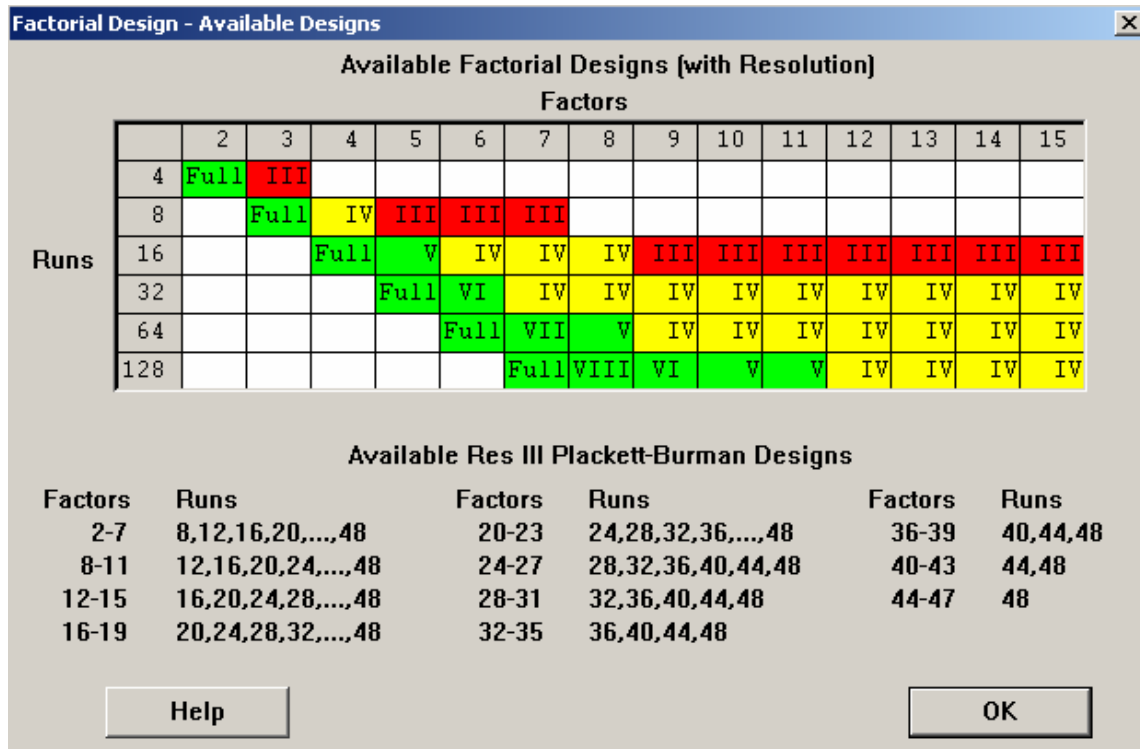


figure 9 : Qualité des réponses en fonction du nombre de paramètres et d'essais du plan d'expérience (Minitab).

2.5. Optimisation et identification par les algorithmes génétiques

2.5.1. Présentation des algorithmes génétiques

Les algorithmes génétiques^{62,63,64} se révèlent être un outil puissant pour l'optimisation (optimisation d'un essai par exemple) ou l'identification (identification d'éléments défectueux dans une structure). Ils simulent les processus naturels d'évolution d'une population d'ensembles de paramètres par la sélection, la reproduction et la mutation de ses individus qui représentent chacun une solution au problème posé. Ceux qui survivent avec succès ont plus de chance de se reproduire et de brasser leurs gènes. Les individus peu performants ont moins de chance de transmettre leurs gènes, voire pas du tout. Ce sont donc les gènes des individus les mieux adaptés qui se retrouveront dans la génération suivante. Ainsi, la population de départ converge vers une population de mieux en mieux adaptée.

Chaque individu est assigné d'un coefficient de convenance qui renseigne sur ses capacités à se reproduire. Ce coefficient de convenance est déterminé en fonction de l'impact de l'individu sur la fonction coût à minimiser.

Une nouvelle population de solutions possibles est générée en mixant les meilleurs individus de la précédente génération. Cette nouvelle population contient en plus grande quantité les caractéristiques les mieux adaptées au problème. Dans la plupart des cas, la population finit par converger vers un ensemble de solutions optimales.

2.5.2. Applications des algorithmes génétiques

L'étape "optimisation d'un essai non destructif par les algorithmes génétiques" (partie droite de la figure 7) n'a pas pu être effectuée dans le cadre de la validation de la méthode d'analyse sur le beffroi d'une église (cf chapitre 3). Illustrer l'optimisation d'un essai en dehors du contexte de la méthode d'analyse des structures nous semblant peu intéressant, nous avons choisi d'appliquer la technique des algorithmes génétiques à l'identification d'éléments endommagés sur un exemple de structure issu d'un article de Chou et Ghaboussi⁶⁵ (2001).

Dans l'annexe B.1, nous allons identifier les paramètres explicatifs (sections des barres) des déplacements nodaux verticaux d'un treillis 2D en fonction d'un cas de charge par une série de plans d'expériences successifs.

Ensuite, dans l'annexe B.2, nous allons simuler la présence de défauts dans ces barres critiques et les identifier à l'aide de la technique des algorithmes génétiques. L'intérêt des algorithmes génétiques est double, nous pouvons identifier simultanément la position et l'étendue de l'endommagement. Quand nous parlons d'identifier une barre endommagée, il faut comprendre identifier sa position et sa section.

Nous simulons une configuration cible de la structure (figure 10) que nous cherchons à identifier à partir d'une population initiale composée de plusieurs configurations de structures choisies aléatoirement (à chaque numéro de barre choisi est attribuée une valeur de section). Cette population de départ va évoluer grâce aux algorithmes génétiques et converger vers la configuration cible (au bout d'un certain nombre de générations).

Les algorithmes génétiques ont permis d'identifier jusqu'à dix inconnues de façon précise parmi un grand nombre de paramètres. Cet exemple illustre bien les capacités d'optimisation d'une fonction par les algorithmes génétiques.

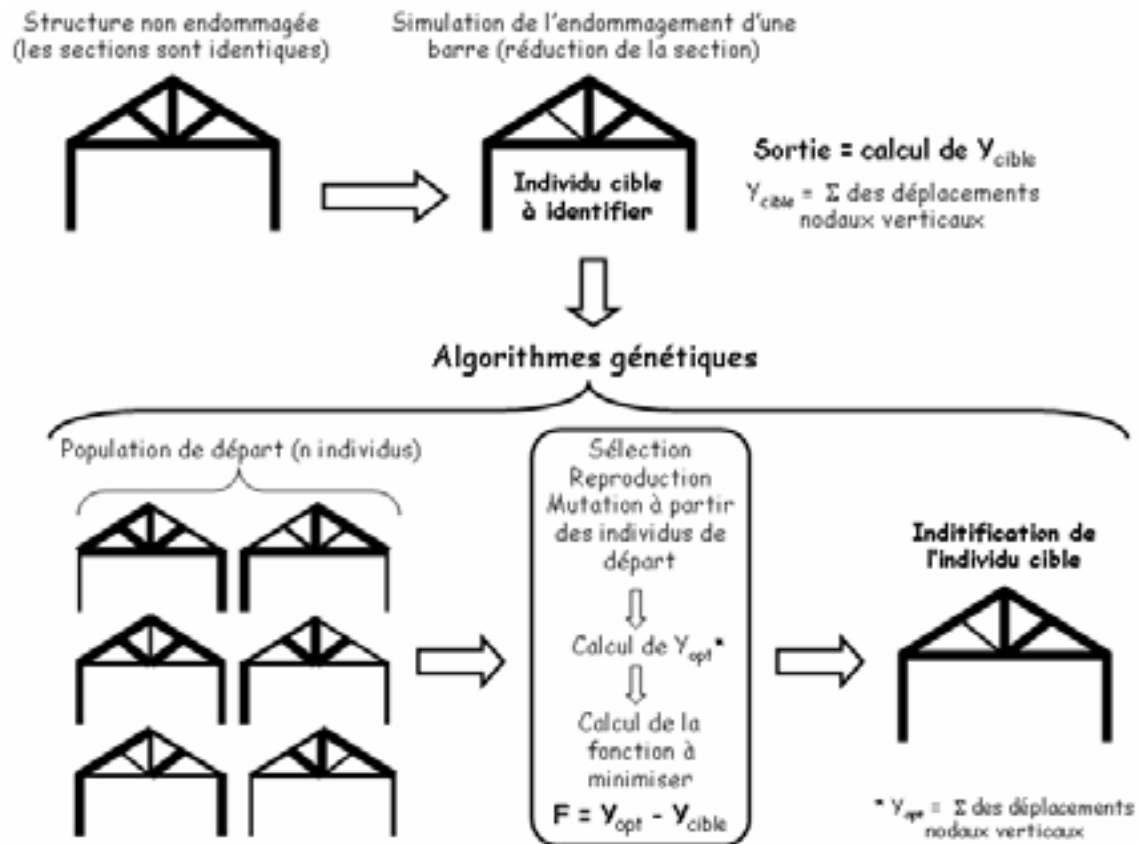


figure 10 : Identification d'éléments endommagés par les algorithmes génétiques.

2.6. Conclusion

L'identification de paramètres par la mesure de réponses vibratoires à l'échelle de la structure ne nous semble pas encore adapté au problème. Nous choisissons d'utiliser les mesures de déplacements comme réponse de la structure.

La méthodologie présentée repose sur l'élaboration d'un modèle éléments finis pour chaque structure étudiée, d'une étude paramétrique ayant pour objectif d'identifier les paramètres influents du modèle et d'une optimisation des essais non destructifs permettant une identification in situ de ces paramètres.

Il faut maintenant valider la méthodologie d'analyse des structures anciennes en bois présentée dans cette deuxième partie du mémoire. Cette étape fait l'objet du troisième chapitre avec l'application de la méthodologie sur le beffroi d'une église.

³⁸ LAGABRIELLE R. - "Introduction au Problème Inverse ; Quelques Exemples d'Applications en Géophysique" - LCPC, 20 pages, 1999

³⁹ STUBBS N., PARK S., SIKORSKY C., CHOI S. - "A Global Non-destructive Damage Assessment Methodology for Civil Engineering Structures" - International Journal of Systems Science, Vol. 31, No. 11, pp 1361-1373, 2000

⁴⁰ WORDEN K., MANSON, G., WARDLE R., STASZEWSKI W., ALLMAN D. - "Experimental Validation of Two Structural Health Monitoring Methods" - Proceedings of the Second International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, pp 784-799, 1999

⁴¹ PRATO C.A., CASA J.R., CEBALLOS M.A., GERBAUDO C.F. - "System Identification and Structural health Monitoring of Cable-Stayed Bridges by dynamic Testing" - European COST F3, Proceedings of the Conference on System Identification & Structural Health Monitoring, Madrid, pp 473-481, 2000

⁴² ELLIS B.R., BOUGARD A.J. - "Dynamic Testing and Stiffness Evaluation of a Six-Storey Timber framed Building During Construction" - Engineering Structures, Vol. 23, pp 1232-1242, 2001

⁴³ MEMARI A.M., AGHAKOUCHAK A.A., GHAFORY ASHTIANY M., TIV M. - "Full-Scale Dynamic Testing of a Steel Frame Building during Construction" - Engineering Structures, Vol. 21, pp 115-1127, 1999

⁴⁴ CROHAS H., LEPERT P. - "Damage-Detection Monitoring Method for Offshore Platforms is Field-Tested" - Oil and Gas Journal, Vol. 80, pp 94-103, 1982

⁴⁵ RUOTOLO R., SURACE C. - "Damage Assessment of Multiple Cracked Beams : Numerical Results and Experimental Validation" – Journal of Sound and Vibration, Vol. 206, Issue 4, pp 567-588, April 1997

⁴⁶ LIU Pei-Ling - "Identification and Damage Detection of Trusses Using Modal Data" - Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, pp 599-608, April 1995

-
- ⁴⁷ FRISWELL M.I., PENNY J.E.T., GARVEY S.D. - "A Combined Genetic and Eigensensitivity Algorithm for the Location of Damage in Structures" - Computers and Structures, Vol. 69, pp 547-556, 1998
- ⁴⁸ ZANG C., IMREGUN M. - "Structural Damage Detection Via Principal Component Analysis and Artificial Neural Networks" - European COST F3, Proceedings of the Conference on System Identification & Structural Health Monitoring, Madrid, pp 157-167, 2000
- ⁴⁹ YUN C.-B., YI J.-H., BAHNG E.Y. - "Joint Damage Assessment of Framed Structures using a Neural Networks Technique" – Engineering Structures, Vol. 23, pp 425-435, 2001
- ⁵⁰ HJELMSTAD K.D., SHIN S. - "Damage Detection and Assessment of Structures from Static Response" - Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 6, pp 568-576, 1997
- ⁵¹ FRISWELL M.I., MOTTERSHEAD J.E. - "Inverse Methods in Structural Health Monitoring" - Key Engineering Materials, Vols. 204-205, pp 201-210, 2001
- ⁵² WANG X., HU N., FUKUNAGA H., YAO Z. H. - "Structural Damage Identification Using Static Test Data and Changes in Frequencies" - Engineering Structures, Vol. 23, pp 610-621, 2001
- ⁵³ MORASSI A. - "Structural Identification of a Steel Frame from Dynamic Test-Data" - Structural Engineering and Mechanics, Vol. 11, No. 3, pp 237-258, 2001
- ⁵⁴ MAECK J., DE ROECK G. - "Detection of Damage in Civil Engineering Structures by Direct Stiffness Derivation" – Eurodyn '99, 4th European Conference on Structural Dynamics, Prague, Czech Republic, pp 485-490, June 1999
- ⁵⁵ FRITZEN C.P., BOHLE K., STEPPING A. - "Damage Detection in Structures with Multiple Cracks Using Computational Models"- European COST F3, Proceedings of the Conference on System Identification & Structural Health Monitoring, Madrid, pp 191-199, 2000
- ⁵⁶ GORL E., LINK M. - "Identification of Damage Parameters of a Full Scale Steel Structure Damaged by Seismic Loading" - European COST F3, Proceedings of the Conference on System Identification & Structural Health Monitoring, Madrid, pp 397-405, 2000

⁵⁷ WORDEN K., BURROWS A.P. - "Optimal Sensor Placement for Fault Detection" - Engineering Structures, Vol. 23, pp 885-901, 2001

⁵⁸ LEMAGOROU L. - "Identification de Lois de Comportement Elastique et Viscoélastique de Panneaux Structuraux à Base de Bois"- Thèse de l'Université Bordeaux I, 186 pages, 2002

⁵⁹ SADO G., SADO M.-C. - "Les Plans d'Expériences : de l'Expérimentation à l'Assurance Qualité" - AFNOR, 405 pages, Octobre 2000, ISBN : 2-12-450321-9

⁶⁰ BENOIST D., TOURBIER Y., GERMAIN-TOURBIER S. - "Plans d'Expériences : Construction et Analyse" - Technique & Documentation - Lavoisier, 700 pages, 1994, ISBN : 2-85206-988-1

⁶¹ PLACKETT R.L., BURMAN J.P. - "The Design of Optimum Multifactorial Experiments" - Biometrika, Vol. 33, pp 305-325, 1946

⁶² BEASLEY D., BULL D.R., MARTIN R.R. - "An Overview of Genetic Algorithms : Part 1, Fundamentals" - University Computing, Vol. 15, pp 58-69, UK, 1993

⁶³ BEASLEY D., BULL D.R., MARTIN R.R. - "An Overview of Genetic Algorithms : Part 2, Research Topics" - University Computing, Vol. 15, pp 170-181, UK, 1993

⁶⁴ HOUCK C.R., JOINES J.A., KAY M.G. - "A Genetic Algorithm for Function Optimization : A Matlab Implementation" - NCSU-IE TR 95-09, 1995

⁶⁵ CHOU J.-H., GHABOUSSI J. - "Genetic Algorithm in Structural Damage Detection" - Computers and Structures, Vol. 79, pp 1335-1353, 2001

Chapitre 3

Application de la méthode à la réhabilitation d'un beffroi

3.1. Introduction	63
3.2. Modèle éléments finis	67
3.3. Calcul des efforts imposés par le mouvement des cloches	68
3.4. Détermination des paramètres influents	70
3.4.1. Plans d'expériences : influence globale des paramètres	71
3.4.2. Plans d'expériences : étude du renforcement des assemblages.....	75
3.4.2.1. Blocages successifs des jeux d'assemblages.....	76
3.4.2.2. Vérification de la pertinence de la méthode pas à pas :	79
3.4.2.3. Justification de l'utilisation de la méthode pas à pas	80
3.4.2.4. Identification in situ des jeux des assemblages critiques :	84
3.4.2.5. Mise à jour de la modélisation éléments finis :	85
3.4.2.6. Renforcement des assemblages critiques :	88
3.5. Conclusion.....	89

3.1. Introduction

L'application de la méthode d'analyse des structures s'est réalisée sur le beffroi d'une église située dans le Tarn-et-Garonne (82). Ce beffroi est entouré par une tour octogonale maçonnée. Quand les cloches sonnent (figure 11), la structure bois toute entière se déplace et vient toucher, dans sa partie haute, la maçonnerie (figure 12). Une entreprise a réalisé un diagnostic sur ce beffroi : elle a effectué une reprise en sous-œuvre, a remplacé des éléments endommagés et a renforcé certains assemblages avec des plaques aciers boulonnées et des tiges filetées (figure 13).



figure 11 : Vue de dessus de la structure bois supportant les deux cloches.

Malgré ces interventions, les déplacements de la structure sont trop importants. Ce problème pose donc de nombreuses questions. La structure est-elle mal conçue ou mal construite, y-a-t'il des lacunes dans l'estimation du comportement mécanique par l'entreprise de restauration ?

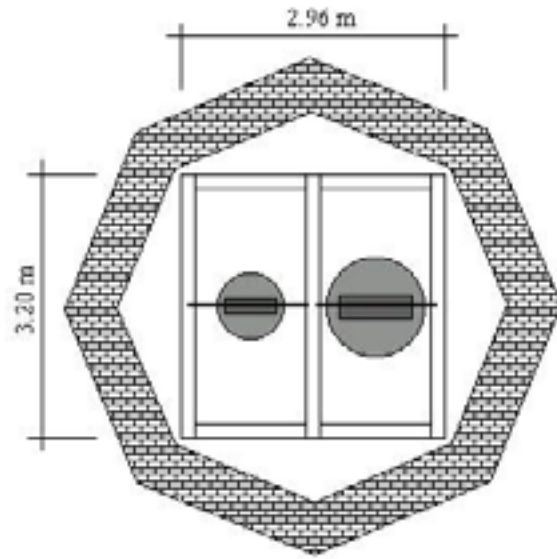


figure 12 : Beffroi de l'église de Finhan.



figure 13 : Renforcement d'un assemblage avec une tige filetée et avec des plaques boulonnées.

En ayant vu fonctionner la grosse cloche une première fois, nous avons fait plusieurs constats. D'abord, il semble que l'ensemble des assemblages soit en mauvais état, en témoigne les nombreuses cales mises en place et leurs chutes pendant le mouvement des cloches (figure 14). Ceci peut s'expliquer par le fait que les dimensions de certaines mortaises dépassent très largement celles des tenons (figure 15).



figure 14 : Vues d'un assemblage dont les jeux sont empêchés par des cales en bois.



figure 15 : Vues de deux assemblages tenon-mortaise.

Si nous nous replaçons dans le contexte du problème inverse (figure 16), nous sommes en présence d'une structure présentant une pathologie (état limite de service dépassé). Nous ne connaissons pas les règles qui ont permis sa conception, nous ne connaissons pas les efforts auxquels il est soumis. L'effet constaté correspond à des déplacements horizontaux exagérés. Nous devons retrouver la cause ou les causes de cet effet.

Faut-il renforcer certains ou tous les assemblages, ou renforcer la structure par l'ajout d'éléments ? L'entreprise de charpente a proposé de remplacer la structure entière et d'en construire une nouvelle à l'identique. Sa proposition a été refusée.

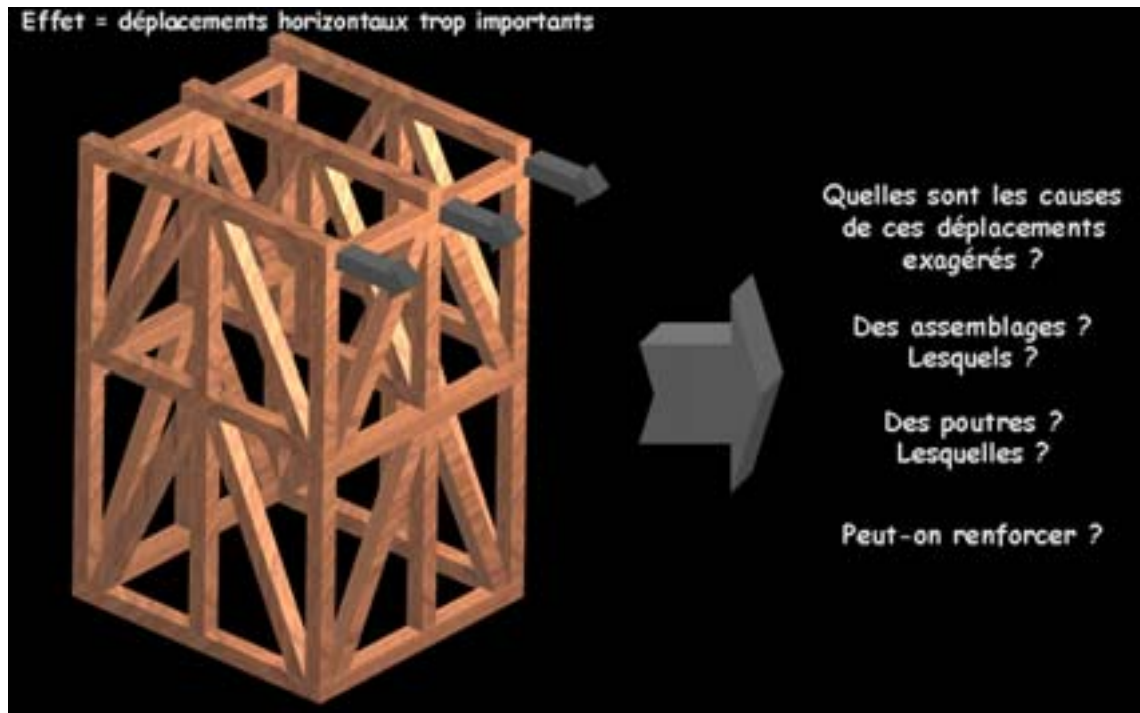


figure 16 : Problème inverse dans le cas du beffroi ; nous avons les effets, nous cherchons les causes.

Une analyse mécanique est nécessaire afin de réduire les déplacements exagérés en tête du beffroi et d'optimiser le renforcement des assemblages :

- la première étape a consisté à modéliser le beffroi par la méthode des éléments finis. Les assemblages ont été modélisés par des ressorts de rotation avec une rigidité variable pour représenter un encastrement non parfait et par des ressorts axiaux de rigidité variable pour représenter les jeux d'assemblages.
- Les plans d'expériences nous ont permis de trouver les paramètres ou les éléments influents de la structure.
- L'étape suivante a été de recueillir des informations sur ces éléments ou paramètres par des mesures non destructives.
- En réinjectant ces nouvelles données dans le modèle numérique et en faisant à nouveau appel aux plans d'expériences, nous avons dégagé les principaux éléments à renforcer.

- Nous avons procédé au renforcement du beffroi par la mise en place de plusieurs tire-fonds dans certains assemblages.

3.2. Modèle éléments finis

La structure n'est pas symétrique, que ce soit du point de vue géométrique que du point de vue du chargement. Nous avons donc modélisé le beffroi en trois dimensions (figure 17) avec des éléments poutres à une dimension. Nous n'avons pas choisi d'éléments de type treillis car ce beffroi n'est pas un treillis parfait, les poutres ne concourent pas en un même nœud. Les éléments peuvent donc être soumis à de la flexion.

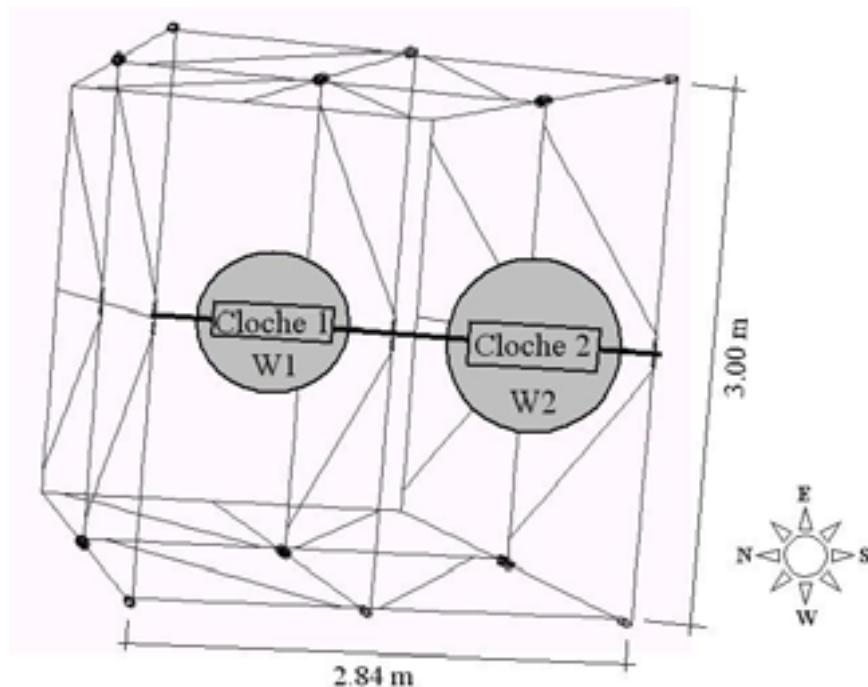


figure 17 : Vue de dessus de la structure 3D.

Les assemblages du beffroi ne sont pas conventionnels pour ce type de structure, ils sont de type tenon mortaise mais sans cheville. Les assemblages de beffroi anciens sont le plus souvent de type tenon mortaise chevillé avec embrèvement. Dans l'optique de reproduire le comportement des assemblages traditionnels, nous intégrons des ressorts de rotation (semi

rigidité des assemblages, encastrement non parfait) et des ressorts axiaux (jeux d'assemblages) à la modélisation du beffroi (figure 18).

Les multiples renforcements d'assemblages effectués par l'entreprise de charpente ont été pris en compte dans la modélisation. Une étude expérimentale et numérique a été réalisée par Bulleit et al⁶⁶ pour quatre types d'assemblages traditionnels dans le but de préciser le comportement et la modélisation des fermes par assemblages chevillés bois. Ces assemblages sont également modélisés par une combinaison de plusieurs ressorts (deux ressorts axiaux et un ressort de rotation).

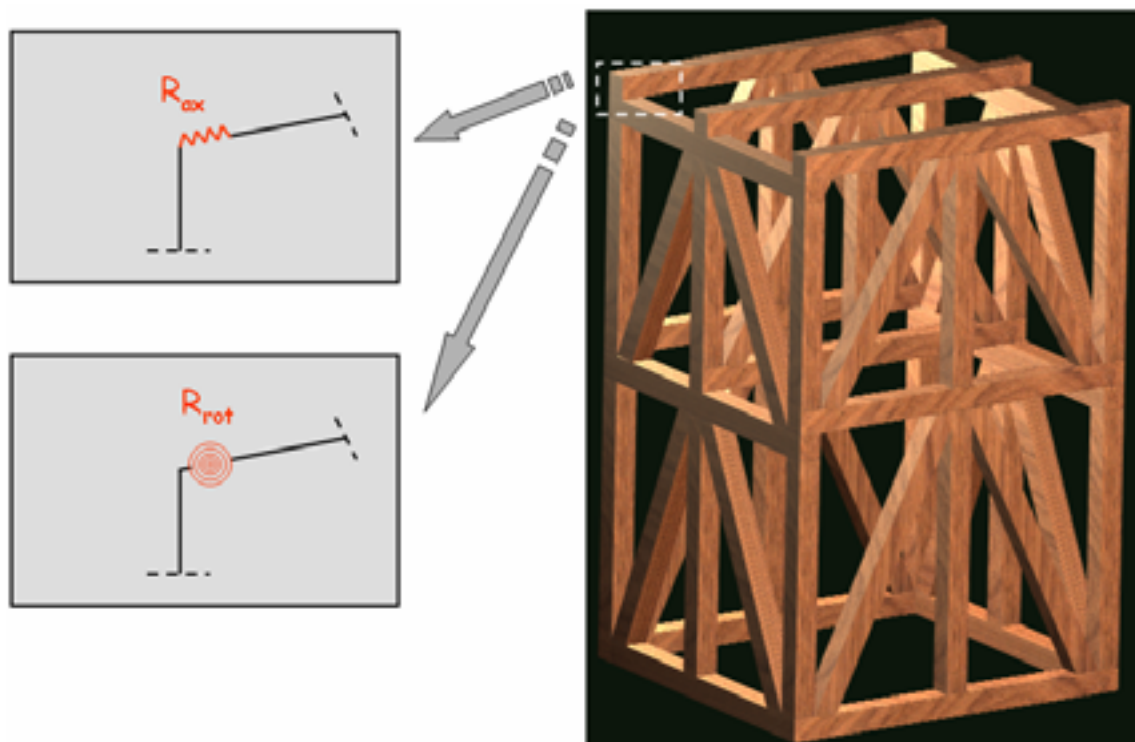


figure 18 : Ressort de rotation et ressort axial au niveau des assemblages.

3.3. Calcul des efforts imposés par le mouvement des cloches

Nous avons étudié la structure sous le cas de charge qui pose problème pour ce beffroi : le mouvement de la cloche principale. La cloche, préalablement montée à 90 degrés, est lâchée à une vitesse initiale nulle de cette position et atteint -90 degrés (figure 19).

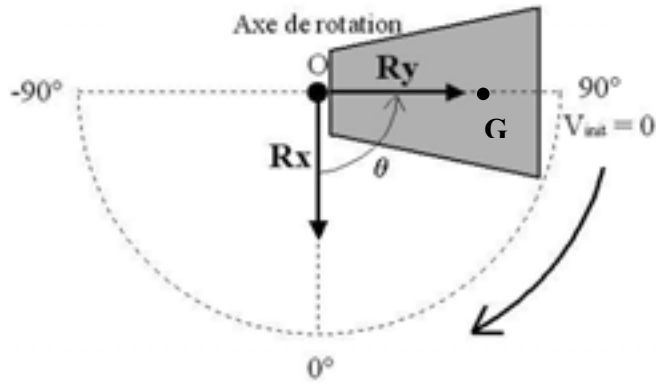


figure 19 : Schéma du mouvement d'une cloche.

Nous avons résolu analytiquement et numériquement le problème mécanique du pendule simple⁶⁷ sans frottement en posant l'hypothèse que le point O est fixe (en fait, le point de rotation O n'est pas totalement fixe).

Pour résoudre le problème du pendule simple analytiquement, il nous faut connaître les paramètres de géométrie de masse de la cloche (cloche et joug acier). La modélisation de l'ensemble joug + cloche nous a permis de les obtenir (tableau 6).

	Cloche principale
Masse (kg)	1340
Centre de masse /O (m)	0,325
Moment d'inertie : I_z/G (kg.m ²)	291
Moment d'inertie : I_z/O (kg.m ²)	433

tableau 6 : Paramètres de géométrie de masse calculés par Abaqus CAE.

La valeur maximale de la réaction horizontale est donnée dans le tableau 7.

	R_y (H)	R_x (V)
Réactions (N)	± 6500	-15300
Réactions en fonction du poids	$\pm 0,48*W_2$	$-1,14*W_2$

tableau 7 : Réaction horizontale maximale en fonction du poids de la cloche principale.

Les détails de calculs concernant ce chapitre sont donnés dans l'annexe C.

3.4. Détermination des paramètres influents

La fonction première d'un plan d'expérience est de réduire le nombre d'essais à réaliser quand de nombreux paramètres (variables d'entrée) sont en jeu et sont susceptibles d'influencer une ou plusieurs réponses (variables de sortie). Le post traitement d'un plan d'expérience doit permettre d'optimiser la ou les réponses en fonction des paramètres d'entrée et de choisir une configuration optimale (par des fonctions coût). Nous détournons l'objectif premier des plans d'expériences, dont le propre est d'être de nature expérimentale, pour réaliser des plans d'expériences numériques afin de préciser le comportement mécanique de la structure en fonction de ses différents paramètres d'entrée.

Dans ce chapitre, nous détaillerons les étapes suivantes :

- évaluation de l'influence des paramètres du modèle (dans leur globalité) sur les déplacements horizontaux de la structure,
- évaluation de l'influence des paramètres des assemblages sur les déplacements horizontaux de la structure par blocages successifs,
- vérification de la pertinence de la technique de blocage pas à pas,
- justification de la technique de blocage pas à pas,
- identification des assemblages influents du modèle in situ,
- mise à jour du modèle (par une nouvelle série de blocages successifs des assemblages),
- renforcement des assemblages critiques in situ.

3.4.1. Plans d'expériences : influence globale des paramètres

La rigidité des ressorts axiaux (R_{ax}), la rigidité des ressorts de rotation (R_{rot}) et le module d'élasticité longitudinal des poutres 1D (R_{beam}) sont les paramètres d'entrée du modèle (figure 20). Les déplacements horizontaux h_1 , h_2 et h_3 en tête (trop importants) sont les paramètres de sortie (figure 20).

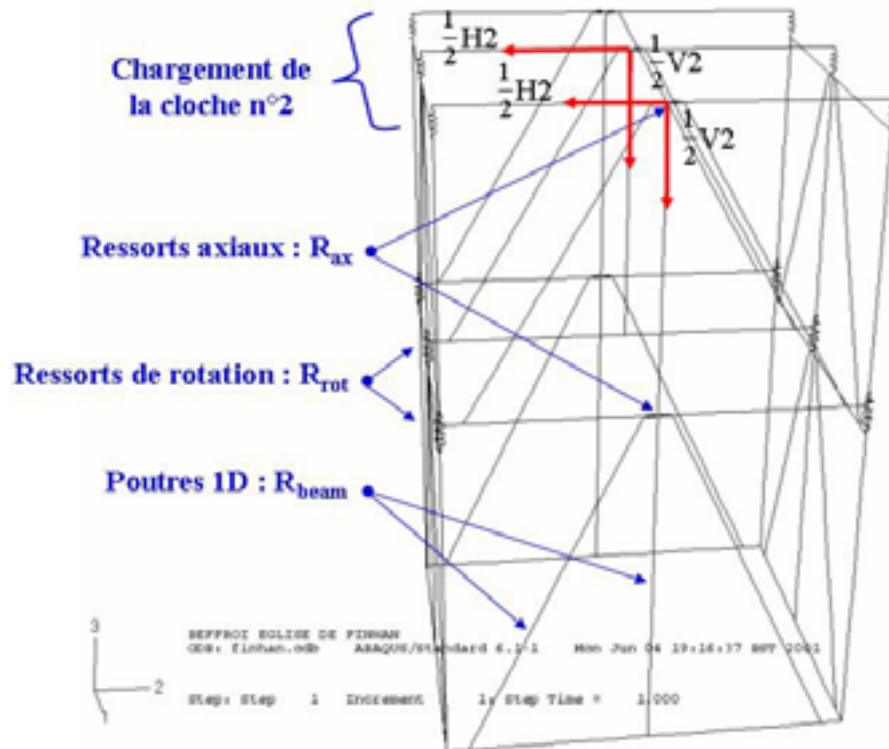


figure 20 : Paramètres d'entrée de la structure pour un cas de charge fixé.

Dans un premier temps, nous regardons l'influence globale des paramètres d'entrée sur les déplacements en tête du beffroi (représentatifs du mauvais fonctionnement de la structure). Nous n'avons que trois paramètres d'entrée (figure 20), donc nous pouvons effectuer un plan complet à trois modalités par paramètres d'entrée, c'est à dire que nous réalisons toutes les combinaisons d'essais possibles. Le traitement de ce type de plan (complet) permet d'exprimer l'influence des paramètres d'entrée deux à deux sur une réponse par des graphiques de surfaces de réponses (figure 21).

Les réponses sont décrites par des équations quadratiques multiples ou linéaires multiples. Il faut signaler que dans les plans d'expériences, les variables d'entrée sont codées

(matrice d'essais). Dans ce plan complet, les variables d'entrée prennent trois valeurs : -1 est la valeur basse, 0 la valeur moyenne et 1 la valeur haute. Les valeurs des rigidités des ressorts de rotation et des ressorts axiaux sont choisies en fonction des charges imposées par la cloche principale. Il suffit de jouer sur ces valeurs afin d'obtenir une plage de déplacements en tête cohérente.

En effet, nous avons initialement fait un calcul analytique du pendule simple avec une géométrie très simplifiée de la cloche pour simplement évaluer les réactions horizontales et verticales. Nous avons considéré la cloche comme un cône creux ouvert sans prendre en compte le joug en acier, la réaction horizontale maximale trouvée (17000 N) était fortement supérieure à celle trouvée en utilisant une géométrie précise (tableau 8).

Dans la suite, nous présenterons systématiquement **les étapes de la méthode d'analyse du beffroi pour deux cas de charges, le cas de départ (cas 1) avec les valeurs approchées des réactions et le second cas (cas 2) avec les valeurs précises des réactions.**

L'objectif est de montrer que, même si on ne connaît pas précisément les charges appliquées sur le beffroi, les solutions de renforcement sont similaires.

Chaque essai est reproduit par le calcul éléments finis, en injectant les valeurs correspondantes des paramètres (tableau 8) pour les deux cas de charges. La "valeur basse" (1.E5 ou 3.E4) de la rigidité des ressorts axiaux est suffisamment faible

Paramètres	R _{ax} (Nm ⁻¹)			R _{rot} (Nm ⁻¹)			R _{beam} (MPa)		
	basse	moy.	haute	basse	moy.	haute	basse	moy.	haute
Cas 1									
Plan d'expérience	-1	0	1	-1	0	1	-1	0	1
Calcul E.F.	1.E5	3162277	1.E8	1.E5	3162277	1.E8	5000	10000	15000
Cas 2									
Plan d'expérience	-1	0	1	-1	0	1	-1	0	1
Calcul E.F.	3.E4	948683	3.E7	3.E4	948683	3.E7	5000	10000	15000

tableau 8 : Correspondance des valeurs des paramètres entre calcul E.F. et plans d'expériences.

L'analyse brute de ce plan factoriel complet donne la relation suivante pour le cas 1 avec une bonne corrélation ($r^2 = 96,3 \%$) :

$$h \text{ (mm)} = -3 + 22 \times R_{ax} + 7 \times R_{rot} - 20 \times R_{ax}^2 - 8 \times R_{ax} R_{rot}$$

Pour le cas 2, la meilleure corrélation ($r^2 = 95.7 \%$) est trouvée avec la relation quadratique suivante:

$$h \text{ (mm)} = -3 + 27 \times R_{ax} + 10 \times R_{rot} - 23 \times R_{ax}^2 - 12 \times R_{ax} R_{rot}$$

Dans les deux cas, nous constatons que l'influence du module d'élasticité longitudinal des poutres est négligeable par rapport à celle de la rigidité des ressorts axiaux. Les régressions données par les traitements des plans d'expériences ne prennent pas en compte le terme module d'élasticité des poutres : les valeurs de p sont trop médiocres (>0.05). Autrement dit, nous ne pouvons pas faire confiance aux valeurs des coefficients du paramètre module d'élasticité longitudinal (valeurs très faibles en relation directe avec les valeurs de p).

Dans la suite, quand nous parlons de coefficient significatif, cela montre que la valeur de p est inférieure à 5 %.

Les graphes de surfaces de réponses (figure 21 et figure 22) représentent les déplacements horizontaux en fonction des paramètres globaux deux à deux. Pour chaque paire de paramètres exprimés, il y a trois représentations possibles en fonction du paramètre non exprimé dont la valeur est fixée. Cette valeur fixée correspond à la valeur basse du paramètre (-1), à la valeur moyenne (0) ou à la valeur haute (+1). Pour chaque cas de charge, nous obtenons neuf graphes. Chaque colonne de cet ensemble permet de constater le comportement d'une même paire de paramètres en fonction de la valeur fixée du paramètre non exprimé. Ces graphes traduisent la tendance suivante : la variation du module d'élasticité des poutres n'a que peu d'influence sur les déplacements horizontaux en tête du beffroi.

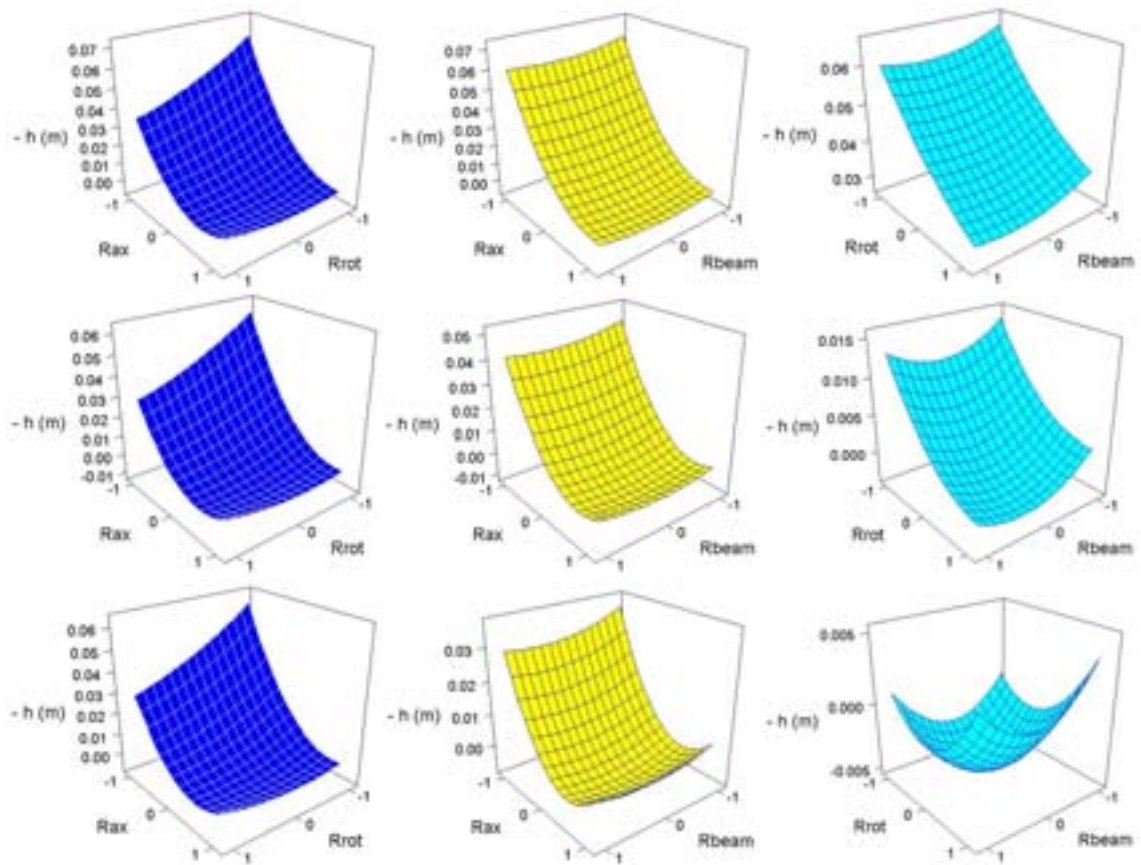
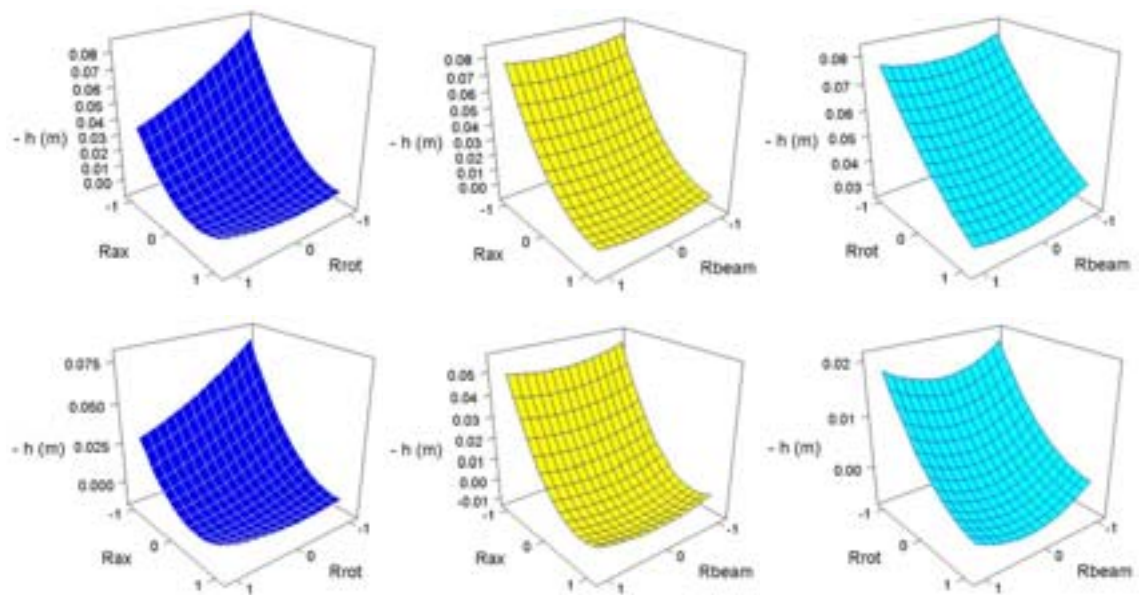


figure 21 : Surfaces de réponses : cas1.



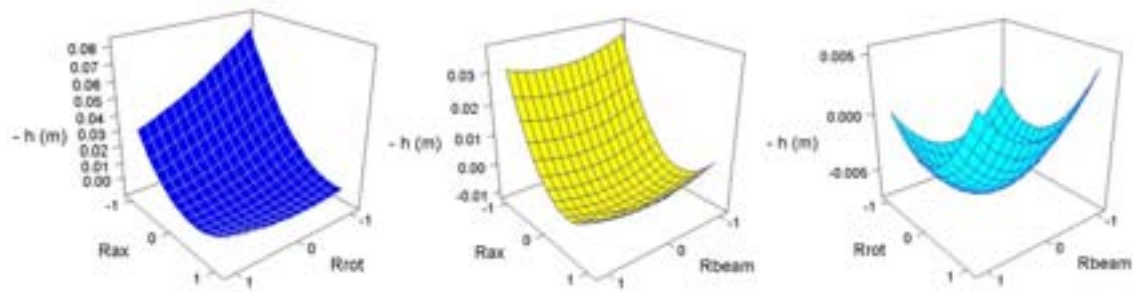


figure 22 : Surfaces de réponses : cas2.

Le beffroi n'est quasiment pas influencé par les valeurs des modules d'élasticité longitudinaux de ses poutres. Par contre, les ressorts axiaux ou les jeux des assemblages ont une influence globale majeure sur les déplacements horizontaux en tête. Ce premier plan d'expérience (factoriel complet) a permis de dégager les grandes tendances du fonctionnement du beffroi par rapport à des variables globales, tout en calant l'ensemble des valeurs des variables de la modélisation afin d'obtenir une estimation des réponses (déplacements horizontaux) cohérente.

L'étape suivante est de limiter les jeux d'assemblages pour réduire les déplacements horizontaux du beffroi. Mais il ne faut pas forcément bloquer tous les jeux d'assemblages (il y a 35 ressorts axiaux) pour obtenir des déplacements satisfaisants. Il convient de trouver les jeux d'assemblages qui influencent le plus les déplacements horizontaux en tête du beffroi.

3.4.2. Plans d'expériences : étude du renforcement des assemblages

Pour étudier les effets de 35 facteurs sur une réponse, la solution la plus simple et la moins coûteuse en nombre de réalisations est d'effectuer des plans de Plackett-Burman.

Une première étude consiste à bloquer successivement les jeux d'assemblages en fonction des résultats donnés par les plans d'expériences. Cette progression va nous permettre de vérifier plusieurs choses : l'efficacité des plans de Plackett-Burman, les valeurs des déplacements horizontaux à chaque pas de blocage d'un ou plusieurs jeux et les redistributions logiques dues au blocage d'un ou de plusieurs jeux.

Dès que les déplacements horizontaux ont été suffisamment réduits, nous avons identifié in situ la présence ou non de jeux au niveau des assemblages critiques indiqués par les plans d'expériences. Ensuite nous avons mis à jour le modèle numérique en prenant en

compte ces présences on non de jeux d'assemblages. Nous avons réalisé une nouvelle série de plans d'expériences en bloquant successivement les ressorts axiaux jusqu'à ce que les déplacements en tête du beffroi soient minimes. Nous présenterons l'ensemble de cette partie pour les cas de charges cités précédemment.

Enfin, nous avons procédé au renforcement de plusieurs assemblages pour assurer à nouveau le fonctionnement de la cloche principale de cette église.

3.4.2.1. Blocages successifs des jeux d'assemblages

Nous avons d'abord réalisé un plan de Plackett-Burman sur les 35 facteurs correspondants aux 35 ressorts axiaux du modèle éléments finis (figure 23). Les réponses relevées pour les plans d'expériences suivants sont les déplacements horizontaux h_1 , h_2 et h_3 (figure 23).

L'analyse de ce premier plan montre que, parmi les facteurs significatifs, le ressort S_{75} est le plus influent sur les déplacements du beffroi (figure 24 et figure 25), que ce soit pour le cas de charge 1 ou le cas de charge 2. Ces deux figures montrent l'influence de chaque ressort axial en fonction de sa modalité (haute ou basse) ou plutôt de sa rigidité (forte ou faible) sur les déplacements horizontaux du beffroi.

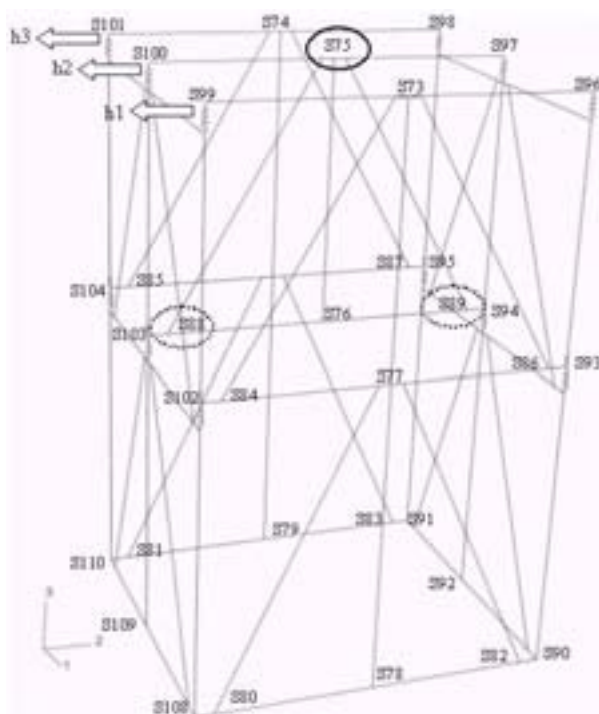


figure 23 : 1^{ère} étude : blocage des ressorts axiaux des deux premiers plans d'expériences.

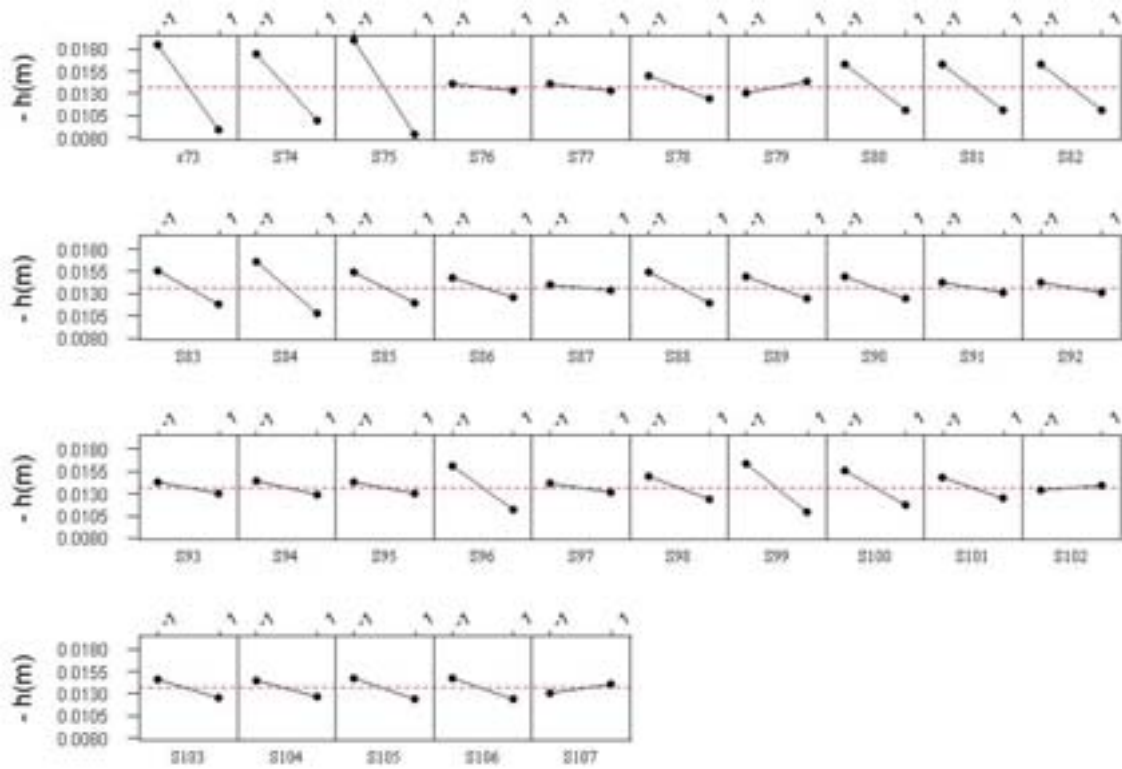


figure 24 : Cas 1 : premier plan d'expériences sur 35 paramètres.

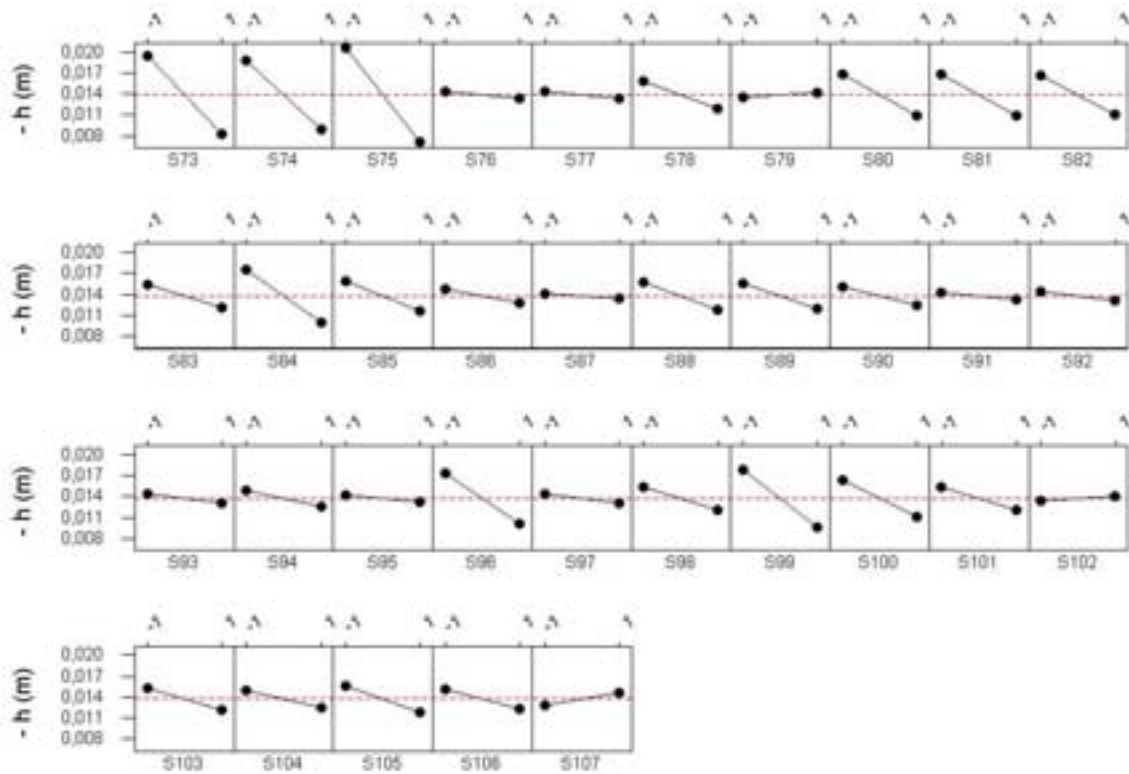


figure 25 : Cas 2 : premier plan d'expériences sur 35 paramètres.

Donc nous bloquons ce ressort dans la suite de l'étude numérique. Nous effectuons alors un second plan de Plackett-Burman sur les 34 paramètres restants afin de voir quel est le ressort axial le plus influent après S₇₅. Parmi les facteurs significatifs, le ressort S₈₈ est le plus influent.

Nous continuons ainsi à faire des plans d'expériences tant que les déplacements horizontaux ne sont pas assez limités par les blocages successifs. Nous avons rassemblé l'ensemble des résultats (tableau 9) de cette première partie pour chacun des cas de charges en indiquant les ressorts les plus influents ainsi que l'impact de chaque blocage sur les déplacements horizontaux en tête du beffroi. Nous constatons que les priorités en terme de d'éléments critiques sont les mêmes pour le cas de charge 1 et pour le cas de charge 2 (figure 26). La principale différence à noter vient du fait que nous atteignons plus rapidement ou plutôt de façon plus économique des déplacements horizontaux satisfaisants dans le cas 2.

		Déplacements horizontaux (mm)		
Renforcements		h₁	h₂	h₃
CAS 1	Sans renforcement	78,7	77,6	44,3
	S75	71,8	51,1	37,9
	S88	64,9	24,8	31,4
	S73	46,2	24,1	27,8
	S86	24,2	23,2	23,4
	S80	2,2	3,2	2,6
	S81	1,2	1,8	2,6
CAS 2	Sans renforcement	96,6	95,5	54
	S75	88	61,5	46,1
	S88	79,1	27,1	37,9
	S73	56,1	26,5	33,4
	S86	27,5	25,7	27,8
	S80	0,5	0	0

tableau 9 : Impact du blocage successif des ressorts sur les déplacements en tête du beffroi.

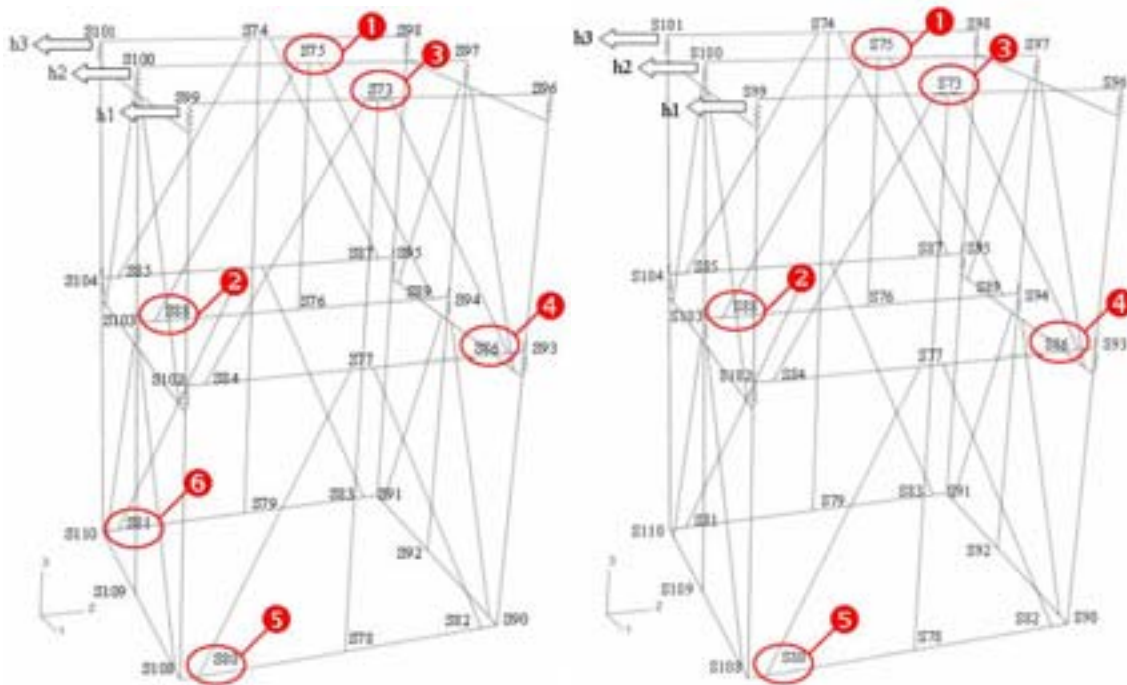


figure 26 : Blocages successifs des ressorts axiaux : cas de charge 1 et cas de charge 2.

3.4.2.2. Vérification de la pertinence de la méthode pas à pas :

D'après le tableau 9, nous constatons que les assemblages considérés comme critiques par les plans d'expériences successifs réduisent efficacement les déplacements horizontaux en tête de la structure. Mais ces assemblages désignés décrivent-ils la totalité ou seulement une partie de la réponse mesurée ? Pour le savoir, nous avons effectué un plan factoriel complet à trois modalités par paramètre pour tester l'influence des six assemblages critiques sur les déplacements horizontaux du beffroi. L'analyse de ce plan pour le cas de charge 1 donne la relation suivante :

$$h \text{ (mm)} = 7,05 - 7,23 \times S_{73} - 7,24 \times S_{75} - 6,12 \times S_{80} - 5,51 \times S_{81} - 3,64 \times S_{86} - 3,34 \times S_{88} + 6,84 \times S_{73}^2 + 6,62 \times S_{75}^2 + 2,04 \times S_{80}^2 + 4,24 \times S_{86}^2 + 3,89 \times S_{88}^2 + 1,11 \times S_{73} S_{75} - 2,23 \times S_{73} S_{86} + 0,47 \times S_{73} S_{88} + 0,53 \times S_{75} S_{86} - 2,01 \times S_{75} S_{88} + 4,67 \times S_{80} S_{81}$$

que l'on peut aussi exprimer de la façon suivante :

$$h \text{ (mm)} = 7,05 \times [1 - 1,03 \times S_{73} - 1,03 \times S_{75} - 0,87 \times S_{80} - 0,78 \times S_{81} - 0,52 \times S_{86} - 0,47 \times S_{88} + 0,97 \times S_{73}^2 + 0,94 \times S_{75}^2 + 0,29 \times S_{80}^2 + 0,60 \times S_{86}^2 + 0,55 \times S_{88}^2 + 0,16 \times S_{73} S_{75} - 0,32 \times S_{73} S_{86} + 0,07 \times S_{73} S_{88} + 0,8 \times S_{75} S_{86} - 0,29 \times S_{75} S_{88} + 0,66 \times S_{80} S_{81}].$$

Il faut préciser que les coefficients trouvés sont tous significatifs ($p < 0,05$) et que le coefficient de corrélation r^2 de cette équation est de 99,6 %. Donc nous pouvons conclure que ces six paramètres expliquent en quasi-totalité la réponse mesurée. Dans le cas précis de cet exemple sur le beffroi, la méthode de blocage, renforcement ou élimination pas à pas est très satisfaisante quant à la qualité de la régression trouvée et efficace quant au nombre restreint de paramètres mis en jeu.

3.4.2.3. Justification de l'utilisation de la méthode pas à pas

Nous pouvons justifier l'utilisation de cette méthode pas à pas que nous qualifierons d'aveugle par rapport à une certaine logique mécanique ou statistique testée au début de nos travaux. Par le terme logique statistique, nous voulons expliquer le fait que nous sélectionnons l'ensemble des paramètres significatifs d'une régression multilinéaire ($p < 0,05$) pour l'analyse d'un plan d'expériences (au lieu de sélectionner **le paramètre** le plus significatif). Aux débuts de l'étude, nous avons réalisé plusieurs essais afin de renforcer les assemblages pour un cas de charge extrême par rapport aux déplacements horizontaux en tête de la structure (figure 27) : les deux cloches arrivent au même instant à 90 degrés par rapport à leur position d'équilibre.

Seuls deux exemples sont détaillés dans la suite, ce qui permet de montrer que les conclusions de chaque cas traité divergent complètement suivant les options de renforcement choisies.

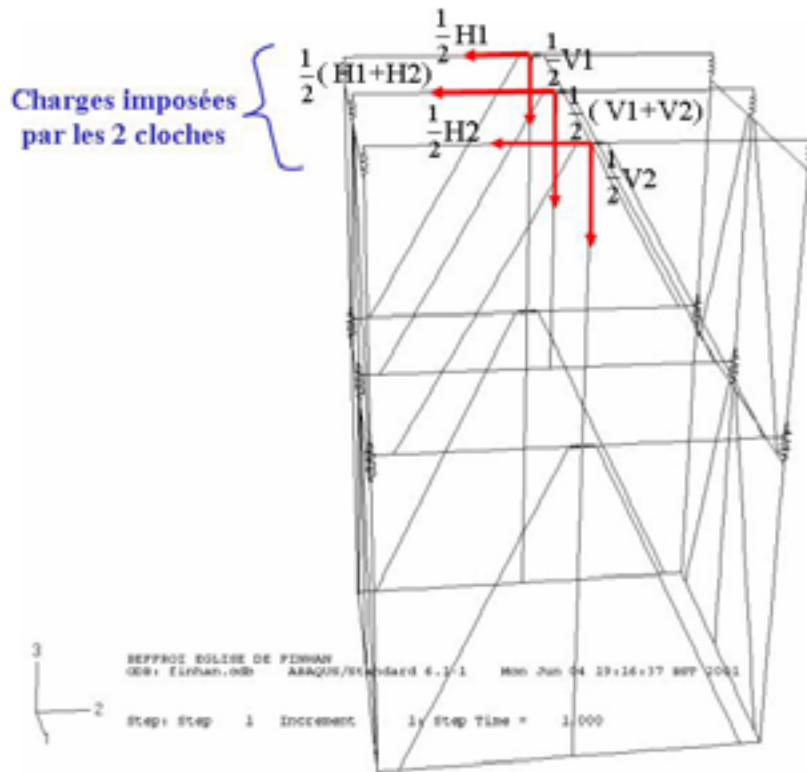


figure 27 : Cas de charge le plus défavorable : les 2 cloches à sont à l'horizontale.

Dans le premier exemple, nous avons testé les 35 paramètres (ressorts axiaux) avec un plan de type Plackett-Burman. Le ressort le plus influent est le ressort S_{75} (figure 28), que nous avons bloqué. Ensuite, nous avons réalisé un second plan pour tester les 34 paramètres restants. En prenant en compte la position de l'assemblage S_{75} , nous pouvions penser que le fait de le renforcer allait provoquer une redistribution des efforts dans les diagonales adjacentes et donc solliciter les assemblages S_{88} et S_{89} (figure 28). L'analyse de ce deuxième plan d'expériences a confirmé notre supposition : les deux ressorts les plus influents par rapport à la réponse mesurée sont bien S_{88} et S_{89} .

Après avoir analysé un troisième plan d'expériences sur les trente deux paramètres restants, nous avons choisi de renforcer cinq assemblages (S_{73} , S_{96} , S_{97} , S_{99} , S_{100}) parmi l'ensemble des paramètres significatifs. Les déplacements horizontaux en tête du beffroi ne sont toujours pas suffisamment réduits, nous avons donc effectué un quatrième plan d'expériences sur les 27 paramètres restants. Les seuls facteurs significatifs sont les ressorts S_{80} , S_{82} , S_{84} et S_{86} que nous avons décidé de bloquer. Les déplacements horizontaux consécutifs à cette série de plans d'expériences sont réduits efficacement, mis à part la valeur de h_3 encore trop importante (tableau 10).

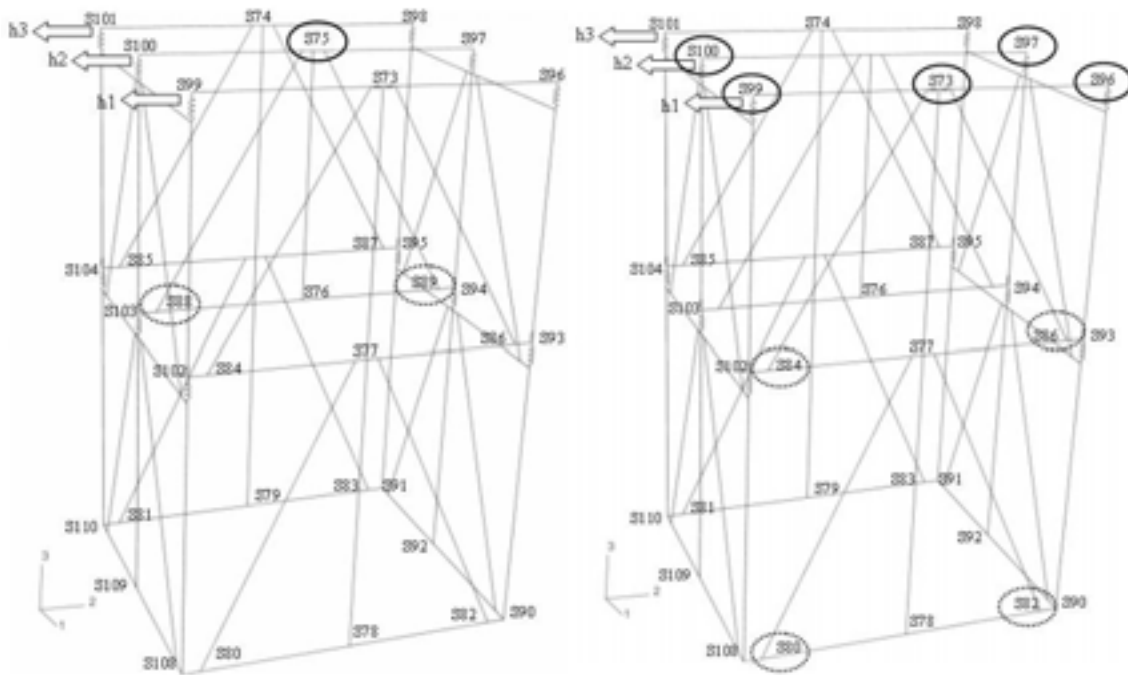


figure 28 : Renforcement de S_{75} et redistribution sur S_{88} et S_{89} puis résultats du 3^{ème} et 4^{ème} plan.

Le point de départ du deuxième exemple est identique au premier, nous avons effectué un plan d'expériences sur 35 paramètres. Mais l'analyse de ce plan est différente, au lieu de bloquer le paramètre le plus significatif, nous bloquons l'ensemble des paramètres intervenants (significatifs) dans la régression multilinéaire (figure 29). Malgré le nombre important de paramètres significatifs (14), les déplacements horizontaux en tête de la structure ne sont pas assez réduits. Nous avons effectué un deuxième plan d'expérience sur 21 paramètres restants qui nous a conduit à renforcer deux assemblages supplémentaires (tableau 10).

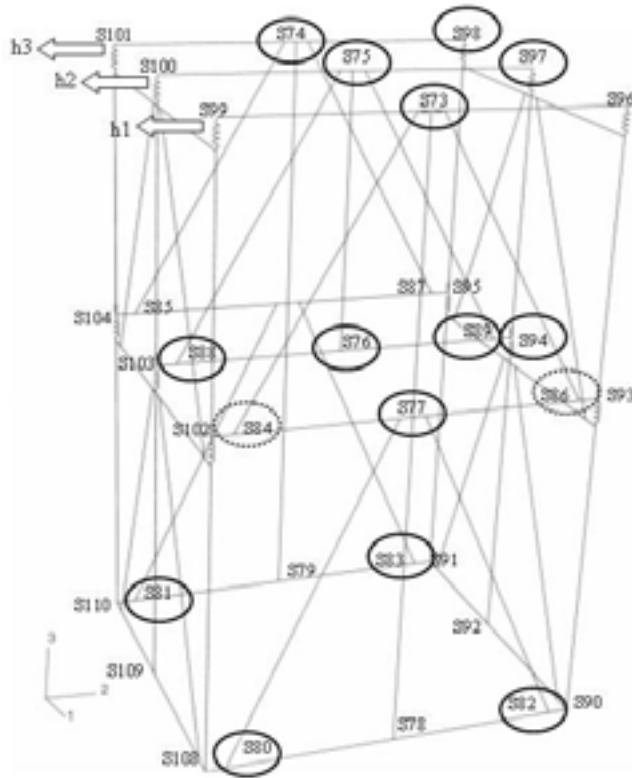


figure 29 : Deuxième exemple : résultats du 1^{er} et 2^{ème} plan d'expériences.

		Déplacements horizontaux (mm)		
Renforcements		h ₁	h ₂	h ₃
Exemple 1	S ₇₅	83	66	58
	S ₈₈ , S ₈₉	74	31	49
	S ₇₃ , S ₉₆ , S ₉₇ , S ₉₉ , S ₁₀₀	34	30	31
	S ₈₀ , S ₈₂ , S ₈₄ , S ₈₆	1	2,3	11
Exemple 2	S ₇₅ , S ₉₇ , S ₈₈ , S ₇₆ , S ₈₉ , S ₉₄ , S ₇₃ , S ₇₇ , S ₈₀ , S ₈₂ , S ₇₄ , S ₉₈ , S ₈₁ , S ₈₃	20	15	17
	S ₈₄ , S ₈₆	5	8	15

tableau 10 : deux exemples de réductions des déplacements horizontaux du beffroi.

3.4.2.4. Identification in situ des jeux des assemblages critiques :

Nous précisons qu'à ce moment de l'étude, nous avons déterminé les assemblages critiques seulement à partir des efforts approchés de la cloche principale (tableau 11). Par la suite, nous faisons également la mise à jour du modèle pour le cas de charge 2 afin de comparer les conclusions de l'étude suivant les deux cas de charges. Nous possédons une liste d'assemblages critiques dont nous devons identifier les jeux horizontaux in situ. Nous avons mesuré ces jeux en plaçant des comparateurs (qui relèvent le déplacement maximum au cours de l'essai) au niveau des assemblages critiques (figure 30) et en faisant sonner la cloche principale.

Le fait que le beffroi soit une structure chargée statiquement et surtout dynamiquement nous dispense de la mise au point d'essais optimisés pour identifier les caractéristiques des éléments critiques.



figure 30 : Mesure des jeux d'assemblages critiques in situ.

Ces comparateurs spéciaux gardent en mémoire le déplacement maximal pendant la procédure de mesure. En effet, le moteur d'entraînement met progressivement la cloche en mouvement. La cloche monte au fur et à mesure jusqu'à reproduire une évolution qui est appelée demie volée (figure 19). Donc les jeux d'assemblages augmentent également progressivement jusqu'à atteindre une valeur maximale. Les valeurs des jeux des assemblages critiques sont rassemblées dans le tableau 11.

Assemblages critiques (cas1)	Mesure des comparateurs (mm)
S75	8,5
S88	0
S73	6
S86	0
S80	0
S81	0

tableau 11 : Résultats de l'identification des assemblages critiques.

3.4.2.5. Mise à jour de la modélisation éléments finis :

Au terme de cette première identification des éléments critiques du beffroi in situ, nous constatons que sur six assemblages critiques, seuls deux d'entre eux sont soumis à des jeux horizontaux importants (figure 31).

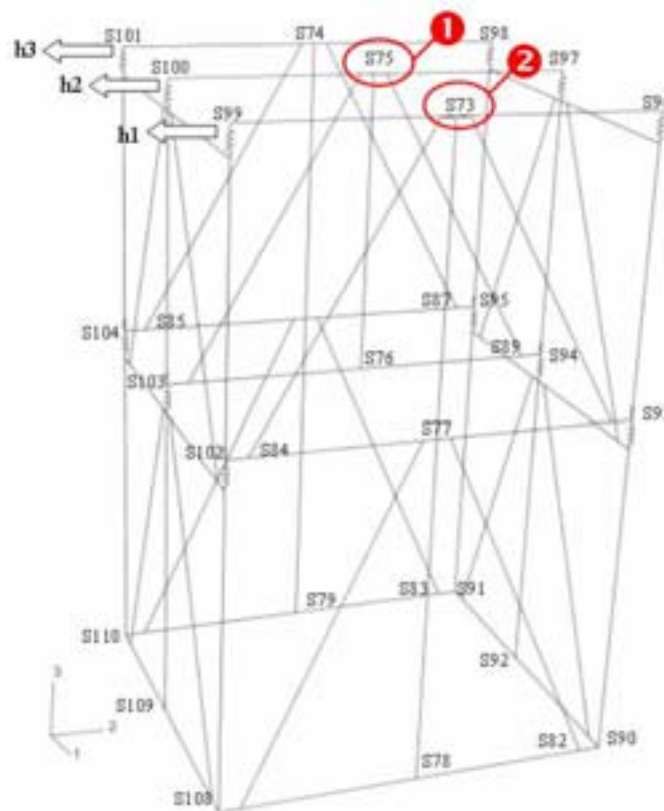


figure 31 : Mise à jour de la modélisation éléments finis du beffroi : cas de charge 1.

Les quatre assemblages qui n'ont pas de jeu (tableau 11) constituaient quatre variables de la modélisation du beffroi. Elles en sont supprimées, nous n'avons plus que 31 variables correspondants aux 31 rigidités des ressorts axiaux pour le cas de charge 1. Pour le cas de charge 2, il reste 32 paramètres correspondants aux 32 rigidités des ressorts axiaux.

Ces assemblages étaient supposés influents et après inspection in situ, ils s'avèrent être des assemblages sains par rapport à notre variable de sortie. De plus, les deux assemblages possédant des jeux n'expliquent pas forcément la totalité des déplacements en tête du beffroi. Ce que nous pourrions qualifier de chemin d'influence se trouve totalement changé. Nous pouvons penser que de nouveaux assemblages vont maintenant devenir influents par rapport aux déplacements horizontaux en tête du beffroi. Il faut donc procéder à une nouvelle série de plans d'expériences pour les identifier.

Nous réalisons un plan d'expérience de type Plackett-Burman avec 31 paramètres pour le cas de charge 1 et un autre avec 32 paramètres pour le cas de charge 2. Les résultats de l'analyse du plan du cas de charge 1 montrent que le ressort S_{73} est le plus influent (figure 32). Ceux de l'analyse du plan du cas de charge 2 montrent que le ressort S_{75} est le plus influent (figure 33).

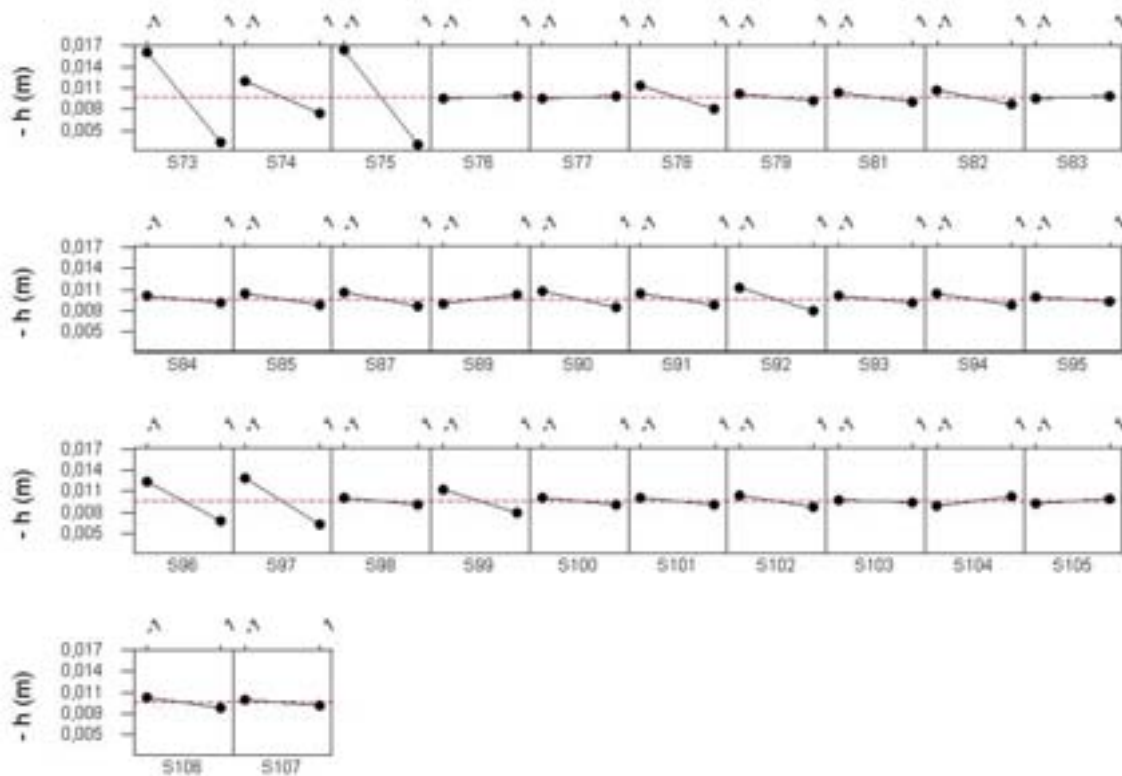


figure 32 : Influence de chaque ressort sur la réponse : cas de charge 1.

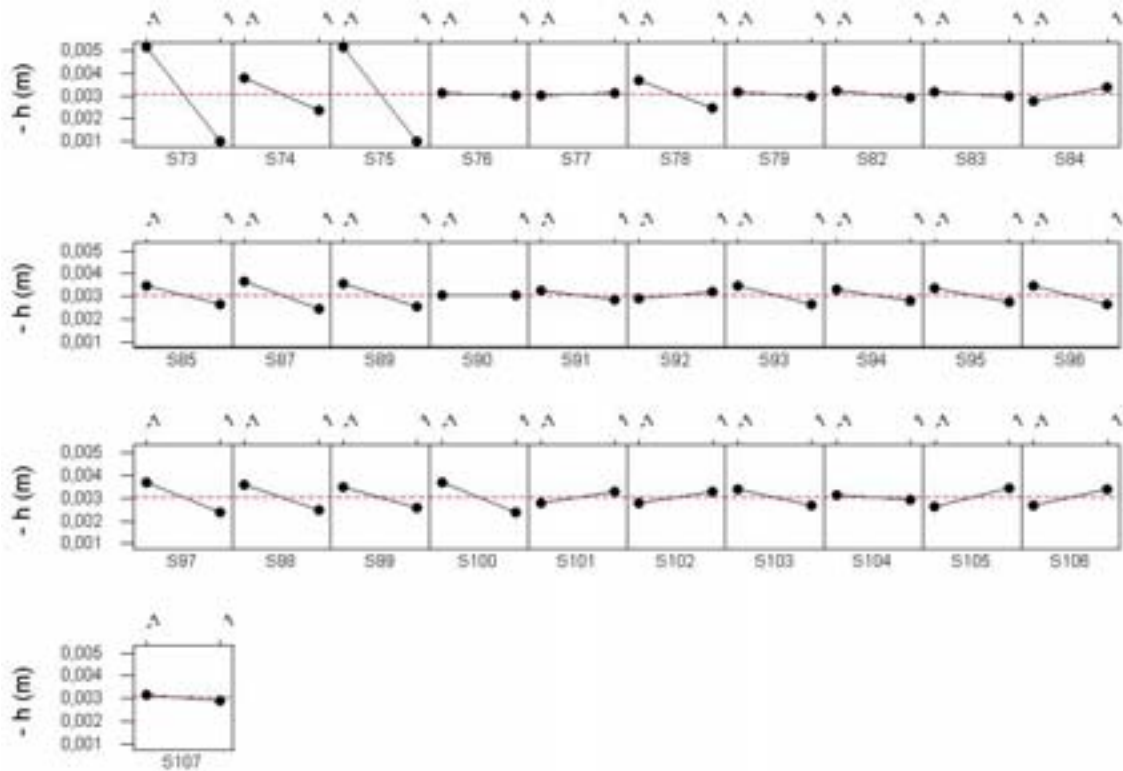


figure 33 : Influence de chaque ressort sur la réponse : cas de charge 2.

Nous bloquons ce ressort numériquement et faisons à nouveau un plan d'expérience pour déterminer quel sera le ressort influent suivant pour les deux cas de charges. Nous répétons l'opération jusqu'à ce que les déplacements horizontaux soient suffisamment réduits. Les résultats de cette nouvelle série de blocages successifs sont regroupés dans le tableau 12.

		Déplacements horizontaux (mm)		
		h ₁	h ₂	h ₃
CAS 1	Renforcements			
	Sans renforcement	17	16,4	6
	S73	0,5	12,7	2,5
	S75	0,4	0,5	0
CAS 2	Sans renforcement	56	55,6	20,5
	S75	44,4	0,4	8,7
	S73	0,5	0	0,6

tableau 12 : Impact des blocages successifs des ressorts après une première mise à jour du modèle.

Quel que soit le cas de charge seuls deux ressorts sont critiques par rapport aux déplacements horizontaux en tête du beffroi et suffisent à les limiter. Il n'est pas nécessaire de reconduire une identification in situ car ces nouveaux ressorts influents l'étaient déjà lors de la première série de blocages successifs. Des ressorts autres que ceux déjà identifiés lors de la première mise à jour auraient pu rentrer en jeu et donc nécessiter une nouvelle identification in situ ainsi qu'une nouvelle série de plans d'expériences. Ce n'est pas le cas pour ce beffroi.

Nous pouvons terminer cette étude par le renforcement de ces assemblages critiques.

3.4.2.6. Renforcement des assemblages critiques :

Le renforcement choisi pour ces deux assemblages est très simple, nous avons mis en place deux tire-fonds de 300 mm de longueur et 16 mm de diamètre (figure 34). Ces dimensions peuvent paraître excessives mais il faut rappeler que les sections des poutres du beffroi sont importantes (200 par 200 mm²). Cette longueur nous permet de traverser la poutre horizontale et de venir s'ancrer dans le poteau. Nous avons préalablement réalisé un avant trou du diamètre du tire-fond dans la poutre horizontale puis un avant trou d'un diamètre équivalent à 0,7 fois celui du tire-fond dans le poteau.



figure 34 : Suppression des jeux d'assemblages par la mise en place de tire-fonds.

La dernière étape consiste à vérifier que les déplacements horizontaux en tête du beffroi sont suffisamment réduits pour qu'il soit possible de refaire fonctionner régulièrement cette cloche. Nous avons relevé les valeurs de h_1 , h_2 et h_3 avant et après renforcement (tableau 13).

	Déplacements horizontaux (mm)		
	h_1	h_2	h_3
Avant renforcement	23	20	8
Après renforcement	1	2	1

tableau 13 : Déplacements en tête du beffroi avant et après renforcement.

Les déplacements sont suffisamment réduits, la cloche principale peut à nouveau fonctionner régulièrement.

Le déroulement de la validation de la méthodologie d'analyse mécanique a été ponctué par l'écriture de plusieurs articles^{68,69,70}.

3.5. Conclusion

L'analyse mécanique développée a permis d'intervenir a minima : le beffroi a été remis en fonction après un renforcement par deux tire-fonds alors que deux interventions successives par une entreprise spécialisée n'avaient pu résoudre le problème. Il faut tout de même signaler que l'intervention aurait sans doute été plus lourde si les interventions précédentes n'avaient pas eu lieu.

Pour résumer, les étapes strictement nécessaires permettant le renforcement sont les suivantes :

- modélisation du beffroi par les éléments finis,
- détermination de l'influence des paramètres globaux du modèle sur les déplacements horizontaux du beffroi (à l'aide des plans d'expériences),
- détermination des assemblages critiques (par rapport aux déplacements horizontaux) par blocage pas à pas (à l'aide des plans d'expériences),

- identification de ces assemblages critiques in situ,
- mise à jour du modèle mécanique par une nouvelle série de blocages pas à pas (à l'aide des plans d'expériences),
- renforcement du beffroi par deux tire-fonds.

⁶⁶ BULLEIT W. M., BOGUE SANDBERG L., DREWEK M. W., O'BRYANT T. L. - "Behavior and Modelling of Wood-Pegged Timber Frames" – Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 1, pp 3-9, January 1999

⁶⁷ NIEDERWANGER G. - "Structural Repair of Damaged Old Bell Towers Based on Dynamic Measurements" - Proceedings of the 5th International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings : STREMAH V, San Sebastian, Spain, pp 447-455, June 1997

⁶⁸ ANDRE N., GALIMARD P. - "A Mechanical Study of a Wooden Bell-tower" - Wooden Handwork/Wooden Carpentry : European Restoration Sites - Proceedings of Culture 2000 Project : Italian Action, pp 149-155, Elsevier, 2001

⁶⁹ ANDRE N., CASTERA P. & GALIMARD P. - "Introduction of Probabilistic Tools in the Evaluation of Wooden Historical Buildings, in terms of Safety: a case study" – Proceedings of the 3^d World Conference on Structural Control, Como (Italia), Vol. 2, pp 1127-1136, 8-12 April 2002 - ISBN = 0471489808

⁷⁰ ANDRE N., GALIMARD P. & MORLIER P. - "Structural Assessment of a Wooden Bell-Tower" - Eighth International Conference on STREMAH (Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture), Halkidiki, Greece, pp 317-326, 7-9 May 2003

Conclusion générale

Le diagnostic des structures anciennes en bois repose essentiellement sur des soucis déontologiques et l'œil de l'expert sans outils spécifiques adaptés.

L'analyse mécanique, pratiquée par les bureaux d'études, est identique à celle des structures modernes et fait abstraction de toutes les caractéristiques particulières telles la conception, l'historique du chargement, l'état de déformation, la redondance mécanique, les assemblages ou les bois en place. Ainsi, la sécurité des structures anciennes est approchée comme celle des structures modernes et conduit souvent à une perte patrimoniale.

Nous avons développé une méthodologie d'analyse mécanique par des outils numériques adaptés (Matlab, Abaqus et Minitab) permettant d'intervenir a minima : le beffroi de Finhan a pu être remis en service après un renforcement par deux tire-fonds alors que deux interventions successives par une entreprise spécialisée n'avaient pu résoudre le problème. La méthodologie présentée doit être considérée comme une aide au diagnostic, elle ne se substitue pas au travail de l'expert.

Le beffroi, par son mode de fonctionnement, n'a pas permis d'appliquer l'étape optimisation d'un essai par les algorithmes génétiques. Cependant, nous avons montré à l'aide d'une application simple les capacités d'identification d'éléments endommagés par cette technique et donc d'optimisation d'une fonction comportant de nombreux paramètres.

Une nouvelle validation expérimentale de la méthodologie sur une structure plus complexe (une charpente d'église par exemple) nous semble indispensable. Cette étape sera effectuée dans le cadre de la continuité du programme national "Estimation non destructive, stratégie d'analyse mécanique des structures bois anciennes". Les travaux présentés dans ce mémoire serviront notamment de base à l'élaboration d'un suivi des structures optimisé.

Le développement d'un élément fini d'assemblage (combinant des ressorts et des butées) pourrait permettre de caler précisément le modèle numérique de la structure analysée avec la réalité pour apporter l'aspect quantitatif qui manquait à notre étude du beffroi.

La méthodologie d'analyse nous permet d'aller jusqu'à une intervention optimisée sur la structure. Il reste à développer le calcul fiabiliste avec l'objectif de donner un indice de fiabilité de la structure.

Annexe A

**Description de la "boîte à outils" pour l'analyse des
structures du Patrimoine**

Pour mener à bien l'ensemble de la procédure d'analyse des structures du Patrimoine, nous avons créé une boîte à outils qui s'articule autour de trois logiciels : Abaqus, Matlab et Minitab. Nous allons décrire la façon dont nous les utilisons pour les étapes suivantes :

- modélisation de la structure par les éléments finis,
- détermination des paramètres influents de la structure,
- identification d'éléments endommagés, optimisation d'un essai non destructif

A.1 Modélisation de la structure par les éléments finis

Nous avons utilisé le logiciel de calcul éléments finis Abaqus (version 5.8). Nous avons des versions de ce logiciel plus récentes (version 6.2 et 6.3) mais elles sont plus lentes que la version 5.8. Pour cette étape, l'utilisation du logiciel a été effectuée indifféremment sur les plateformes suivantes :

- PC (Windows technologie NT),
- station de travail :
 - Hewlett-Packard (langage HP-UX : Unix),
 - Silicon Graphics (O²).

Nous avons modélisé le beffroi en trois dimensions à l'aide des éléments de poutre B31 (éléments à une dimension). Les lignes de programmation permettant de modéliser la structure s'écrivent dans un fichier d'entrée ayant une extension ".inp". Le fichier d'entrée permettant de faire des calculs pour le beffroi se nomme "beffroi.inp".

Une documentation complète est disponible sur les machines où sont installées les versions 6.2 et 6.3 d'Abaqus : il faut lancer l'exécutable "abaqus62 doc". Il est aussi possible de consulter les nombreux manuels des versions 5.8, 6.2 et 6.3.

A.2 Détermination des paramètres influents de la structure

Dans cette étape, le logiciel de calcul Matlab sert à automatiser l'exécution des plans d'expériences créés par le logiciel Minitab en pilotant le logiciel Abaqus. L'ensemble de cette procédure ne peut se dérouler que sous un environnement type Unix. En effet, dans une partie de la procédure, nous faisons appel à des exécutables en Fortran que nous n'avons pas réussi à faire fonctionner sous un environnement Windows technologie NT malgré plusieurs tentatives de mise au point.

- 1 Minitab (version 11 ou 13) nous permet de créer les tables d'essais des plans d'expériences. Il faut aller dans le menu "Stat", puis "DOE", puis "Factorial" ou "Response Surface" pour créer un plan d'expériences de type factoriel complet, factoriel fractionnaire ou Plackett-Burman. Le plan créé est contenu dans le fichier "plan1.mtw" (par exemple, un plan de type Plackett-Burman comprenant 48 essais ayant pour facteurs les 35 rigidités des ressorts axiaux du beffroi).
- 2 La table d'essais étant créée, il faut la copier manuellement du fichier "plan1.mtw" dans un fichier texte appelé "matrice.txt".
- 3 Nous avons créé un programme "planauto.m" sous Matlab qui permet de lire ce fichier "matrice.txt". Matlab connaît donc l'ensemble des essais qu'il faut effectuer pour accomplir le plan d'expériences.
"planauto.m" va réaliser les étapes suivantes :
 - écrire dans le fichier "beffroi.inp" les paramètres correspondant au premier essai du plan d'expériences (écriture des valeurs des 35 rigidités d'assemblages du premier essai),
 - lancer la procédure de calcul d'Abaqus 5.8 pour le fichier "beffroi.inp",
 - lancer le fichier exécutable "lect_deplacements.x" qui permet d'écrire les résultats (déplacements horizontaux du beffroi) du calcul d'Abaqus (sur le fichier "beffroi.inp") dans le fichier texte "lect_deplacements",
 - recommencer ces opérations jusqu'au dernier essai du plan d'expériences.

- 4 Il faut maintenant copier manuellement les réponses contenues dans le fichier "lect_deplacements.x" dans la ou les colonnes des réponses du plan d'expériences du fichier "plan1.mtw" de Minitab.
- 5 Le plan d'expériences est désormais complet, il contient la table d'essais et les réponses correspondantes. L'utilisation des fonctions d'analyse des plans d'expériences "Analyze Factorial Design" ou "Analyze Response Surface Design" de Minitab permet d'obtenir les régressions linéaires ou quadratiques multiples décrites dans le chapitre 2.4.1.
Nous obtenons le paramètre le plus influent de ce premier plan d'expériences (le ressort S₇₅, voir chapitre 3.4.2.1).
- 6 Il faut répéter les opérations précédentes jusqu'à ce que la réponse désirée (les déplacements horizontaux du beffroi) soit satisfaisante (valeur des déplacements inférieure à 2 mm).

A.3 Identification d'éléments endommagés, optimisation d'un essai non destructif

Dans cette étape, nous utilisons la boîte à outils GAOT (Genetic Algorithm Optimization Toolbox) développée sous Matlab par des chercheurs de l'Université de Caroline du Nord⁶⁴.

Les fichiers sources et les informations concernant cette boîte à outils sont consultables en ligne sur le site suivant : <http://www.ie.ncsu.edu/mirage/GAToolBox/gaot/>.

Cette étape fonctionne également sous environnement Unix pour les mêmes raisons que précédemment. Matlab gère toute la procédure de calcul en pilotant Abaqus 5.8.

La procédure des algorithmes génétiques se gère principalement à l'aide d'un fichier : "**optimisation.m**", fichier général qui gère les opérations suivantes :

- définition du nombre de gènes (les paramètres du modèle) composant un individu (une configuration du modèle ou d'un essai) et définition de leurs bornes,

- création de la population de départ des AG (aléatoirement par Matlab ou définie par l'utilisateur),
- gestion des paramètres internes des AG (mutation, croisement et convergence),
- définitions du nombre :
 - d'individus de la population de départ,
 - de générations à atteindre,
 - d'optimisations à accomplir (répétitions de la procédure d'optimisation en repartant d'une nouvelle population de départ avec le même nombre de générations à accomplir),
- lance (pour chaque individu) le fichier "minfonction.m" dont la tâche est de calculer la fonction à optimiser (appelée smin) :
 - en envoyant chaque individu (configuration d'essai) créé par les algorithmes génétiques dans le fichier d'entrée Abaqus,
 - en lançant la procédure de calcul d'Abaqus 5.8 sur le fichier d'entrée,
 - en récupérant les sorties du calcul d'Abaqus 5.8 (comme dans le fichier "planauto.m"),
 - en calculant la fonction smin,
- relance "minfonction.m" tant que la fonction à optimiser smin n'a pas convergé.

Annexe B

**Identification d'éléments endommagés par la technique
des algorithmes génétiques**

B.1 Identification des paramètres explicatifs du treillis

Nous avons choisi un exemple de structure dans un article de Chou et Ghaboussi⁶⁵ (2001) : un pont treillis métallique de 30,5 mètres de portée et 6,1 mètres de hauteur (figure 35) composé de cinq motifs (cadres) identiques. Les barres de ce treillis ont une section de $12,9 \text{ cm}^2$, le module d'élasticité de l'acier utilisé est de 21 GPa.

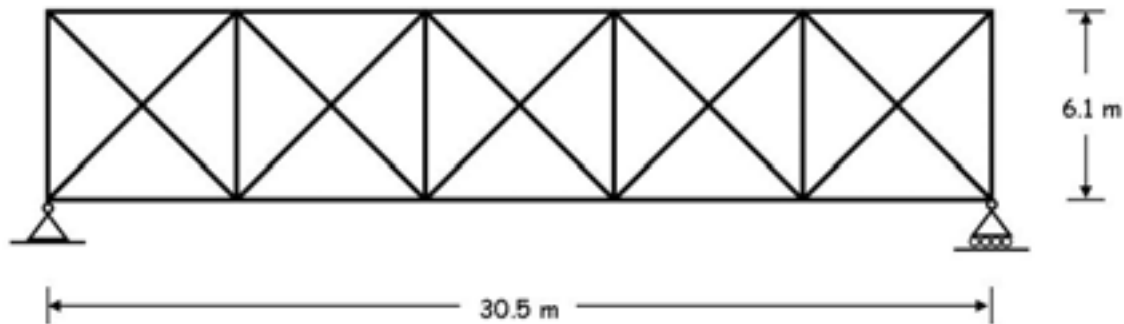


figure 35 : Dimensions du treillis métallique choisi (Chou et Ghaboussi⁶⁵).

Contrairement à Chou et Ghaboussi qui cherchent à identifier une barre endommagée parmi toutes les barres du treillis (26), nous voulons réduire le champ de recherche pour les algorithmes génétiques en démontrant que suivant la réponse mesurée, il est possible de décrire cette réponse par un nombre réduit de paramètres (paramètres explicatifs). En effet, il n'est pas primordial de rechercher un élément endommagé s'il est peu sollicité mécaniquement ou s'il n'a pas d'influence sur la réponse mesurée.

Le cas de charge appliqué correspond à celui d'un camion de 30 tonnes (figure 36). La somme des déplacements nodaux verticaux (figure 37) constituent la réponse mesurée. Cette démarche de recherche des éléments explicatifs est propre à chaque type de chargement appliqué et à chaque type de réponse évaluée. Si nous changeons le chargement ou le type de réponse, les éléments explicatifs seront différents.

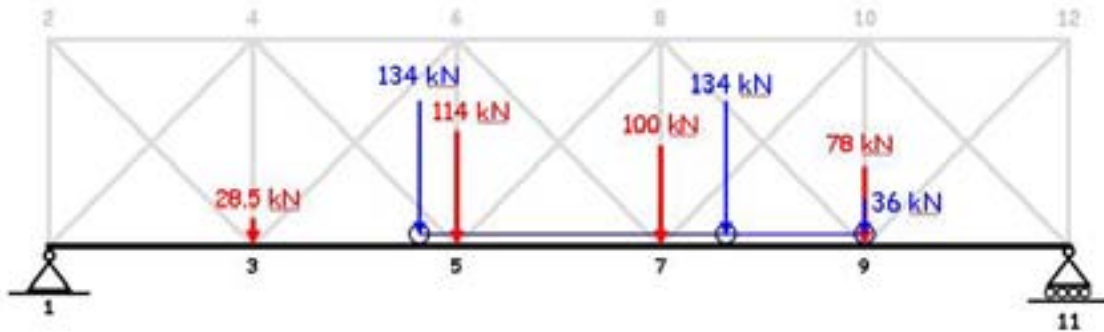


figure 36 : Chargement appliqué sur le treillis 2D (Chou et Ghaboussi⁶⁵).

Nous utilisons les plans d'expériences afin de déterminer quels sont les paramètres explicatifs de ce treillis. L'objectif est de déterminer quelles barres ont le plus d'influence sur les déplacements verticaux (somme des déplacements nodaux) du treillis.

Vu le nombre de barres élevé pour ce treillis, les plans de type Plackett-Burman sont les plus appropriés. Nous réalisons un premier plan d'expériences comprenant les 26 barres du treillis (figure 37) pour déterminer quelle est la barre la plus sensible par rapport au chargement et à la réponse mesurée. Nous faisons varier les sections de chaque barre du treillis. Les modalités choisies pour le plan d'expériences sont les suivantes :

- modalité haute (+ 1) : équivalente à une section de 12,9 cm² (barre non endommagée),
- modalité basse (- 1) : section de 2,58 cm² (barre endommagée à 80 %).

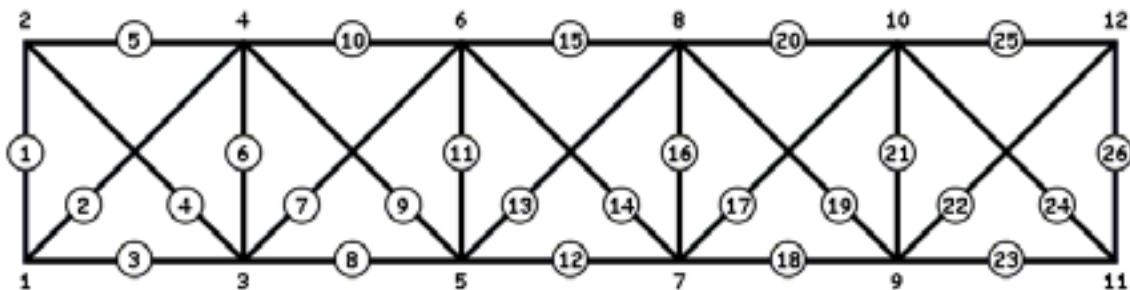


figure 37 : Numérotation des nœuds et des barres du treillis (Chou et Ghaboussi).

B.1.1 Premier plan d'expériences sur 26 paramètres

L'analyse de ce plan montre que c'est la barre 13 qui se trouve être la plus sensible (figure 38). Nous considérons que la barre 13 est la plus influente du treillis pour cette configuration. Nous excluons donc cette barre de la sélection, il n'y a plus que 25 barres à analyser. Nous réalisons un deuxième plan d'expériences de type Plackett-Burman sur ces 25 barres.

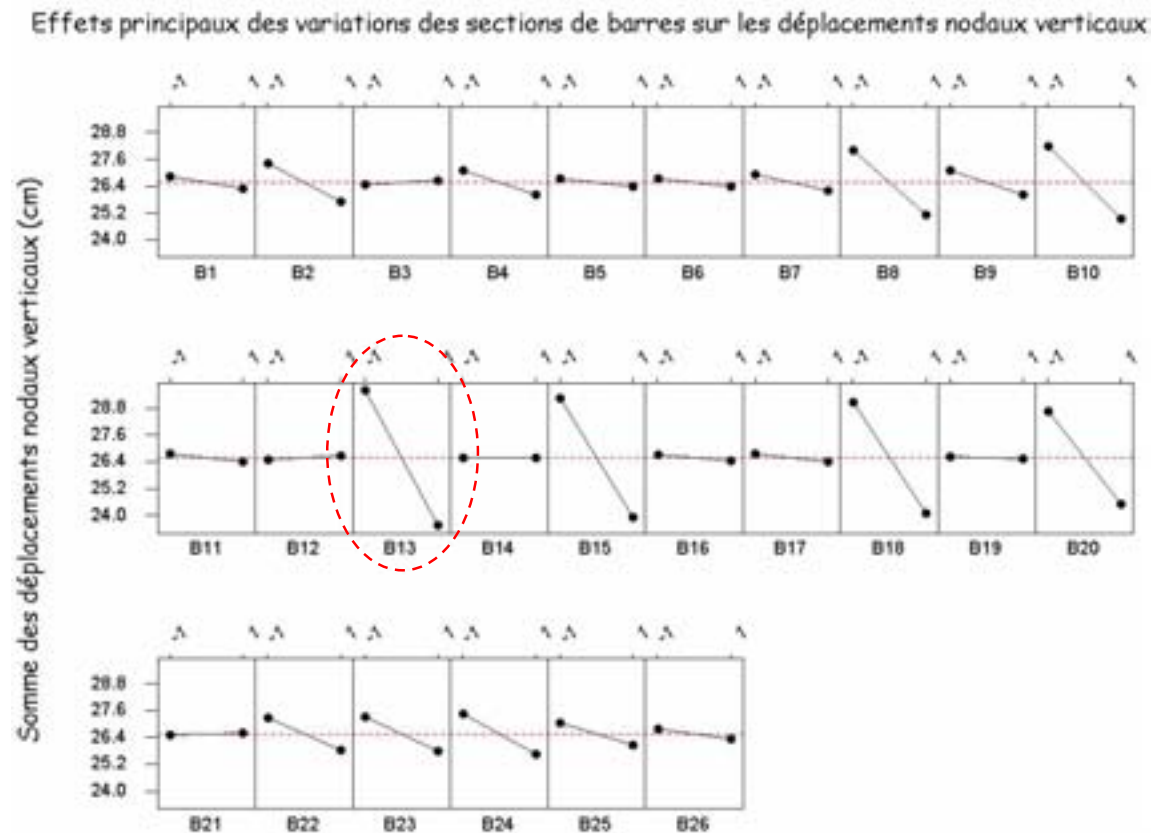


figure 38 : Premier plan d'expériences sur les 26 barres du treillis.

B.1.2 Deuxième plan d'expériences sur 25 paramètres

L'analyse de ce deuxième plan montre que la barre 15 est la plus influente pour cette configuration (figure 39). Il reste encore 24 barres à tester. Nous réalisons des plans d'expériences successivement jusqu'à ce que la réponse soit correctement décrite par les paramètres sélectionnés (sections des barres). Ceci nous amène à retenir dix sections de barres, donc nous avons réalisé dix plans d'expériences successifs.

Effets principaux des variations des sections de barres sur les déplacements nodaux verticaux

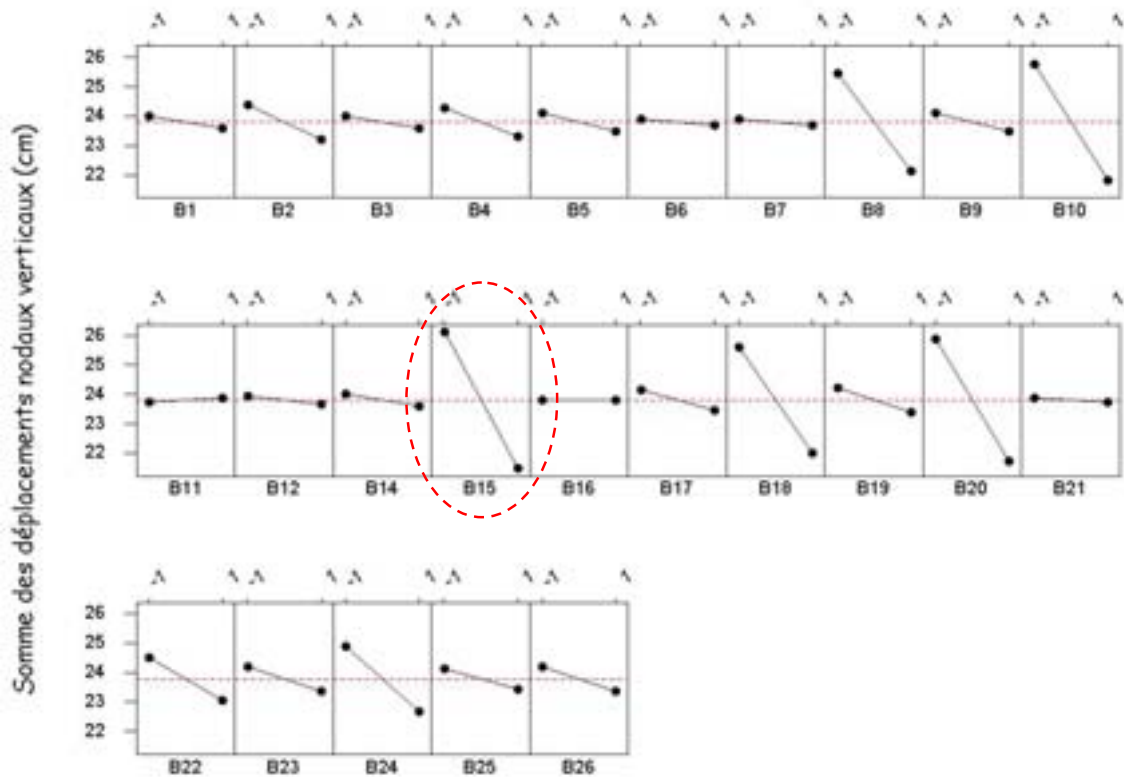


figure 39 :Deuxième plan d'expériences sur les 25 barres du treillis.

B.1.3 Vérification de la qualité de la description de la réponse évaluée

Nous vérifions la qualité de la description de la réponse en réalisant un plan d'expériences fractionnaire sur les dix sections de barres sélectionnées (figure 40). La qualité de ce plan est suffisante car elle permet d'évaluer les interactions entre paramètres. La régression linéaire multiple obtenue d'après les résultats de ce plan fractionnaire entre les dix paramètres et la réponse montre une bonne corrélation avec un r^2 de 0,96.

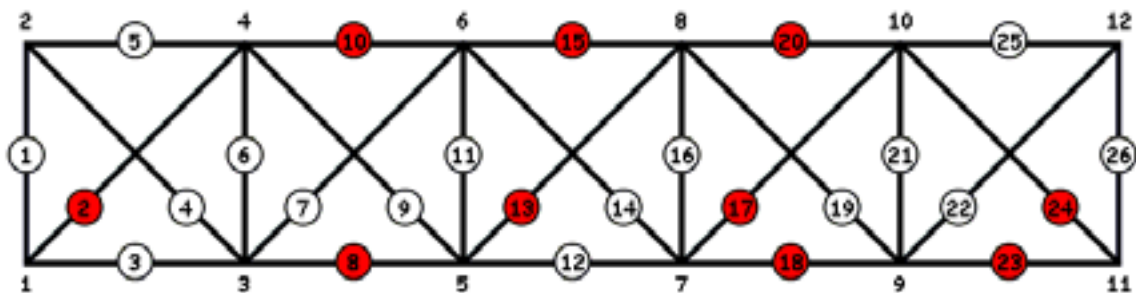


figure 40 : Sections influentes du treillis (par importance : 13, 15, 20, 10, 18, 8, 24, 2, 23, 17).

A l'aide de cette méthode, nous avons réduit de façon importante le champ de recherche. L'identification d'éléments endommagés se fera sur dix barres au lieu de 26 initialement.

B.2 Identification de barres dégradées parmi les barres critiques

Nous utilisons la technique des algorithmes génétiques pour identifier les barres endommagées. La fonction objectif est la minimisation de la différence entre la somme des déplacements nodaux verticaux calculée par les algorithmes génétiques et la somme des déplacements nodaux verticaux résultant de l'endommagement de la barre 13. Nous avons choisi d'endommager la barre 13 car ce sont les variations de section de cette barre qui ont le plus d'influence sur les déplacements nodaux verticaux du treillis : c'est la barre la plus influente. Dans la pratique nous maximisons la fonction suivante :

$$F_{\text{objectif}} = \frac{1}{\sum y_{AG} - \sum y_{B13}}$$

avec $\sum y_{AG}$: somme des déplacements nodaux verticaux calculés par les algorithmes génétiques,

et $\sum y_{B13}$: somme des déplacements nodaux verticaux simulant l'endommagement de la barre 13

La population de départ est construite en créant de façon aléatoire des individus à partir de variables bornées. Par exemple, dans la suite, les individus ne sont créés qu'à partir de deux variables bornées :

- la position possible de l'endommagement (numéro d'une barre parmi les 10),
- la valeur de la section de cette barre.

Nous avons encadré les valeurs cibles de sections (2,58 cm² et 12,9 cm²) pour éviter de converger systématiquement vers la valeur basse ou haute de la borne et celles de position

pour avoir la même probabilité de tirage de chaque numéro de barre. Les bornes de chaque couple de variables sont les suivantes :

- $0,51 < \text{position (barres renumérotées)} < 10,49$
- $1 \text{ cm}^2 < \text{section} < 26 \text{ cm}^2$.

Pour des besoins pratiques, les barres influentes ont été renumérotées de 1 à 10 (par exemple le numéro 1 correspond à la barre 13). Ceci permet d'expliquer les valeurs des bornes du paramètre position choisies. Dans la suite, les valeurs de position correspondent aux numéros d'origine des barres.

Ceci constitue le cas le plus simple : une seule barre est supposée endommagée. Nous pouvons aller jusqu'au cas le plus complexe où toutes les barres sont modifiées simultanément afin de trouver la barre endommagée. Les individus de la population de départ sont créés à partir de vingt variables, dix variables de position et dix variables de valeur de section. C'est-à-dire qu'on atteint le nombre maximum d'inconnues (dix de position et dix de valeur de section) pour l'ensemble des variables possibles (20). Nous pouvons également faire une simulation avec dix barres dégradées, mais cela est identique à une simulation avec une barre ou deux puisque nous recherchons de toutes façons une solution parmi 20 inconnues.

Par rapport au chargement choisi et à la réponse mesurée, le premier paramètre explicatif de cette réponse est la section de la barre 13. Nous simulons un endommagement de la barre 13 par une réduction de section de 80 % ($2,58 \text{ cm}^2$).

Nous constatons une augmentation brusque de la fonction objectif vers la 75^{ème} génération (figure 41). Les individus ont convergé vers la solution du problème posé. Le meilleur individu de la 74^{ème} génération possède les caractéristiques suivantes :

- position = 13,
- section = $2,57995 \text{ cm}^2$.

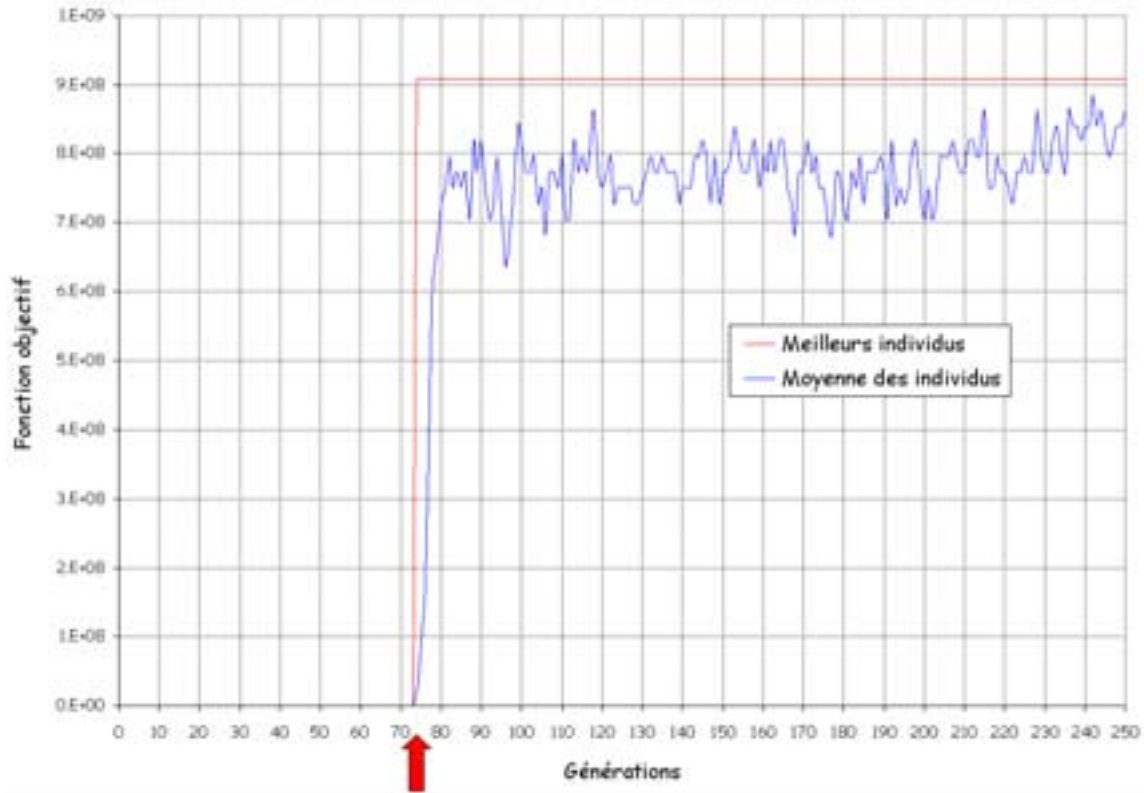


figure 41 : Graphique de l'évolution de la fonction objectif en fonction des générations.

L'écart entre la valeur simulée de la section de la barre 13 et la valeur trouvée par les algorithmes génétiques est très faible ($< 0,002\%$). Il faut même introduire une valeur différente d'un des déplacements nodaux verticaux correspondant à la simulation de l'endommagement de la barre 13 afin d'éviter une valeur infinie de la fonction objectif.

Nous pouvons poser l'hypothèse que cinq barres peuvent être endommagées simultanément. Virtuellement, nous n'avons qu'une barre endommagée, mais nous pourrions en avoir cinq. Cet exemple demande plus de temps de calcul, nous nous sommes arrêté à 6000 générations (figure 42). Les valeurs des variables trouvées par les algorithmes génétiques pour ce calcul sont données dans le tableau 14. Les valeurs correspondent à celles du meilleur individu pour chaque génération choisie.

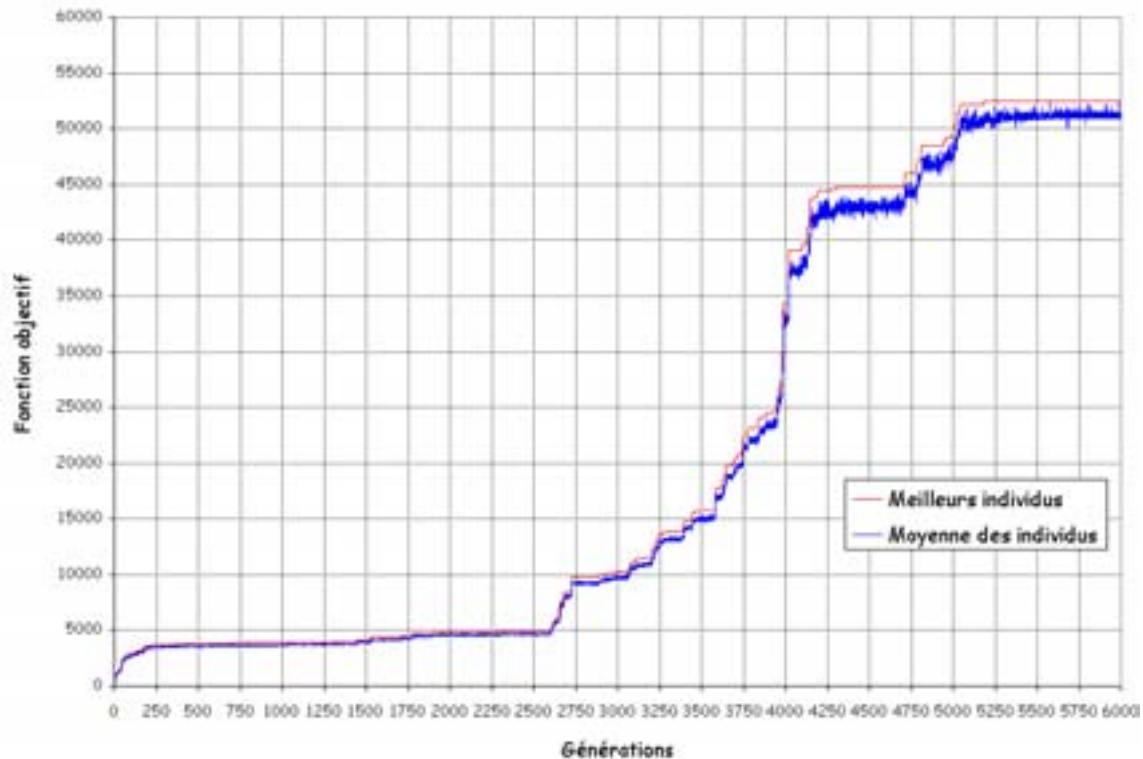


figure 42 : Graphique de l'évolution de la fonction objectif en fonction des générations.

Le critère d'arrêt, si la fonction à optimiser continue à progresser au fil des générations, est le nombre de générations : c'est-à-dire 6000 pour cet exemple. Le tableau 14 permet d'illustrer en fonction de la génération choisie, l'écart entre les valeurs simulées et les valeurs trouvées par les algorithmes génétiques. Plus le nombre de générations est important, plus les individus trouvés sont proches de la simulation. Il faut donc trouver un compromis entre qualité des résultats et temps de calcul. Evidemment, si nous cherchons à identifier un élément endommagé à 10 %, le nombre de générations sera élevé car il est nécessaire que la part de variabilité due aux calculs (algorithmes génétiques) soit bien inférieure à ces 10 %.

Il convient de rappeler qu'il n'y a pas de solution unique au niveau des écarts avec les valeurs cibles. En effet, il faudrait pratiquer plusieurs itérations de la même configuration de calcul. Pour une autre itération, nous obtiendrions des écarts différents avec les valeurs cibles. Par contre, la position de la barre endommagée est toujours identique quel que soit le nombre d'itérations.

	Génération	Position (n° de barre)	Section (cm ²)	Ecart avec les valeurs cibles (%)
Valeurs trouvées par les AG	6000	17	12,63	2,1
		20	13,07	1,3
		8	12,78	0,9
		13	2,60	0,8
		18	12,59	2,4
	4019	17	12,56	2,6
		20	13,2	2,3
		8	12,79	0,8
		13	2,59	0,4
		18	12,5	3,1
	3007	17	11,85	8,1
		20	13,81	7
		8	12,31	4,6
		13	2,66	3,1
		18	11,5	10,8

tableau 14 : Résultats de l'optimisation par les AG pour dix variables en fonction des générations.

Annexe C

Calcul des efforts imposés par le mouvement des cloches

C.1. Introduction

Nous avons étudié la structure sous le cas de charge qui pose problème pour ce beffroi : le mouvement de la cloche principale. La cloche, préalablement montée à 90 degrés, est lâchée à une vitesse initiale nulle de cette position et atteint -90 degrés (figure 43).

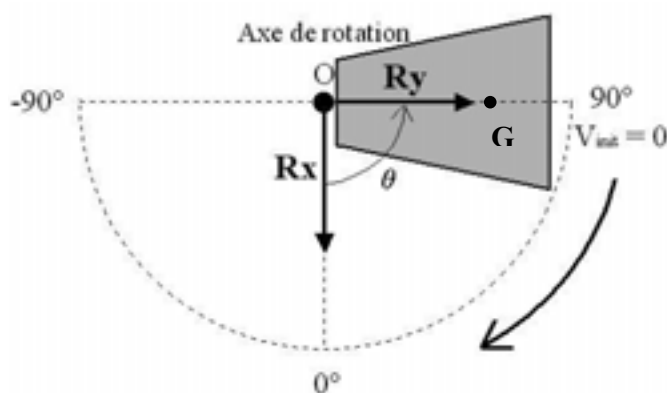


figure 43: Schéma du mouvement d'une cloche.

Nous avons résolu le problème mécanique du pendule simple⁶⁷ sans frottement analytiquement et numériquement. Pour résoudre le problème du pendule simple analytiquement, il nous faut connaître les paramètres de géométrie de masse de la cloche (cloche et joug acier). La modélisation de l'ensemble joug + cloche nous a permis de les atteindre.

C.2. Calcul numérique

Pour atteindre ces paramètres, nous avons pris les dimensions de cet ensemble afin de le modéliser à l'aide du module interactif du logiciel éléments finis Abaqus : Abaqus CAE. Cette modélisation 3D de la cloche (figure 44) a permis d'obtenir ses paramètres de géométrie de masse (tableau 15).



figure 44 : Modélisation 3D de la cloche principale.

Nous avons ensuite résolu le problème du pendule simple numériquement à l'aide de la procédure dynamique d'Abaqus.

	Cloche principale
Masse (kg)	1340
Centre de masse /O (m)	0,325
Moment d'inertie : I_z/G (kg.m ²)	291
Moment d'inertie : I_z/O (kg.m ²)	433

tableau 15 : Paramètres de géométrie de masse calculés par Abaqus CAE.

Les réactions horizontales et verticales sont données pour la totalité du mouvement de la cloche (figure 45). Nous obtenons ce type de courbes pour la cloche principale pesant 1340 kg et mesurant 1,18 mètre de diamètre à sa base.

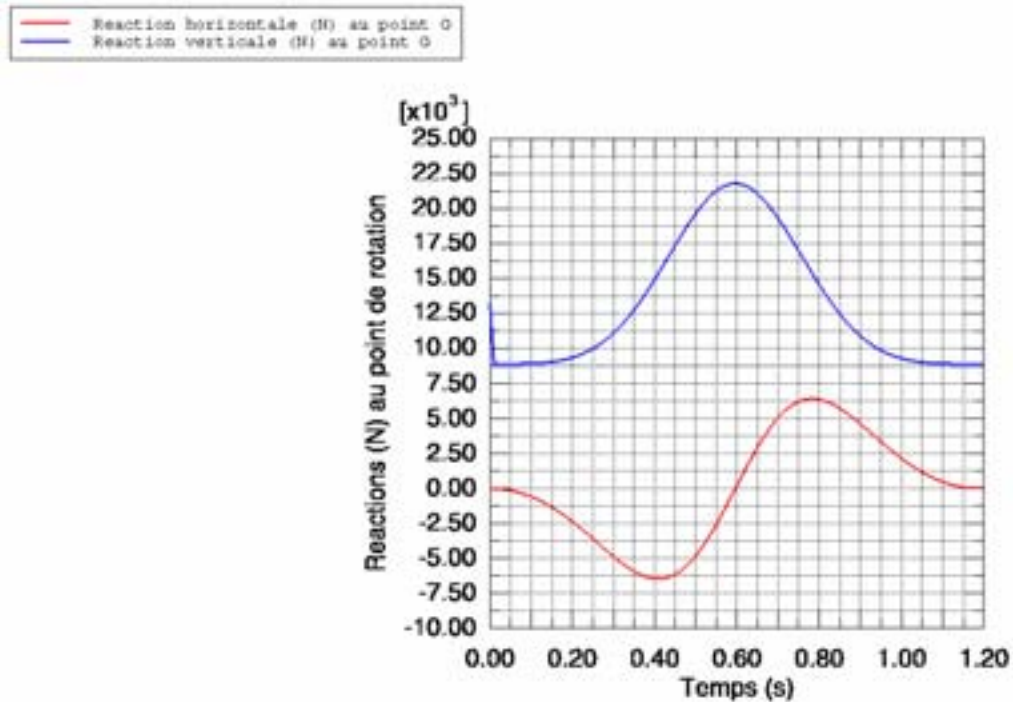


figure 45 : Variations des réactions de la cloche 2 en fonction du temps.

Ce graphe montre que la réaction horizontale est maximale pour un temps de 0,42 ou de 0,82 secondes. La réaction verticale correspondante lui est supérieure. Les valeurs maximales des réactions en fonction du poids de cloche principale sont données dans le tableau 16.

	R_y (H)	R_x (V)
Réactions (N)	± 6450	-15460
Réactions en fonction du poids	$\pm 0,48 \times W_2$	$-1,15 \times W_2$

tableau 16 : Réaction horizontale maximale en fonction du poids de la cloche principale.

C.3. Calcul analytique

Nous avons pu vérifier les valeurs trouvées par le calcul numérique à l'aide du calcul analytique.

D'après le théorème de la résultante dynamique, nous obtenons :

$$M \frac{d^2 \vec{OG}}{dt^2} = M \vec{g} + \vec{R} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M \frac{d^2 x}{dt^2} = Mg + R_x \\ M \frac{d^2 y}{dt^2} = R_y \end{cases}$$

avec :

$$\begin{aligned} x &= L \cos \theta & \frac{d^2 x}{dt^2} &= -L \ddot{\theta} \sin \theta & \frac{d^2 x}{dt^2} &= -L \dot{\theta}^2 \cos \theta - L \ddot{\theta} \sin \theta \\ y &= L \sin \theta & \frac{d^2 y}{dt^2} &= L \dot{\theta} \cos \theta & \frac{d^2 y}{dt^2} &= -L \dot{\theta}^2 \sin \theta + L \ddot{\theta} \cos \theta \end{aligned}$$

$$-ML \dot{\theta}^2 \cos \theta - ML \ddot{\theta} \sin \theta = Mg + R_x \quad (1)$$

$$-ML \dot{\theta}^2 \sin \theta + ML \ddot{\theta} \cos \theta = R_y \quad (2)$$

D'après le théorème du moment cinétique :

$$\vec{\delta}_{(o)} = \frac{d\vec{\sigma}_{(o)}}{dt} = \vec{OG} \wedge M \vec{g} = -z M g L \sin \theta \quad \text{or} \quad \vec{\sigma}_{(o)} \cdot \vec{z} = I_z \dot{\theta}$$

$$\text{d'où} \quad I_z \ddot{\theta} = -M g L \sin \theta \quad (3)$$

En multipliant par $2 \dot{\theta}$:

$$2 \dot{\theta} \ddot{\theta} = -\frac{2MgL}{I_z} \sin \theta \dot{\theta}$$

$$\Rightarrow \quad \dot{\theta}^2 = 2MgL \cos \theta + C_0 \quad \text{à } t = 0 \quad \dot{\theta}_{(t=0)} = 0 \text{ et } \theta = \theta_0$$

Ce qui nous donne

$$C_0 = -\frac{2MgL}{I_z} \cos \theta_0$$

$$\text{d'où} \quad \dot{\theta}^2 = \frac{2MgL}{I_z} (\cos \theta - \cos \theta_0) \quad (4)$$

En posant $K = \frac{MgL}{I_z}$ et en mettant (3) et (4) dans (1) et (2), nous obtenons :

$$\begin{cases} R_x = -Mg - ML2K \cos \theta (\cos \theta - \cos \theta_0) + MLK \sin^2 \theta \\ R_y = -ML2K \sin \theta (\cos \theta - \cos \theta_0) - MLK \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_x = -Mg - MLK[2\cos\theta(\cos\theta - \cos\theta_0) - \sin^2\theta] \\ R_y = -MLK[2\sin\theta(\cos\theta - \cos\theta_0) + \sin\theta\cos\theta] \end{cases}$$

Ces deux expressions permettent de trouver les valeurs des réactions horizontales et verticales (figure 46) en fonction de l'angle de rotation de la cloche.

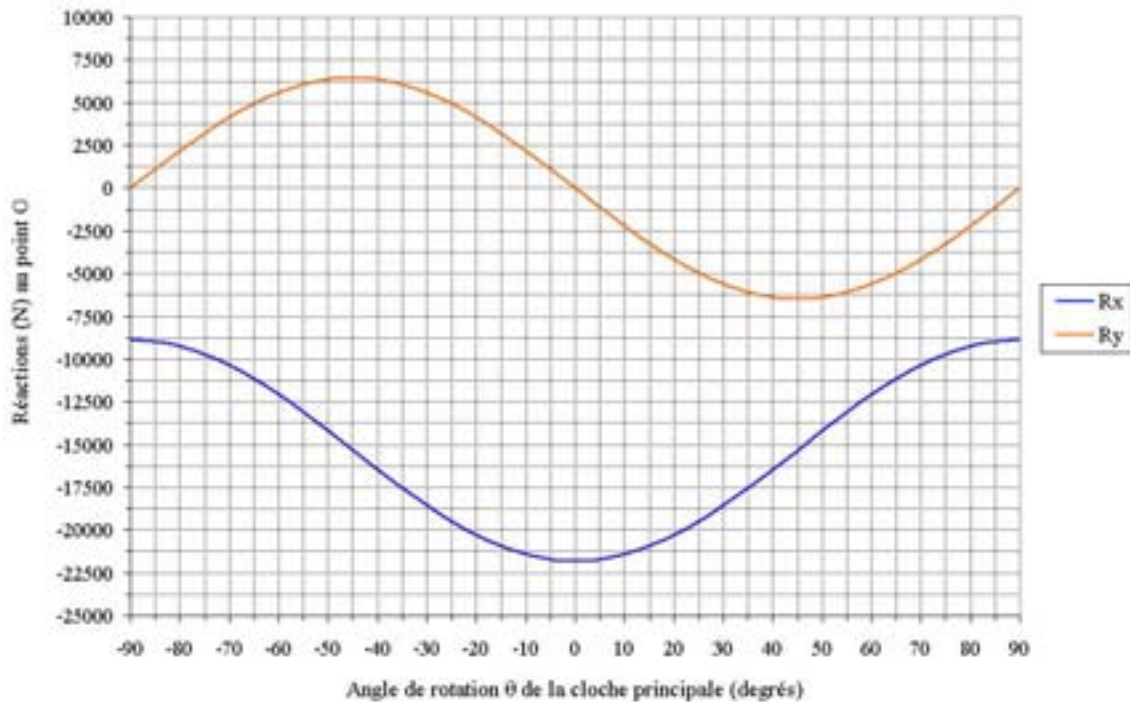


figure 46 : Variations des réactions en fonction de sa position pendant le mouvement.

Ce graphe montre que la réaction horizontale est maximale pour un angle de 45° ou de -45°. La réaction verticale correspondante lui est supérieure. Les valeurs des réactions horizontales et verticales sont très proches de celles données par Abaqus. La valeur maximale de la réaction horizontale est donnée dans le tableau 17.

	R_y (H)	R_x (V)
Réactions (N)	± 6500	-15300
Réactions en fonction du poids	$\pm 0,48 \times W_2$	$-1,14 \times W_2$

tableau 17 : Réaction horizontale maximale en fonction du poids de la cloche principale.

Résumé

Ce travail s'est inscrit dans le cadre d'un projet national ayant pour thème "Estimation non destructive, stratégie d'analyse mécanique des structures bois anciennes". Le souci de conservation du Patrimoine, très présent en Europe, justifie pleinement ce projet. Actuellement, seuls le bon sens de l'expert et l'inspection visuelle (emploi d'outils rudimentaires) sont employés pour le diagnostic d'une structure bois du Patrimoine. Cependant, la connaissance empirique de l'expert est de plus en plus souvent remise en cause par le souci de sécurité du maître d'ouvrage. Pour une intervention, le seul recours est la vérification du dimensionnement de l'ouvrage par des règles de vérification des structures bois modernes, règles dont le modèle mécanique ne prend pas en compte les spécificités des structures bois du Patrimoine. Ainsi, une structure peut être renforcée ou remplacée parce qu'elle ne satisfait pas aux normes actuelles.

Dans ce travail, nous avons montré l'importance que revêt la construction d'un modèle mécanique précis et propre à chaque structure bois du Patrimoine nécessitant un diagnostic. Pour ce faire, nous avons développé une méthodologie d'analyse mécanique basée sur :

- la modélisation de la structure par les éléments finis,
- la détermination des paramètres ou éléments critiques du modèle par les plans d'expériences,
- l'identification de ces paramètres in situ par des essais d'END :
 - directs,
 - optimisés par les algorithmes génétiques.

Nous avons validé cette méthodologie par la remise en service du beffroi d'une église.

Mots clés : *structure, bois, analyse mécanique, identification inverse, modélisation éléments finis, plans d'expériences, essais non destructifs, Patrimoine.*

Abstract

Preservation of the cultural heritage is an important issue in European countries. Actually, only visual inspection (use of basic tools) and common sense of the surveyor are used to diagnose an old timber structure. In this work, we emphasized the construction of a sharp and fitted mechanical model for each old timber structure diagnosed. Thus, we developed a mechanical analysis methodology based on:

- finite element modelling of the structure,
- determination of the model's influential parameters by design of experiment,
- in situ identification of these parameters by NDE tests:
 - direct,
 - optimized by the genetics algorithms.

We validated this methodology by renovating a wooden bell-tower.

Keywords : *structure, timber, mechanical analysis, finite element modelling, design of experiment, non destructive estimation, cultural heritage.*