

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



THESE

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT 3^{ème} Cycle**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : Mr IGLOULI Sidali

Sujet

**SUIVI DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES
METALLIQUES ET SURVEILLANCE DE LEURS SANTÉ
STRUCTURELLE PAR EXTENSOMÉTRIE : APPLICATIONS
AUX OUVRAGES D'ART**

Soutenue publiquement, le 13 / 02 / 2025, devant le jury composé de :

Mr BEZZAR Abdelillah	Professeur	Université de Tlemcen	Président
Mr BOUMECHRA Nadir	Professeur	Université de Tlemcen	Directeur de thèse
Mr HAMD AOUI Karim	Professeur	Université de Tlemcen	Co- Directeur de thèse
Mr BOURAH LA Nouredine	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique d'Alger	Examineur
Mr MATALLAH Mohammed	Professeur	Université de Tlemcen	Examineur

Dédicaces

Je souhaite dédier ce travail,

A Mes parents, qui n'ont pas cessé de me pousser pour être endurant dans mes efforts consacrés à ma thèse, m'ont appris à y croire d'abord puis à courir après mes ambitions.

À mes frères, ma sœur et mon neveu, mes alliés silencieux, qui, par leur réconfort, leurs encouragements et leurs sourires, m'ont soutenu dans les moments les plus difficiles. Votre présence a été pour moi une source inépuisable de force et d'inspiration.

À mon directeur de thèse, dont l'expertise, les conseils avisés et la bienveillance m'ont permis de progresser et d'accomplir ce travail. Votre encadrement, confiance, tolérance et votre soutien ont été essentiels pour la réalisation de ce projet. Je vous en suis profondément reconnaissant.

A l'âme du professeur Bujnak qui nous a quitté et pour qui je dois respect.

Remerciements

C'est avec une profonde gratitude que je remercie Dieu, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force et la détermination nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

Je suis honoré de la présence du Professeur BEZZAR Abdelillah à la présidence du jury, et j'adresse mes sincères reconnaissances au Professeur BOURAHLA Nouredine et au Professeur MATALLAH Mohammed pour leur attention bienveillante et leur expertise.

Mes encadrants, les Professeurs BOUMECHRA Nadir et HAMDAOUI Karim, ont été d'un soutien inestimable tout au long de ce parcours. Leur guidance précieuse et leurs encouragements constants m'ont permis de surmonter les défis rencontrés. Je les remercie sincèrement.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude à ma famille — ma mère, mon père, ma sœur et mes frères — ainsi qu'à Boukerrou Mohamed Sghir, Tante Hafida et Toton Ahmed, pour leur soutien indéfectible tout au long de cette aventure.

Je remercie également tous mes amis pour leur précieux soutien : Karim Sebaa, Benyelles Chems Eddine Mehdi, Benyelles Mohamed Hadi, Merad Boudia Sofiane, Beggag Abd El Aziz, Beredane Abd El Jalil, Mkeidech Oussama, El Moutaz Billah Alsamaoui, Madi Wafa, Benmokrane Aicha, Benfrej Farouk, Ogal Abd El Hakim, Yacef Ibrahim et Islam Moussaoui.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble du personnels SNTF TLEMCCEN et ORAN ainsi que ceux des archives de la SNTF ALGER.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement tous les enseignants et personnels du laboratoire de recherches EOLE, de l'Université de Tlemcen et de L'USTHB.

Je ne terminerai pas sans exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin, chacun à sa manière, à la réalisation de ce travail.

Résumé :

La surveillance de l'état de santé des infrastructures civiles, en particulier des anciens ponts encore en service, est devenue cruciale en raison des risques liés à leur dégradation, qui menacent la sécurité des usagers et peuvent engendrer des conséquences économiques importantes. Au cours des quatre dernières décennies, de nombreux efforts de recherche ont été consacrés à l'évaluation de l'intégrité des ponts, afin de développer des méthodes d'identification des dommages adaptées aux structures existantes.

Dans la première partie de cette thèse, une synthèse des différentes méthodes existantes est présentée, classées selon leur nature, leur étendue et leur approche. Une attention particulière est portée aux applications de ces méthodes aux structures de ponts, à travers des exemples numériques, des tests sur modèles à petit échelle et des études de cas in situ.

La deuxième partie présente en détail une nouvelle méthode de détection de dommages structurels récemment développée, appelée IAFEM (Inverse Analysis Finite Element Method). Cette méthode repose sur une analyse inverse des réponses statiques de déplacement d'une structure sollicitée par une charge statique mobile, permettant de déterminer la rigidité réelle de la structure, et donc de détecter toute variation éventuelle de cette rigidité, par rapport à un modèle numérique de référence en éléments finis, représentant la structure dans son état sain. Les résultats numériques obtenus sur un pont en treillis ont démontré que cette approche est capable de détecter, localiser et ainsi quantifier avec succès des dommages pré appliqués. En appliquant le même concept aux enregistrements de contraintes et de déplacements sur un modèle prototype d'un tablier de pont métallique construit au laboratoire, l'analyse inverse a révélé l'existence de rigidités supplémentaires engendrés par des éléments surfaciques, qui avait été négligés dans le modèle numérique initial.

Une seconde étude, consistant à appliquer la méthode développée sur un pont réel est établie. L'ouvrage traité est un ancien pont ferroviaire en treillis construit en 1889, situé à Ouled Mimoun près de Tlemcen, en Algérie. Ce pont, présentant des dommages aux niveau de sa partie centrale, constitue un exemple idéal pour évaluer la performance de la méthode. Un enregistrement de contrainte a été effectué lors du passage des trains réels à l'aide de jauges de contraintes placées sur certains éléments du pont. Sur la base des données recueillies, une analyse inverse par le code IAFEM est effectuée sur le modèle numérique de la structure pour détecter les zones endommagées. Les résultats obtenus ont permis de localiser avec succès les zones effectivement endommagées et de fournir une estimation sur le taux d'endommagement. Ils ont aussi permis de détecter des sur-rigidités sur certains éléments dues à la présence de tôles de platelage négligées initialement dans le modèle numérique.

Mots clés : surveillance ; pont ferroviaire ; rigidité ; analyse inverse ; statique ; déformation ; déplacement ; contrainte ; endommagemen

Abstract:

Structural health monitoring of civil infrastructure, particularly old bridges still in service, has become crucial due to the risks associated with their degradation, which threaten user safety and can lead to significant economic impacts. Over the past four decades, extensive research has focused on bridge integrity assessment and developing effective damage identification methods for existing structures.

The initial part of this thesis provides an overview of the various existing methods, classified according to their nature, scope, and approach. Particular emphasis is placed on the application of these methods to bridge structures, illustrated through numerical simulations, small-scale model tests, and in-situ case studies.

The second part introduces a newly developed structural damage detection method, called IAFEM (Inverse Analysis Finite Element Method). This method is based on an inverse analysis of the static displacement responses of a structure subjected to a moving static load, enabling the determination of the real stiffness of the structure and, therefore, detecting any potential variation in this stiffness compared to a numerical finite element reference model representing the structure in its undamaged state. Numerical results obtained on a truss bridge demonstrated that this approach is capable of successfully detecting, localizing, and quantifying pre-applied damages. Applying the same principle to strain and displacement data from a small-scale laboratory model of a steel bridge deck revealed additional stiffness contributions from surface elements, which had been neglected in the initial numerical model.

A second study, applying the developed method to a real bridge, is also presented. The bridge analyzed is an old railway steel truss bridge, built in 1889 and located in Ouled Mimoun, near Tlemcen, Algeria. This bridge, which shows damage in its central part, provides an ideal case for evaluating the performance of the developed method. Strain measurements were taken during the passage of real trains using strain gauges on some bridge elements. Based on the collected data, an inverse analysis using the IAFEM code was performed on the numerical model of the structure to detect damaged areas. The results successfully localized the effective damaged zones and provided an estimate of the damage extent. They also revealed additional stiffness in some elements due to the presence of decking plates that were initially neglected in the numerical model.

Keywords: structural health monitoring; railway bridge; stiffness; inverse analysis; static; strain; displacement; stress; damage.

الملخص

اصبحت مراقبة الحالة الصحية للبنية التحتية المدنية، وخاصة الجسور القديمة التي لا تزال قيد الخدمة، أمرًا بالغ الأهمية بسبب المخاطر المرتبطة بتدهورها، والتي تهدد سلامة المستخدمين ويمكن كذلك أن تؤدي إلى عواقب اقتصادية كبيرة. على مدى العقود الأربعة الماضية، تم تكريس العديد من جهود البحث لتقييم سلامة الجسور، بهدف تطوير طرق الكشف عن الأضرار الهيكلية وتطبيقها على الهياكل القائمة.

في الجزء الأول من هذه الأطروحة، يتم تقديم ملخص للطرق المختلفة المطورة في هذا المجال، مصنفة حسب طبيعتها ومدى شموليتها ونهجها. يولى كذلك اهتمام خاص بتطبيقات هذه الطرق على هياكل الجسور، من خلال أمثلة رقمية، واختبارات على نماذج صغيرة، ودراسات لجسور حقيقية في الموقع.

الجزء الثاني يعرض بالتفصيل طريقة جديدة للكشف عن الأضرار الهيكلية تم تطويرها مؤخرًا، تُسمى (IAFEM – Inverse Analysis Finite Element Method). تستند هذه الطريقة إلى تحليل عكسي للاستجابات الثابتة لإزاحة هيكل يتعرض لحمل متحرك، مما يسمح بتحديد الصلابة الحقيقية للهيكلي، وبالتالي اكتشاف أي تغيير محتمل في هذه الصلابة، مقارنة بنموذج رقمي مرجعي تم تشكيله باستخدام تحليل العناصر المحدودة، والذي يمثل الهيكل في حالته السليمة. أظهرت النتائج الرقمية التي تم الحصول عليها على جسر شبكي أن هذا النهج قادر على اكتشاف وتحديد وقياس الأضرار المطبقة مسبقًا بنجاح. بتطبيق نفس المفهوم على تسجيلات الإجهادات والإزاحات على نموذج مصغر من سطح جسر معدني تم بناؤه في المختبر، كشف التحليل العكسي عن وجود صلابة إضافية ناتجة عن عناصر سطحية، والتي لم تتم نمذجتها في النموذج الرقمي الأولي.

دراسة ثانية تم إجراؤها، تتمثل في تطبيق الطريقة المطورة على جسر حقيقي. الهيكل المعالج هو جسر حديدي قديم من النوع الشبكي تم بناؤه في عام 1889، ويقع في منطقة أولاد ميمون بالقرب من مدينة تلمسان، الجزائر. هذا الجسر، الذي يعاني من أضرار في جزءه الأوسط، يشكل مثالاً مناسباً لتقييم الطريقة المطورة. تم تسجيل الإجهادات أثناء مرور قطار حقيقي باستخدام أجهزة قياس الإجهادات الموضوعة على بعض عناصر الجسر. استنادًا إلى البيانات التي تم جمعها، نقوم بإجراء تحليل عكسي باستخدام كود (IAFEM) على النموذج الرقمي للهيكلي بهدف الكشف عن المناطق المتضررة. النتائج التي تم الحصول عليها سمحت بتحديد المناطق المتضررة بنجاح وتم كذلك تقديم تقدير لمعدل الضرر الحاصل. لقد سمحت النتائج أيضًا بالكشف عن صلابة زائدة في بعض العناصر بسبب وجود صفائح السطح التي لم تتم نمذجتها في النموذج الرقمي الابتدائي.

الكلمات الرئيسية :

المراقبة، جسر السكك الحديدية، الصلابة، التحليل العكسي، الثابت، الإجهاد، الإزاحة، الضغط، الضرر.

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé :	iii
Abstract:	iv
المخلص	v
Table des matières	vi
Liste des figures :	vii
Liste des tableaux :	viii
Notations	xi
Introduction générale :	1
Chapitre I : Surveillance de la santé structurelle des ponts	6
I.1. Introduction :	7
I.2. Surveillance de santé structurelle :	7
I.3. Axiomes fondamentaux de la SHM :	8
I.4. Les composants d'un système SHM :	11
I.4.1 Évaluation opérationnelle :	11
I.4.2 Acquisition, normalisation et nettoyage de données :	13
I.4.3 Extraction des caractéristiques « indicateurs de dommages » et condensation des données :	14
I.4.4 Modèles des systèmes SHM :	15
I.5. Défis des systèmes SHM :	17
I.5.1 Définir les objectifs du le système :	17
I.5.2 Problèmes de sélection et d'exploitation des instruments (capteurs) :	18
I.5.3 Validation et analyse de données en temps réel :	18
I.5.4 L'évaluation du coût SHM :	18
I.5.5 Validation des systèmes SHM sur des structures réelles :	19
I.5.6 Normalisation de la SHM	19
I.5.7 Valeur économique et de sécurité d'un système SHM :	20
I.5.8 Techniques basées sur les vibrations :	20
I.5.9 Performance de systèmes SHM :	20
I.6. Les avantages d'avoir un système SHM :	20
I.6.1 SHM vers des conceptions plus efficaces et économiques :	20

I.6.2	Découverte de réserves structurelles cachées et réduction d'incertitudes :	20
I.6.3	La surveillance prévient les défaillances et garantie la sécurité :	21
I.6.4	La surveillance continue en temps réel assure la qualité à long terme :	21
I.7.	Système de surveillance typique aux ponts :	22
I.8.	Conclusion :	23
Chapitre II	: Méthodes SHM	24
II.1.	Introduction :	25
II.2.	Classification des méthodes SHM :	25
II.2.1	Détection locale /globale des dommages :	26
II.2.2	Techniques basées sur les réponses statiques /dynamiques :	27
II.2.3	Techniques basées sur les données expérimentales / un modèle :	30
II.3.	Méthodes SHM – Applications sur des ponts :	32
II.3.1	Méthodes de détection des dommages testées sur des structures en treillis - Cas numériques :	32
II.3.2	Méthodes de détection des dommages testés sur des structures de ponts en treillis à échelle réduit (laboratoire) :	34
II.3.3	Méthodes de détection des dommages testées sur des structures de ponts réels : 37	
II.4.	Conclusion :	40
Chapitre III	: Extensométrie par jauges de contraintes électriques	41
III.1.	Introduction :	42
III.2.	Jauges d'extensométrie :	42
III.2.1	Jauges de contraintes optiques :	42
III.2.2	Jauges de contraintes électriques (résistives) :	42
III.2.3	Composants d'une jauge de contrainte :	44
III.2.4	Principe de base de fonctionnement et de mesure par jauge de contrainte :	45
III.3.	Critères de sélection des jauges pour l'analyse expérimentale des contraintes : ...	46
III.3.1	Géométrie de la jauge de contrainte :	46
III.3.2	Longueur de la grille de mesure :	46
III.3.3	Résistance électrique :	47
III.3.4	Plage de température opérationnelle :	47
III.3.5	Variation de température :	48
III.3.6	Sensibilité (facteur de jauge) :	50
III.3.7	Sensibilité transversale :	51
III.3.8	Hystérésis mécanique :	53
III.3.9	Le fluage :	53

III.3.10	Allongement maximal :	54
III.3.11	Charge électrique (tension d'excitation) :	54
III.4.	Circuit de Pont de Wheatstone :	55
III.4.1	Circuits élémentaires :	55
III.5.	Elimination des erreurs de mesure liées aux effets d'interférence :	56
III.5.1	Compensation de l'effet de la variation de température :	56
III.5.2	Compensation de l'influence des résistances de câbles de connexion :	59
III.5.3	Amplificateur a fréquence porteuse :	62
III.5.4	Interférences électromagnétiques :	63
III.6.	Conclusion :	64
Chapitre IV	: Méthode IAFEM (Inverse Analysis Finite Element Method)	65
IV.1.	Introduction :	66
IV.2.	Principe de la méthode IAFEM :	66
IV.3.	Développement mathématique :	67
IV.3.1	Analyse inverse en déplacements – Cas d'une poutre :	67
IV.3.2	Analyse inverse en contraintes – Cas d'un pont :	69
IV.3.3	Résolution du système d'équations non linéaires polynomiales :	70
IV.4.	Conclusion :	71
Chapitre V	: Applications, Résultats et Discussion	72
V.1.	Introduction :	73
V.2.	Application 1 : Analyse inverse sur un pont métallique en treillis (Cas numérique)	73
V.2.1	Objectif de l'étude :	73
V.2.2	Définition du système :	73
V.2.3	Discussion des résultats de l'analyse inverse :	74
V.2.4	Influence de la quantité des données exploités et de l'incertitude sur l'analyse inverse :	76
V.2.5	Conclusion.....	78
V.3.	Application 2 : Détection des changements de rigidité dans un modèle réduit de tablier de pont en acier soumis à un chargement statique par extensométrie.....	78
V.3.1	Objectif de l'étude :	78
V.3.2	Description de la structure et du processus expérimental :	78
V.3.3	Modélisation de la structure (modèle numérique de référence) :	79
V.3.4	Réponses statiques en déplacements et contraintes (RSDCM/RSCCM) :	81
V.3.5	Analyse inverse des réponses et discussion des résultats :	81
V.3.6	Conclusion :	85

V.4. Application 3 : Détection des endommagements dans un pont en acier en utilisant une analyse inverse des réponses en contraintes sous un trafic ferroviaire réel – cas du pont à Ouled Mimoun, w. Tlemcen.	85
V.4.1 Objectif de l'étude :.....	85
V.4.2 Description de l'ouvrage :.....	86
V.4.3 Relevé pathologique de l'ouvrage :.....	88
V.4.4 Procédé expérimental :.....	89
V.4.5 Chargement :.....	89
V.4.6 Réponses en contraintes :.....	91
V.4.7 Modèle numérique de référence :.....	92
V.4.8 Discussion des résultats de l'analyse inverse :.....	97
V.4.9 Conclusion :.....	100
Conclusion générale :.....	101
Perspectives :.....	102
Références Bibliographiques :	104
Annexes.....	112
Annexe 1 - Géométries des jauges de contraintes [HBM].	113
Annexe 2 - Fiche technique Jauges de contraintes référence (1-LY11-10/120) [HBM].	114
Annexe 3 - Fiche technique Jauges de contrainte série Y [HBM]	115
Annexe 5 - Série de Neumann.....	118
Annexe 6 - Algorithme de Levenberg-Marquardt.....	119
Annexe 7 - Fiche technique capteur de déplacement inductif	120
Annexe 8 - Fiche technique amplificateur Quantum MX 410.....	122

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I-1– Schéma simplifié d'un système SHM[1].	7
Figure I-2– Les composants typiques d'un système de surveillance de la santé structurelle ..	11
Figure I-3– a) Changement de fréquence du premier mode sur une période de 24 heures ; b) Alamosa Canyon Bridge, New Mexico[8]	14
Figure I-4– Etapes de l'approche de détection de dommages basée sur un modèle physique .	16
Figure I-5 – Approche SHM - hybride	17
Figure I-6 – Pont de Tsing Ma	19
Figure I-7 – Pont Stonecutters	19
Figure I-8–Utilité potentielle du système et de la SHM par rapport à l'exploitation sans surveillance [21].	21
Figure I-9 – Avantages de l'SHM pour les utilisateurs finaux [22].	22
Figure I-10 –Architecture et diagramme de fonctionnement d'un système de SHM pour un pont [23]	23

Chapitre II:

Figure II-1– Classification des méthodes SHM[7]	25
Figure II-2 – Modèle expérimental : structure en treillis rigide de 20 panneaux [77], [78], [79]	35
Figure II-3 – Illustration de la diagonale retirée du modèle expérimental[80]	36
Figure II-4 – (a) Dispositif expérimental (b) Identification des nœuds de la structure[81]	36
Figure II-5 – Modèle réduit du pont en treillis [82]	37
Figure II-6 – Endommagements pré appliqués [83], [84]	37
Figure II-7– Pont d'essai, réseau de capteurs, éléments endommagés[85].	38
Figure II-8– Passerelle de Dowling Hall[86]	38
Figure II-9 – Pont de Saraighat[87].	38
Figure II-10 – Pont en treillis existant[88]	38
Figure II-11 – Hell Bridge Test Arena[90]	39
Figure II-12–Dommages imposés au pont : (a) Connexion longeron-pièce de pont ; (b) Entretoise ; (c) connexion stabilité latérale ; (d) Connexion entre la pièce de pont et la poutre principale [90]	39
Figure II-13–Photo du pont[91]	39
Figure II-14– Secoueur de charge sur le pont[91].	39

Chapitre III:

Figure III-1 – Jauge de contrainte optique [HBM]	43
Figure III-2 – Jauge de contrainte électrique [HBM]	43
Figure III-3 – Constituants d'une jauge de contrainte électrique[94]	43
Figure III-4 – Pattes de connexion [94]	45
Figure III-5 – Intégration de la mesure du gradient de déformation sur la longueur active de la grille de mesure de la jauge de contrainte[94]	46
Figure III-6 – Effet thermoélectrique.	50

Figure III-7 – a) Variation de résistance en fonction de la déformation des fils en constantan ($\varnothing=0,025$ mm). b) Non-linéarité de la variation de résistance dans la plage de déformation élastoplastique et écart des résultats par rapport à la linéarité[95].	51
Figure III-8– Sensibilité transversale [HBM]	51
Figure III-9– Erreur de mesure due à la sensibilité transversale d’une jauge de contrainte [96].	52
Figure III-10 – Représentation schématique de l'hystérésis se produisant entre la déformation de l'objet testé et la variation de résistance d’une jauge de contrainte[94].	53
Figure III-11 – Déformation excessive due au fluage au fil du temps[94]	54
Figure III-12– Pont de Wheatstone	55
Figure III-13– Circuits élémentaires	56
Figure III-14 – schéma de correction de déformation par calcul informatique.	57
Figure III-15 – Poutre en flexion.	58
Figure III-16 – Montage en quart de pont a trois fils.	60
Figure III-17 – Montage en demi pont a cinq fils.	61
Figure III-18 – Montage en pont complet a six fils.	61
Figure III-19 – Principe d’un amplificateur à fréquence porteuse [HBM].	62
Figure III-20 –Interférences de fréquences typiques [HBM].	63
Figure III-21 – Réponse en fréquence des amplificateurs CC (à courant continu) et FP (à fréquence porteuse) [HBM].	63
Figure III-22 – Câblage blindé et proprement relié à la terre [HBM].	64

Chapitre IV:

Figure IV-1 – Réponse statique en déplacements due à la charge mobile (RSDCM)	67
Figure IV-2– Coordonnées de la position de la jauge de contrainte	70

Chapitre V:

Figure V-1 – Description géométrique de pont à treillis [48].	73
Figure V-2 – RSDCM suivant Z, X et Y respectivement pour les nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9 (partie inférieure), 23, 25, 26 et 28 (partie supérieure) [48]	74
Figure V-3 – Résultats de l’Analyse inverse du pont à treillis [48].	75
Figure V-4 – Convergence des résultats de l’analyse inverse par rapport au nombre de données des RSDCM.	76
Figure V-5 – Convergence de l’analyse inverse par rapport aux données incertaines.	77
Figure V- 6 – Dispositif expérimental de mesure des déplacements et de contraintes sur le modèle réduit, (a) : Modèle réduit soumis au chargement ; (b) : Capteur de déplacement ; (c) : Jauge de contraintes montée en $\frac{1}{2}$ pont).	79
Figure V-7– Modèle numérique EF de référence de la structure (présentation graphique par Matlab).	80
Figure V-8 – Réponses RSDCM/RSCCM enregistrée au laboratoire.	80
Figure V-9 – Résultats de l’analyse inverse correspondant aux déplacements, concernant la section A, le moment d’inertie de torsion I_x et les moments d’inertie de flexion I_y et I_z respectivement.	81
Figure V-10 – Résultats de l’analyse inverse correspondant aux contraintes, concernant la section A, le moment d’inertie de torsion I_x et les moments d’inertie de flexion I_y et I_z respectivement.	82

Figure V-11 – Résultats de l’analyse inverse correspondant aux déplacements + contraintes, concernant la section A, le moment d’inertie torsionnelle I_x et les moments d’inertie flexionnelle I_y et I_z respectivement.	83
Figure V-12 – Modèle éléments finis plaques du modèle réduit du pont métallique (Matlab).	84
Figure V-13 – Comparaison entre les modèles numériques et l’expérimental (Réponse en déplacement Nœud 68).....	84
Figure V-14 – Vue sur le côté nord « pont de Ouled Mimoun »	86
Figure V-15 – Vue sur le tablier du pont « Ouled Mimoun ».....	86
Figure V-16 – Vue en plan et en élévation du pont, zones endommagées, position des jauges de contraintes	87
Figure V-17 – Coupe en élévation.	87
Figure V-18 – Pathologies relevées sur l’ouvrage.	89
Figure V-19 – Procédé expérimental de mesure des contraintes.	90
Figure V-20 – Vue du train circulant sur le pont étudié.....	91
Figure V-21 – Configuration du train circulant sur le pont.....	91
Figure V-22 – Réponses en contraintes enregistrées sur les jauges SG1-SG8.	92
Figure V-23 – Modèles éléments finis SAP2000.....	93
Figure V-24 – Comparaison entre les résultats des contraintes des deux les modèles éléments finis « frame » et « Shell »	94
Figure V-25 – Réponses en contraintes FEM - Effet du plâtrage métallique.....	95
Figure V-26 – Réponses en contraintes expérimentale /numérique.....	96
Figure V-27 – Modèle éléments finis de référence - MATLAB.....	97
Figure V-28 – Identification des groupes d’éléments.	98
Figure V-29 – Coefficients de correction de rigidité correspondants à chaque groupe d’éléments G1-G11.....	98
Figure V-30 – Présentations graphique 3D du coefficient de correction de raideur des éléments de la structure - MATLAB	100

Liste des tableaux :

Chapitre III :

Tableau III-1 – Les alliages courants, utilisées pour les grilles de mesure et leur composition en pourcentage [94].....	44
Tableau III-2 – Influence de la résistance nominale sur les caractéristiques des jauges de contraintes.	48
Tableau III-3 – Signes de déformations.	58
Tableau III-4 – Circuit en pont de Wheatstone en fils multiples	62

Chapitre V:

Tableau V-1 – Coefficients de réduction de rigidité	75
Tableau V-2– Convergence de l’analyse inverse par rapport aux données incertaines.	77
Tableau V-3 – Comparaison entre les différents modèles expérimentaux et numériques (Cas de chargement à mi portée).....	84
Tableau V- 4 – Informations sur le train circulant sur le pont (services SNTF).....	90
Tableau V-5 – Contraintes maximales	92
Tableau V-6– Données d’entrée pour l’analyse inverse	98
Tableau V-7 – Taux d’endommagement/pathologies observées	99

Notations

SHM	Structural health monitoring
MEF	Méthode des éléments finis
MEMS	Micro Electro-Mechanical Systems
SPR	Statistical pattern recognition
UV	Ultraviolet
LCCA	Life cycle cost analysis
SHOS	Structural Health Observation System
SHES	Structural Health Evaluation System
SHRS	Structural Health Rating System
IR	Impulsive response
CND	Contrôle Non Destructif
FRF	Fonction de réponse en fréquence
FEMU	Finite element model updating
IA	Intelligence artificielle
PCA	Analyse en composantes principales
SDLV	Vecteur stochastique de localisation des dommages
DLV	Vecteur de localisation des dommages
RRQR	Rank-revealing QR factorization
ML-GA	Algorithme génétique multicouche
MAC	Critère d'assurance modale
COMAC	Critère d'assurance modale de coordonnées
MAR	Modèle autorégressif multivarié
K	Facteur de jauge K
ε	Déformation mécanique
Δl	Allongement
l_0	Longueur initiale
ΔR	Variation de résistance
R_0	Résistance initiale
ε_{SG}	Déformation moyenne
HBM	Fabriquant hottinger baldwin messtechnik
E_ε	Erreur sur la déformation réelle

ε_a	Déformations parallèles à l'axe de la jauge
ε_t	Déformations perpendiculaires à l'axe de la jauge
K_t	Coefficient de sensibilité transversale
ν_0	Coefficient de Poisson
U_A	Tension de sortie
U_E	Tension d'excitation
R1 ;R2 ; R3 ;R4	Resistance
ε_{temp}	Déformation thermique
ε_M	Déformation mécanique
B	Facteur de pont
CC	Courant continu
FP	Fréquence porteuse
CEM	Compatibilité électromagnétique
P	Charge mobile
S	Section d'étude
W_S	Le déplacement la section S
x_0	Position de la charge mobile
K_i	La matrice de rigidité globale réelle
RSDCM	Réponse statique en déplacements due à la charge mobile
RSCCM	Réponse statique en contraintes due à la charge mobile
K_0	Matrices de rigidité globale de la structure
K_i	Matrice de rigidité élémentaire de la structure
K	Matrices de rigidité globale réelle de la structure
n	Nombre d'éléments finis
α_i	Coefficient de correction de la rigidité
$F(x_0)$	Vecteur de force global
$\delta(x_0)$	Vecteur de déplacement global
K_0^{-1}	L'inverse de la matrice de rigidité globale de la structure
K_i^{-1}	L'inverse de la matrice de rigidité élémentaire de la structure
t	Ordre de la série de Neumann
$\delta_{L,j}(x_0)$	Le vecteur de déplacement local
$T_{r,j}$	Matrice de rotation du repère
$N_{L,j}$	Matrices d'identification

$F_{L,J}(x_0)$	Vecteur de force locale
K_L	Matrices de rigidité locale réelle
$K_L, 0$	Matrice de rigidité locale de la structure supposée saine
x_L, y_L et z_L	Coordonnées de la position de la jauge dans la section S
$\sigma_{j,s}(x_0)$	La contrainte normale correspondante sur une section S
N	Effort normal
M	Moment fléchissant
V	Effort tranchant
I	Moment d'inertie
$W_{S,k}$	Vecteur de déplacement à partir des mesures expérimentales
$\sigma_{s,exp,\varepsilon}$	Valeur de contraintes à partir des mesures expérimentales
IAFEM	Inverse Analysis Finite Element Method
SNR	Rapport signal sur bruit
δ_v	Déplacement vertical
σ	Contrainte normale
E	Module d'élasticité
f_y	Limite élastique
V_{Train}	Vitesse du train
SG	Strain gage

Introduction générale :

La gestion des infrastructures civiles est un processus complexe qui implique une série d'activités, telles que la planification, la conception, la construction, l'exploitation, la maintenance et la gestion du cycle de vie. Ces activités sont réalisées afin d'assurer le bon fonctionnement des infrastructures, telles que les routes, les ponts, les tunnels, les barrages, les aéroports, les réseaux d'eau, de gaz et d'électricité, les bâtiments publics, etc. La gestion des infrastructures est d'une importance vitale pour garantir la sécurité des personnes, la qualité de vie, ainsi que pour promouvoir le développement économique et social de la société. En effet, les infrastructures permettent le transport des personnes et des marchandises, l'accès à l'eau potable, à l'électricité, aux communications, aux soins de santé, à l'éducation, etc.

Les ponts sont des structures de génie civil qui jouent un rôle important dans l'infrastructure de transport d'un pays. Ils permettent de franchir des obstacles naturels, tels que des rivières, des montagnes ou des voies ferrées. Les ponts facilitent également la circulation des personnes et des marchandises, ce qui contribue au développement économique et social.

La santé d'une structure de pont se définit par sa capacité à fournir de manière sécurisée et efficiente le niveau de service prévu pendant sa durée opérationnelle. Au fil du temps, les ponts subissent des altérations résultant de changements dans leurs caractéristiques géométriques ou matérielles. Ces changements « endommagements » sont induites par des facteurs principalement physicochimiques ou mécaniques tel que les conditions environnementales (corrosion de l'acier, carbonatation du béton), les charges de circulation répétées (fatigue) et les événements extrêmes (tremblements de terre, collisions, etc.). Ces éléments peuvent affecter négativement les performances, la sécurité, la fiabilité et la durabilité du pont. Par ailleurs, le vieillissement d'une structure constitue également un processus d'endommagement progressif pouvant éventuellement mener à la fragilisation puis à la rupture.

Bien que l'effondrement d'un pont soit généralement considéré théoriquement comme le résultat d'un problème technique, une mauvaise gestion et un mauvais entretien peuvent également jouer un rôle important. En fait, une analyse statistique des échecs de ponts chinois établit entre 2009 et 2019 a montré qu'environ 70 % des échecs étaient dus à des facteurs anthropiques (problèmes liés à la conception, à la construction, à l'entretien et à la surveillance) et environ 30 % étaient dus à des facteurs naturels.

La plupart des ponts supportent des charges largement supérieures à leurs conceptions initiales. Cette situation découle principalement de la croissance continue du trafic mondial, tant en termes de volume, de fréquence, de vitesse que de poids supporté par chaque essieu. De plus, la plupart des ponts existants ont été conçus pour avoir une durée de vie utile d'environ 100 ans. Cependant, bon nombre d'entre eux s'approchent ou ont déjà atteint la fin de cette période prévue. Le besoin de maintenir les ponts en service le plus longtemps possible entraîne un vieillissement généralisé des infrastructures à l'échelle mondiale, ce qui a pour conséquence une augmentation du nombre d'ouvrages nécessitant un suivi approfondi et des opérations de maintenance régulières. L'ensemble de ces facteurs combinés confère une importance cruciale à la question de l'entretien, de l'inspection et de la surveillance de l'état de santé des ponts. Au cours de la dernière décennie, plus de 60 ponts se sont effondrés dans le monde. Les récents événements tragiques, dont le cas emblématique de l'effondrement du pont Morandi à Gênes,

Introduction générale

Italie, soulignent davantage cette nécessité. En effet, cet effondrement a engendré la perte de 43 vie humaine et des dégâts matériels évalués à plusieurs millions de dollars (Figure 1).

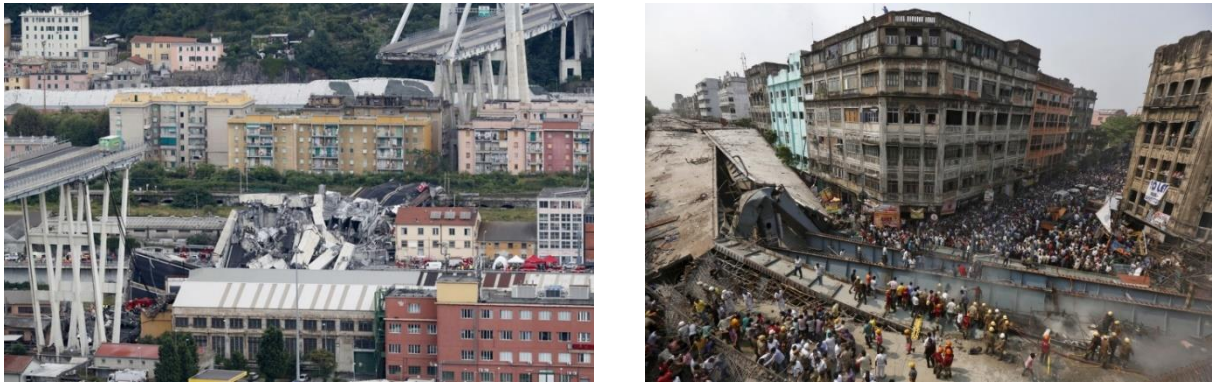


Figure 1 – Effondrement de ponts
a) Gênes, 2018 (43 morts) ; b) Kolkata, Inde 2016 (26 morts)

De manière classique, la plupart des ponts font l'objet d'inspections et d'entretiens réguliers à intervalles temporels spécifiques. Les inspections visuelles demeurent en effet la méthode prédominante pour surveiller leur intégrité. Cependant, bien que ces inspections visuelles soient efficaces pour repérer les dommages en surface, tels que les fissures, les détériorations du béton et la corrosion des éléments en acier, ainsi que les composants partiellement défailants, elles présentent des limites notables pour détecter les dommages internes ou mineurs. Cela est particulièrement vrai dans les zones difficiles d'accès ou masquées par des revêtements.

De nombreux problèmes, tels que les connexions lâches, les fissures de fatigue précoce et la corrosion dissimulée des armatures, susceptibles de considérablement affaiblir la résistance structurelle, passent fréquemment inaperçus. De plus, cette méthode ne permet pas d'évaluer quantitativement les dommages présents dans la structure. En outre, le processus d'inspection visuelle est connu pour exiger une main-d'œuvre importante, être coûteux, chronophage et souvent peu fiable en raison de sa forte dépendance à l'interprétation personnelle de l'inspecteur et donc insuffisant pour les structures de génie civil complexes.

Afin de remédier à ces limitations, diverses approches de test non destructif ont été développées. Cependant, ces approches présentent également certaines limitations, notamment lorsqu'elles sont appliquées à de grandes structures de génie civil complexes. Parmi les techniques disponibles, on peut mentionner l'utilisation de l'émission acoustique, des ultrasons, des ondes Lamb guidées, de la thermographie, des méthodes électromagnétiques et capacitives, du vibromètre à laser Doppler ainsi que du système de positionnement global (GPS). L'évaluation au moyen de techniques non destructives repose sur la mesure de paramètres spécifiques. Ces méthodes fournissent une évaluation de l'état d'une structure à un moment précis, sans nécessairement permettre de déterminer l'ampleur ou la portée de la détérioration.

La gestion des ponts en utilisant une approche basée sur le temps comporte des risques potentiels, car elle peut conduire à négliger tout défaut ou problème inattendu qui surviendrait entre les inspections planifiées, pouvant ainsi entraîner des risques pour la sécurité publique. En revanche, les délais fixés pour les inspections peuvent parfois être excessivement conservateurs. Si une structure demeure en bon état, cela signifie que les inspections approfondies sont inutiles et que les coûts associés à celles-ci auraient pu être évités. De plus,

Introduction générale

dans le contexte de la maintenance routinière, même des composants structurels en excellent état peuvent être remplacés, ce qui peut avoir un impact économique encore plus significatif.

Les gestionnaires d'infrastructures sont de plus en plus préoccupés par l'augmentation du nombre de ponts qui atteignent la fin de leur durée de vie prévue. Ils sont confrontés à des défis complexes en matière de prise de décision, notamment en ce qui concerne l'évaluation de l'état des structures et la priorisation des interventions. Les méthodes d'inspection traditionnelles se révèlent inefficaces, et les coûts élevés associés à la maintenance et à la réparation des ponts, en particulier en raison de la nécessité d'utiliser des équipements spéciaux et de perturber la circulation, compliquent davantage la situation. De plus, la détérioration croissante et le vieillissement des infrastructures de transport compliquent la répartition des ressources limitées, notamment en raison de la nécessité de prendre en compte les priorités des différents acteurs. Ces préoccupations sont devenues un défi majeur pour les professionnels de l'ingénierie, les chercheurs et la communauté du génie civil. En cas de non-détection précoce des dommages, ces derniers peuvent évoluer et entraîner la défaillance des composants, voire du système dans son ensemble. Cette situation rend de plus en plus difficile la capacité à répondre aux besoins futurs en matière de sécurité, de résilience et de durabilité, tant à court terme qu'à long terme.

La surveillance de la santé structurelle (SHM) est une technologie émergente qui offre la possibilité de faire évoluer les politiques de maintenance basées sur le temps vers des approches de maintenance basées sur l'état, potentiellement plus rentables. La SHM peut être définie comme le processus consistant à mettre en place une stratégie d'identification des dommages et à évaluer la santé des structures d'ingénierie. Cette approche implique l'observation périodique ou continue de la structure au fil du temps à l'aide de capteurs pour recueillir des mesures de réponse structurelle et d'environnement opérationnel. Ces données sont ensuite utilisées pour évaluer l'état actuel de la structure et anticiper ses performances futures.

Les stratégies de SHM ont le potentiel de devenir continue, ce qui permettrait une maintenance basée sur l'état. Cette transition pourrait réduire les temps d'arrêt nécessaires pour la maintenance préventive et corrective, ce qui aurait des avantages économiques et environnementaux considérables. En fin de compte, cela se traduirait par des coûts d'entretien considérablement inférieurs par rapport aux méthodes traditionnelles de rénovation ou de reconstruction.

Du point de vue d'un ingénieur, l'introduction d'un système SHM modifie le rôle de l'ingénieur dans l'évaluation de l'état des ponts. L'approche évolue d'une réaction passive basée sur des inspections vers une anticipation proactive de l'état des structures grâce à la surveillance continue.

La surveillance de la santé structurelle (SHM) représente une solution intéressante pour la gestion des ouvrages d'art. Cette solution est d'autant plus prometteuse que l'industrie des capteurs, des systèmes d'acquisition et de transmission progressent constamment, tout comme les techniques de traitement et d'analyse des données ainsi que les outils de simulation numérique. L'objectif des recherches actuelles en SHM est de tirer parti de ces avancées pour développer des processus capables d'extraire un maximum d'informations utiles sur les caractéristiques structurelles sensibles à divers types de dommages, et ce, au coût le plus bas

Introduction générale

possible. Cela permettrait de compléter la synthèse qualitative et de réduire la subjectivité de l'intervention humaine.

Cependant, bien que de nombreuses recherches se concentrent sur les systèmes de détection de dommages dans les ponts à travers des modèles numériques ou des expériences en laboratoire à petite échelle, relativement peu de travaux ont été menés in situ sur des structures réelles. En effet, il est plus difficile de provoquer volontairement des endommagements sur des ponts en service, car ces opérations sont coûteuses et souvent interdites par les autorités. À l'inverse, les modèles numériques et les essais en laboratoire permettent un meilleur contrôle des conditions de test.

Dans ce travail, nous nous intéressons à une méthode numérique récemment développée, basée sur une analyse inverse des réponses statiques de déplacement d'une structure soumise à une charge mobile afin de définir la raideur réelle et donc un éventuel changement de rigidité, par rapport à un modèle numérique de référence développé en éléments finis et représentant la structure saine. Les résultats numériques sur un pont en treillis démontraient que l'approche est capable de détecter, localiser et ainsi quantifier avec succès des réductions ou changement de rigidités pré appliquées. En utilisant le même principe sur des enregistrements de contraintes et de déplacements sur un modèle prototype d'un tablier de pont métallique construit au laboratoire, l'analyse inverse a permis de détecter des rigidités supplémentaires causées par des éléments surfaciques omis du modèle numérique initial.

L'objectif de ce travail consiste à appliquer la méthode développée sur un pont réel. L'ouvrage traité est un pont ferroviaire biais en treillis situé dans la région de Tlemcen. Le pont constitue un excellent exemple car il a subi des chocs répétés avec des camions, entraînant d'importants dommages sur une poutre dans sa partie centrale. Un enregistrement de contraintes lors du passage de trains réels et ceci à l'aide de jauges de contraintes placées sur certains éléments du pont. Sur la base de ces réponses enregistrées, une analyse inverse est développée sur le modèle numérique de la structure pour détecter les zones endommagées et fournir une estimation sur le taux de ces endommagements.

Du point de vue organisation, ce manuscrit comporte cinq chapitres suivis par une conclusion générale.

L'introduction générale présente une analyse approfondie des enjeux liés à la gestion et à la surveillance des ponts. Elle souligne l'importance cruciale de ces infrastructures pour le développement économique et social, tout en mettant en évidence les défis posés par leur vieillissement et les risques d'effondrement.

Le premier chapitre explore les principes de base essentielles des stratégies de surveillance de l'état de santé des ponts. Il décrit également les différents composants constituant les systèmes de surveillance (SHM) ainsi que les défis auxquels ces systèmes sont confrontés.

Le deuxième chapitre offre une analyse détaillée des différentes catégories de méthodes SHM actuellement utilisées, en examinant leurs avantages, inconvénients et limites, tout en présentant des études de cas sur des structures de ponts, comprenant des simulations numériques, des applications sur des modèles réduits et des expériences sur des ponts réels.

Le troisième chapitre examine en détail la technique de l'extensométrie par jauges de contraintes résistives. Il présente les critères à prendre en compte pour sélectionner la jauge la plus adaptée

Introduction générale

à une application spécifique. Il présente également les différentes techniques de réduction des effets d'interférences qui s'opposent à la précision de mesure par jauges de contraintes.

Le quatrième chapitre détaille le mécanisme de la méthode inverse spécialement conçue pour le suivi de l'état de santé des structures de ponts et l'identification des dommages structurels.

Le cinquième chapitre présente trois études de cas illustrant l'application de la méthode développée : un modèle numérique d'un pont métallique en treillis, une expérimentation sur un modèle prototype de pont réalisé en laboratoire et une analyse d'un pont ferroviaire existant.

Enfin, une conclusion générale du travail est présentée ainsi que des recommandations sont proposées.

Chapitre I : Surveillance de la santé structurelle des ponts

I.1. Introduction :

La surveillance de l'état de santé des ponts constitue une préoccupation croissante dans le domaine de l'ingénierie civile et de la gestion des infrastructures. Les ponts, en tant qu'éléments indispensables des réseaux de transport, jouent un rôle primordial dans la circulation des individus et des marchandises. Leur détérioration peut entraîner des conséquences majeures, à la fois pour la sécurité des utilisateurs et pour l'économie.

Dans ce chapitre, nous définirons d'abord les principes fondamentaux d'une stratégie efficace de surveillance. Nous examinerons ensuite les systèmes de surveillance, ainsi que leurs principaux composants. Par la suite, nous aborderons les défis liés à la mise en œuvre de ces stratégies et systèmes, tout en soulignant les avantages d'une telle approche. Enfin, nous décrirons les étapes de fonctionnement d'un système de surveillance typique pour les ponts.

I.2. Surveillance de santé structurelle :

La surveillance de la santé des structures, également connue sous le nom de « Structural Health Monitoring (SHM) », requiert la conception, le développement et la mise en place d'un système de surveillance spécifique. Ce système offre un ensemble d'outils et de méthodes dédiés à la détection, à la localisation et à l'estimation des dommages, permettant ainsi de convertir efficacement les données en informations concernant l'intégrité, la durabilité et la fiabilité structurelles. Une stratégie SHM typique comprend plusieurs éléments clés, notamment des capteurs, la collecte de données, la transmission des données, le traitement des données, la gestion des données, l'évaluation de l'état de santé de la structure et la prise de décision[1]. Une illustration graphique du schéma typique d'un système SHM est présentée sur la [Figure I-1](#).

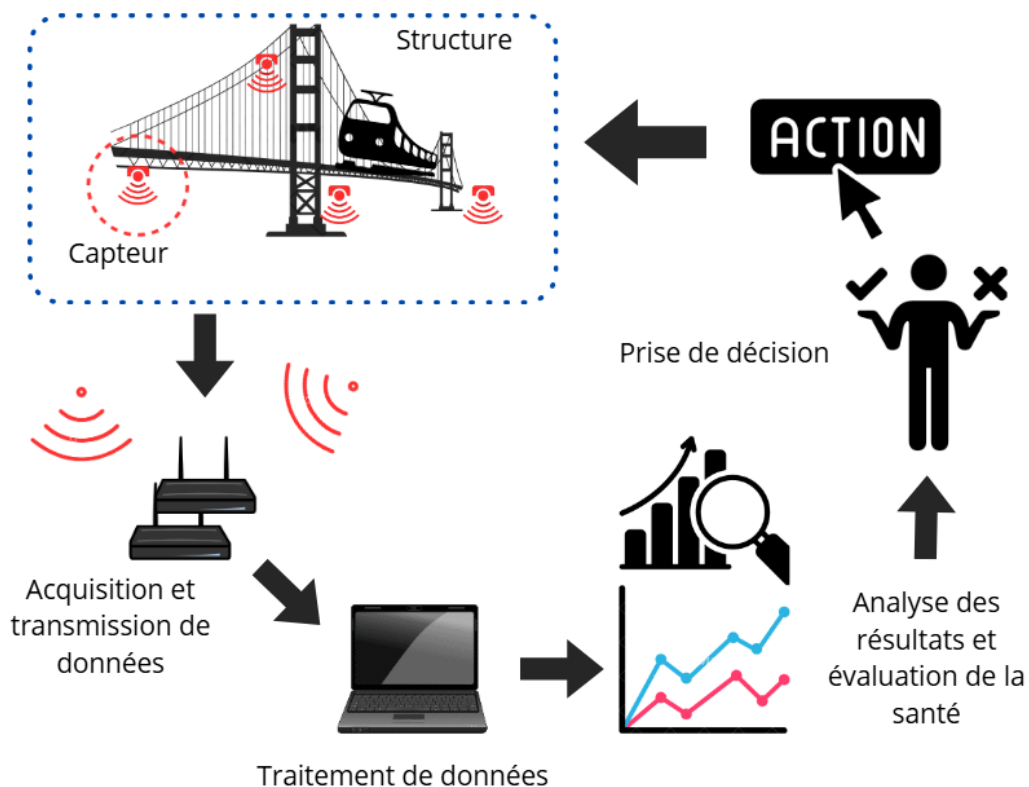


Figure I-1– Schéma simplifié d'un système SHM[1].

I.3. Axiomes fondamentaux de la SHM :

Au cours des dernières décennies, la surveillance de la santé des structures (SHM) a connu une croissance notable, conduisant à l'établissement de principes fondamentaux [2], qui sont désormais largement préconisés pour garantir une pratique efficace de la SHM. Ces principes sont étayés par des exemples d'études expérimentales dans la littérature technique.

Axiome I : « Tous les matériaux possèdent des défauts ou des imperfections inhérentes »

Les matériaux présentent des imperfections intrinsèques à l'échelle micro/nano-structurale, telles que les vides, les inclusions et les impuretés. Ces défauts sont couramment considérés dans la conception en se basant sur les propriétés moyennes des matériaux. Toutefois, dans le cas des matériaux composites, les vides sont considérés comme des défauts initiaux. Cette réalité soulève la nécessité de définir et comprendre la relation entre, les défauts et les dommages.

Dans cette optique, Worden & Dulieu-Barton (2004) dans [3], ont décrit une relation hiérarchique qui distingue ces concepts de la manière suivante :

Les défauts sont inhérents au matériau et tous les matériaux contiennent une quantité inconnue de défauts, ce qui signifie que la structure peut fonctionner dans des conditions de conception même si les matériaux de base contiennent des défauts.

Les dommages se produisent lorsque la structure ne fonctionne plus de manière optimale, mais peut encore fonctionner de manière satisfaisante.

Une défaillance survient lorsqu'une structure ne peut plus fonctionner de manière satisfaisante, c'est-à-dire lorsque sa qualité est affectée et qu'elle ne répond plus aux exigences du client ou de l'utilisateur.

Cette classification suggère que les défauts, étant inévitables dans les matériaux réels, conduisent à des dommages qui à leur tour peuvent provoquer la défaillance. Etant donné que tous les matériaux contiennent des défauts, il devient difficile de déterminer quand une structure est considérée comme endommagée. Ainsi, le concept de dommages doit être élargi pour inclure les situations où les imperfections ne peuvent pas être prises en compte lors de la conception et de la prédiction des performances du système en utilisant les propriétés des matériaux en vrac.

Axiome II : « L'évaluation des dommages nécessite une comparaison entre deux états du système »

L'évaluation des dommages dans le cadre de la Surveillance de la Santé des Structures (SHM) implique la comparaison de deux états du système. Pour chaque approche, un système de référence est nécessaire. Cela peut prendre la forme d'un ensemble de données d'entraînement dans le cas des approches de reconnaissance de formes statistiques (Section I.4.4.2), ou d'un modèle EF (Éléments Finis) dans le cas des approches inverses (Section I.4.4.1). Le choix entre ces deux options dépend de l'objectif de la surveillance, que ce soit pour simplement détecter les dommages ou d'obtenir des informations détaillées sur ceux-ci, comme leur type, leur étendue et leur emplacement. Par conséquent, l'ensemble de données peut être basé uniquement

sur des conditions normales ou sur une combinaison de conditions normales et endommagées de la structure.

Axiome III : L'identification de l'existence et de l'emplacement des dommages peut être effectuée dans un mode d'apprentissage non supervisé, mais l'identification du type de dommage présent et de la gravité des dommages ne peut généralement être effectuée que dans un mode d'apprentissage supervisé.

En mode d'apprentissage non supervisé, il est possible d'identifier l'existence et l'emplacement des dommages, mais il est généralement nécessaire d'utiliser l'apprentissage supervisé pour identifier le type et la gravité des dommages. Les algorithmes d'apprentissage non supervisé sont appliqués aux données ne contenant que des exemples de structures saines, principalement dans le but de détecter les nouveautés. En revanche, pour l'apprentissage supervisé, des exemples de structures saines et endommagées sont disponibles, ce qui permet d'utiliser des algorithmes tels que la classification de groupes et l'analyse de régression pour obtenir des variables de sortie discrètes et continues, respectivement. Les approches de mise à jour des modèles peuvent également à leur tour être utilisées pour estimer l'emplacement et l'étendue des dommages.

Axiome IV-a :

Il n'est pas possible pour les capteurs de mesurer les dommages directement. Il est nécessaire de procéder à une extraction de caractéristiques par le biais du traitement de signal et de la classification statistique afin de convertir les données des capteurs en informations sur les dommages. Le but essentiel d'un système SHM est d'établir la corrélation la plus directe possible entre la lecture des capteurs et l'état des dommages.

Axiome IV-b :

Sans extraction intelligente des indicateurs de dommages, plus une mesure est sensible aux dommages, plus elle est sensible aux conditions opérationnelles et environnementales changeantes.

Les caractéristiques extraites des données mesurées dépendent de l'état de dommage ainsi que de variables environnementales et opérationnelles. Cela rend l'utilisation de l'apprentissage automatique pour déterminer la dépendance du dommage complexe. Pour surmonter cet obstacle, il serait souhaitable de développer des algorithmes capables d'éliminer, de minimiser ou d'estimer et de contrôler l'impact de ces variables. Cela permettrait de se concentrer principalement sur la dépendance des dommages améliorant ainsi l'efficacité de l'apprentissage automatique dans la détection des dommages.

Axiome V : Les échelles de longueur et de temps associées à l'initiation et à l'évolution des dommages dictent les propriétés requises du système de détection SHM.

Dans le contexte de la SHM, il est essentiel de comprendre que différents types de dommages ou de défaillances au sein d'une structure se produisent à différentes échelles spatiales (tailles des zones touchées) et temporelles (durée des événements ou de l'évolution des dommages). Par exemple, des microfissures intrinsèques à un matériau peuvent se développer lentement sur une échelle de temps s'étendant de plusieurs mois à plusieurs années, tandis qu'une fissure brusque due à un choc peut se produire en une fraction de seconde.

Ces variations d'échelle affectent significativement les caractéristiques du système de détection, notamment le choix du système d'acquisition, des types de capteurs, de leur nombre et de leur emplacement, ainsi que les protocoles de stockage et d'échantillonnage des données. Par conséquent, une évaluation et une quantification minutieuses de ces facteurs s'avèrent cruciales pour la conception d'un système de détection efficient.

Axiome VI : Il existe un compromis entre la sensibilité aux dommages d'un algorithme et sa capacité de rejet de bruit.

Un compromis essentiel réside dans l'équilibre entre la sensibilité d'un algorithme aux dommages et sa capacité à filtrer le bruit. Conformément au quatrième axiome (b), les mesures obtenues incorporent simultanément les influences du dommage et du bruit dans la réponse enregistrée, ce qui pose le défi de distinguer leurs impacts respectifs. En conséquence, il est vivement recommandé de minimiser autant que possible le niveau de bruit présent dans les données mesurées ou dans les caractéristiques extraites ultérieurement. Pour atteindre cet objectif, plusieurs techniques peuvent être déployées, telles que l'application de filtres analogiques ou numériques.

Axiome VII : La taille des dommages qui peuvent être détectés à partir des changements dans la dynamique du système est inversement proportionnelle à la plage de fréquences d'excitation.

La sensibilité à la détection de dommages dans un système dynamique diminue avec l'augmentation de la plage de fréquences d'excitation « Plus la plage de fréquences à laquelle un système est exposé est large, plus il est difficile de détecter de petits dommages dans ce système ». Cela est dû au bruit et à l'interférence causée par les multiples fréquences d'excitation. Pour améliorer la détection de dommages, il est donc préférable d'utiliser une plage de fréquences d'excitation plus étroite. Cela permettra de réduire le bruit et d'augmenter la sensibilité à des fréquences spécifiques, où les dommages sont plus susceptibles de se manifester. Par exemple, les excitations à des fréquences plus élevées sont généralement utilisées pour détecter des dommages localisés.

Axiome VIII : Les dommages augmentent la complexité de la structure.

De nombreux critères ont été avancés dans la littérature sur la SHM pour évaluer l'augmentation de la complexité d'une structure endommagée. Ces critères reposent sur l'hypothèse que les dommages entraîneront un comportement non linéaire dans un système initialement linéaire. Pour évaluer ces critères, la réponse mesurée du système est généralement analysée. Cependant, pour choisir les critères les plus pertinents, il est crucial de définir le type de dommage qui est d'intérêt et d'identifier comment il augmente la complexité de la structure et de sa réponse dynamique. Ainsi, des méthodes statistiques et de traitement du signal peuvent être utilisées pour comparer par exemple les fonctions de densité de probabilité des réponses mesurées dans des conditions structurelles endommagées et non endommagées. Cette approche de sélection des critères est indispensable pour faciliter la transition de la recherche SHM vers la pratique sur les structures in situ.

I.4. Les composants d'un système SHM :

Les systèmes SHM sont composés de plusieurs éléments matériels et logiciels. Un aperçu des principaux composants des systèmes SHM ainsi que les différents intervenants tels que définis par [4], [5] et schématisé sur la **Figure I-2** ci-dessous comprend :

I.4.1 Évaluation opérationnelle :

Dans le contexte de la conception d'un système SHM, l'aspect relatif à la conceptualisation des dommages et aux conditions opérationnelles est appelé l'évaluation opérationnelle. L'objectif de cette étape est de répondre à quatre questions essentielles évaluant ainsi à la capacité de détection des dommages.

- Quelle sont les motivations ou justifications en termes de sécurité et/ou économiques pour effectuer une surveillance de la santé d'une structure ?
- Comment est défini le dommage pour le système et, pour plusieurs possibilités de dommages, quels sont les cas les plus préoccupants ?
- Quelles sont les conditions, à la fois opérationnelles et environnementales, dans lesquelles le système à surveiller fonctionne ?
- Quelles sont les limites à l'acquisition de données dans l'environnement opérationnel ?

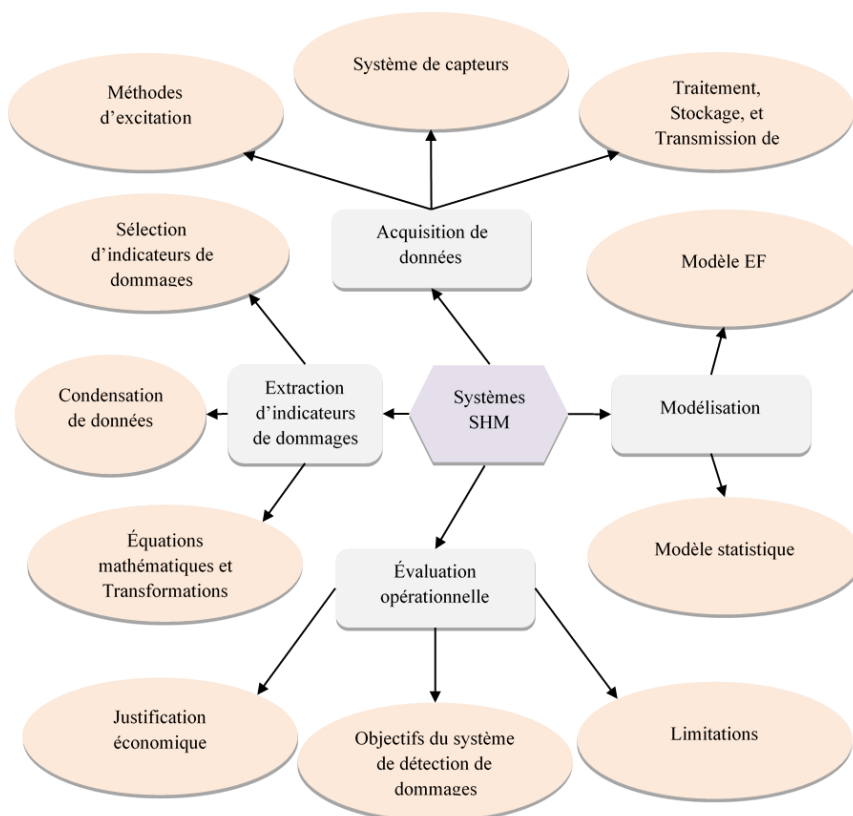


Figure I-2– Les composants typiques d'un système de surveillance de la santé structurelle

I.4.1.1. Justifications économiques / sécurité des personnes :

Pour déployer la technologie SHM sur le terrain, il est impératif de prouver qu'elle apporte des avantages économiques et des améliorations de sécurité mesurables par rapport aux stratégies

de détection de dommages actuellement utilisées. Les avantages économiques incluent notamment une réduction des cycles de maintenance. Par conséquent, les décideurs doivent prendre en compte ces avantages lors de l'évaluation des systèmes SHM proposés. Cela nécessite de considérer les limitations de la méthodologie actuellement utilisée pour la détection des dommages, les avantages apportés par le système SHM proposé, ainsi que les coûts et le temps requis pour le développement et la validation du système SHM, en plus des coûts de maintenance. Enfin, il est important de noter que la démonstration des avantages économiques d'une capacité de détection des dommages détermine les limites de tous les autres aspects du paradigme SHM.

I.4.1.2. Définition des dommages à détecter :

Le processus de détection de dommages commence par la définition précise des dommages à surveiller, y compris le type, le niveau seuil et critique, les endroits où le dommage s'accumule et le taux de croissance tolérable. Cette étape est essentielle pour garantir le succès de la technique de détection. La priorisation des différents scénarios de dommages possibles en fonction de leur probabilité relative d'occurrence et des conséquences associées est également importante pour concevoir un système SHM efficace qui traite les dommages les plus critiques avec un budget donné de manière la plus optimale.

La définition des dommages pour les structures de ponts est une tâche complexe car chaque pont est unique en son genre. Elle est souvent basée sur l'observation du comportement des systèmes endommagés, des tests au niveau des composants et des simulations numériques. Cependant, en raison des coûts élevés, les tests jusqu'à la défaillance menant à une meilleure définition du dommage sont pratiquement rares.

Les dommages typiques pour les ponts comprennent la corrosion, les fissures de fatigue, la perte des forces de précontrainte et l'érosion autour des piliers du pont. Ils peuvent s'accumuler de manière progressive sur de longues périodes de temps ou survenir rapidement, comme dans les cas de collisions. Pour les grands ponts, il est important de limiter la définition des dommages afin de rendre la surveillance pratique avec un nombre de capteurs rentable.

I.4.1.3. Les conditions opérationnelles et environnementales :

Il est nécessaire de surveiller la santé des ponts pendant les périodes où ils sont soumis à des variations du trafic et à des changements environnementaux typiques, ce qui présente un défi important. Les changements de trafic peuvent se produire sur une base quotidienne et hebdomadaire, tandis que la variabilité environnementale peut varier sur une base quotidienne, saisonnière ou intermittente en fonction des précipitations. Dans ce contexte, le processus de détection des dommages doit tenir compte des conditions opérationnelles et environnementales changeantes auxquelles sont soumises les structures [6], ce qui peut affecter la réponse du système de mesure. Il est important de noter que des facteurs tels que la température, l'humidité, la masse, la vitesse et les manœuvres peuvent influencer les mesures et ne doivent pas être confondus avec les effets des dommages.

Pour garantir une surveillance efficace, il est essentiel de définir et de quantifier la plage de variation des conditions opérationnelles et environnementales dans lesquelles la surveillance doit être effectuée avec un certain degré de précision acceptable. Cette approche aidera à définir les capacités requises du système d'acquisition de données et à ajouter des capteurs pour

surveiller les conditions changeantes afin de normaliser les données et éliminer les tendances causées par ces effets.

I.4.1.4. Limites de l'acquisition de données :

Les limites associées à l'acquisition de données peuvent être dues à diverses raisons, notamment des contraintes économiques, environnementales, de taille ou d'accessibilité physique, ainsi que des effets indésirables potentiels des capteurs et du matériel de transmission de données sur le fonctionnement global du système dans certaines conditions environnementales. En ce qui concerne les ponts, les limitations principales sont liées à l'accessibilité de certaines parties de la structure pendant les conditions de fonctionnement normales (la circulation peut empêcher l'instrumentation de la partie supérieure du pont). Il est également difficile pour les grands ponts d'instrumenter certains éléments structuraux en raison du coût et du risque élevés associés à l'accès en toute sécurité. Il est donc crucial de résoudre ces problèmes dès le début afin d'optimiser les performances du système.

I.4.2 Acquisition, normalisation et nettoyage de données :

Les étapes d'acquisition, de normalisation et de nettoyage de données jouent un rôle crucial dans les systèmes de surveillance de la santé des structures (SHM) et ont une influence significative sur la capacité d'évaluer les dommages.

I.4.2.1. Acquisition de données :

L'acquisition de données pour chaque structure spécifique nécessite la sélection de méthodes d'excitation (statique / dynamique ; forcée/ambiante), la planification des intervalles de temps pour la collecte de données, la configuration du réseau de capteurs (nombre et emplacement), la transmission de données (filaire/sans fil) et le choix du matériel pour acquérir et stocker les données. Les capteurs les plus fréquemment employés pour la surveillance de la santé des ponts incluent les accéléromètres, les transducteurs de déplacement et les jauges de contrainte électrique. Cependant, de nouvelles technologies de capteurs émergent de plus en plus, notamment les MEMS et les jauges optiques.

L'équilibre entre les avantages économiques et la fiabilité d'un système de détection redondant est crucial dans le choix du nombre et de l'emplacement des capteurs. Les avancées technologiques peuvent rendre la redondance plus économique. L'emplacement des capteurs doit être choisi en fonction de la quantité de réponses surveillées et du type de dommage attendu. Il est important de s'assurer que le type de dommage attendu produit des effets connus et observables sur les caractéristiques mesurées aux emplacements choisis pour les capteurs. La qualité de la surveillance d'un système dépend en grande partie de l'emplacement des capteurs et de la caractéristique souhaitée à extraire. Un aperçu récent des avancées dans les techniques d'optimisation de l'emplacement de capteurs ainsi que les algorithmes utilisés sont résumés dans la référence [7].

Lorsqu'il s'agit de mesurer la réponse dynamique d'un pont, l'excitation est généralement générée par des entrées ambiantes telles que la circulation des véhicules ou des piétons. Cependant, il est également possible d'utiliser une excitation forcée à l'aide de secoueurs électrodynamiques ou hydrauliques, ou d'un dispositif d'impact. La fréquence à laquelle les données doivent être collectées (régulière /continue) est un autre facteur à considérer. La mise en place d'un système continu peut générer une grande quantité de données, nécessitant des

stratégies efficaces de stockage, d'archivage et de récupération pour suivre les tendances sur de longues périodes.

I.4.2.2. Normalisation de données :

La normalisation des données fait référence à une procédure qui permet de séparer les changements dans les lectures des capteurs induits par des dommages de ceux résultant des variations des conditions environnementales et opérationnelles. Par exemple, selon [8] les tests modaux menés sur le pont Alamosa Canyon [Figure I-3\(b\)](#) ont révélé que la fréquence du premier mode de vibration du pont pouvait varier d'environ 5 % au cours d'un cycle de 24 heures en raison de changements de température [Figure I-3\(a\)](#).

Il est courant de normaliser les réponses mesurées en fonction des entrées ou de normaliser les données de manière temporelle pour faciliter la comparaison des données mesurées à des moments similaires d'un cycle environnemental ou opérationnel. Toutefois, il est important de noter que les sources de variabilité ne peuvent pas être complètement éliminées, et il convient donc d'identifier et de minimiser autant que possible ces sources de variation. Il est également essentiel de procéder à des mesures appropriées pour permettre la quantification statistique de ces sources de variation, ce qui doit être pris en compte lors de l'évaluation opérationnelle.

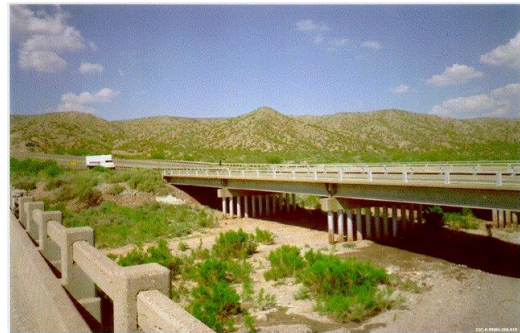
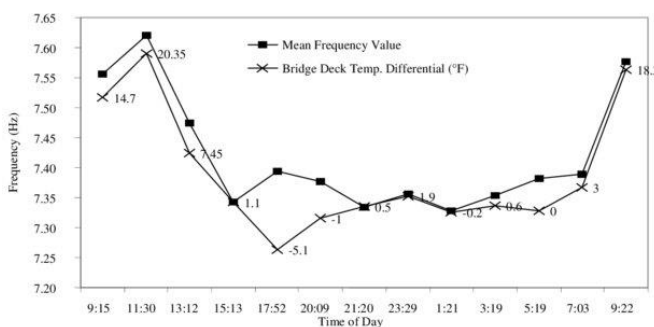


Figure I-3– a) Changement de fréquence du premier mode sur une période de 24 heures ; b) Pont d'Alamosa Canyon, New Mexico[8].

I.4.2.3. Nettoyage de données :

Le nettoyage de données fait référence à l'ensemble des méthodes et techniques utilisées pour éliminer les données erronées, manquantes ou aberrantes dans les ensembles de données SHM. Des techniques de traitement de signal tel que le filtrage et le ré échantillonnage sont couramment appliquées à cette fin. Le nettoyage de données est une étape importante pour garantir la qualité et la fiabilité des résultats de surveillance.

I.4.3 Extraction des caractéristiques « indicateurs de dommages » et condensation des données :

Les "indicateurs de dommages" sont des données extraites des mesures de réponses d'une structure, utilisées pour distinguer les conditions endommagées des conditions intactes. Ce processus implique la transformation des données mesurées pour rendre la corrélation avec les dommages plus évidente, facilitant ainsi la détection et l'interprétation des éventuels dommages présents dans la structure.

Le processus d'extraction des caractéristiques repose généralement sur la calibration d'un modèle (physique ou basé sur les données), aux données de réponses mesurées du système. Les paramètres de ces modèles, les quantités dérivées de ces paramètres ou les erreurs prédictives associées à ces modèles sont ensuite utilisés comme indicateurs de dommages. Une autre approche consiste à identifier des caractéristiques comparant directement les formes d'onde, les spectres ou les quantités dérivées de ces données.

Il est important de différencier l'extraction des caractéristiques de la sélection des caractéristiques. L'extraction est le calcul mathématique d'une caractéristique spécifique basée sur un ensemble de données, tandis que la sélection consiste à choisir le meilleur sous-ensemble de caractéristiques pour détecter les dommages [9].

Par exemple, l'utilisation de modèles d'éléments finis appropriés peut être envisagée pour simuler des dommages et effectuer une analyse du système affecté. Cette analyse vise à déterminer quels paramètres sont suffisamment sensibles pour distinguer les systèmes endommagés des systèmes sains.

La condensation des données consiste à réduire la dimensionnalité des données mesurées, ce qui en fait une étape centrale dans le calcul des indicateurs d'endommagement. Ces techniques sont souvent utilisées pour traiter les bases de données massives générées par la surveillance pendant la durée de vie d'une structure. Étant donné la durée étendue de la collecte et de l'analyse de ces données, les techniques de réduction doivent être robustes pour préserver la sensibilité des indicateurs de dommages aux changements structurels en présence de variabilité opérationnelle ou environnementale.

I.4.4 Modèles des systèmes SHM :

La Surveillance de l'État de Santé (SHM) a souvent été abordée selon deux approches principales : l'approche basée sur un modèle physique, (modèle basé sur les lois physiques), et l'approche basée sur les données (modèle statistique). Toutefois, une approche dite hybride, combinant les principes des deux approches, a émergé au cours des dernières années [10].

I.4.4.1. Systèmes SHM basés sur la physique :

La modélisation basée sur la physique s'appuie sur l'élaboration de modèles mathématiques, intégrant des connaissances issues de disciplines variées, afin de décrire les phénomènes physiques régissant le comportement d'une structure. Ces modèles se traduisent généralement par des équations différentielles dont la complexité croît avec le nombre de facteurs pris en compte. La résolution de ces équations nécessite la définition d'un ensemble de paramètres et de conditions initiales et aux limites, permettant d'obtenir des solutions précises et de caractériser pleinement les phénomènes observés au sein du système structural.

Les logiciels de modélisation par éléments finis (FE) permettent d'implémenter diverses analyses (statique, dynamique, modale, etc.) et de simuler différentes structures de manière simple. Ils intègrent des modèles basés sur les lois physiques dans des bibliothèques logicielles pour effectuer des analyses de dommages efficaces sur des modèles virtuels de structures.

L'approche de détection basée sur un modèle physique, connue également sous le nom d'approche inverse [11], et illustrée dans la [Figure I-4](#), se décompose en deux étapes essentielles. Dans un premier temps, un modèle FE initial est calibré à l'aide de données provenant de l'état non endommagé, permettant ainsi d'obtenir un modèle FE de référence. Dans

un second temps, le modèle de référence est mis à jour en utilisant des données mesurées provenant de la structure réelle, potentiellement endommagée (en condition de fonctionnement normales). La détection des dommages s'opère alors par l'analyse des variations résultant des paramètres actualisés. Les algorithmes employés sont principalement basés sur l'algèbre linéaire ou la théorie de l'optimisation.

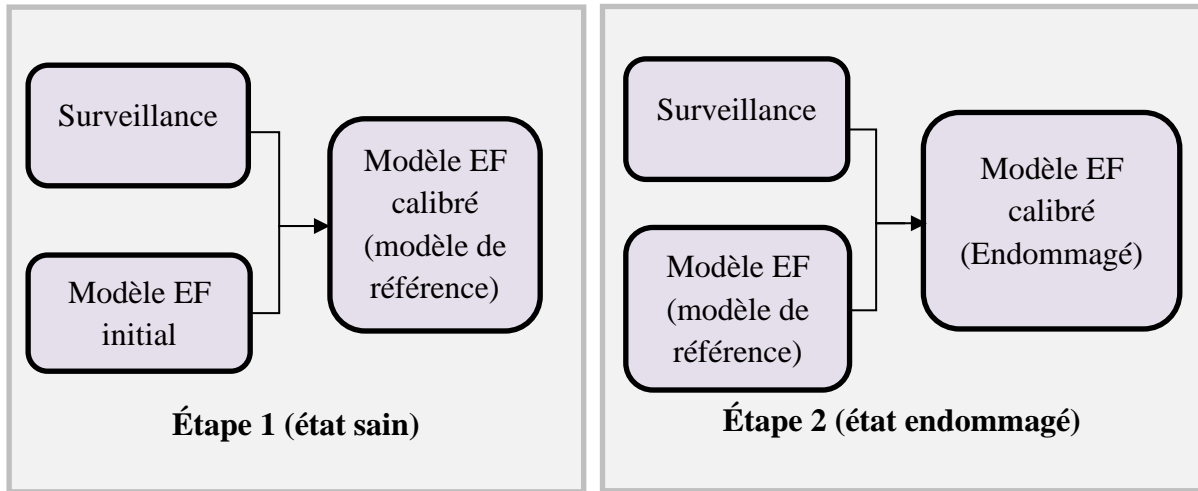


Figure I-4– Etapes de l'approche de détection de dommages basée sur un modèle physique.

I.4.4.2. Systèmes SHM basés sur les données :

L'approche SHM basée sur les données repose sur le concept de reconnaissance de formes statistiques (SPR- statistical pattern recognition)[12] , où un modèle statistique est construit à partir de données expérimentales en employant des algorithmes d'apprentissage automatique. La détection des dommages se fait en analysant les caractéristiques sensibles aux dommages par le biais de l'apprentissage non supervisé ou supervisé.

Contrairement à l'approche précédente basée sur des modèles EF, cette approche se concentre sur la construction d'un modèle de nature statistique. Des données d'entraînement représentant toutes les configurations d'états possibles (sains et endommagés) sont exploitées, et la reconnaissance de motifs est utilisée pour classifier les données de surveillance en fonction du diagnostic approprié.

L'analyse des distributions statistiques des caractéristiques extraites est au cœur des algorithmes d'apprentissage automatique, qui peuvent être regroupés en trois catégories principales.

Quand aucune classe n'est préalablement définie, les individus doivent être regroupés en plusieurs catégories en fonction de leurs états structuraux, sans aucune information préalable. Dans ce cas, le défi relève du regroupement non supervisé [13].

Lorsque seule une classe est connue et que seuls des individus associés à la structure saine sont disponibles, le problème est appelé détection de nouveauté. Il s'agit d'identifier les individus qui se distinguent nettement de ceux de la base d'apprentissage [14]. Les modèles statistiques sont principalement utilisés pour repérer la présence et la localisation des dommages en mode d'apprentissage non supervisé.

Dans le cadre de l'apprentissage supervisé, les modèles statistiques sont utilisés pour analyser des données provenant à la fois de structures saines et endommagées, en les associant à des

modèles analytiques. Ces méthodes permettent d'identifier avec précision le type et l'étendue des dommages, ainsi que d'estimer la durée de vie restante des structures. Les algorithmes d'apprentissage supervisé, tels que la classification de groupe et l'analyse de régression, sont utilisés lorsque les classes sont préalablement connus. Chaque classe ou scénario d'endommagement est représenté par des individus, ce qui constitue un problème de régression ou de classification supervisée. Après avoir été entraîné sur ces données, l'algorithme est capable d'attribuer une classe à de nouveaux individus présentés en entrée [15].

Il existe des avantages et des inconvénients pour les deux approches, et les lecteurs peuvent trouver une discussion approfondie à ce sujet dans [10].

I.4.4.3. Systèmes SHM hybrides :

L'approche hybride de la surveillance de l'état des structures se distingue par sa capacité à combiner les principes des approches basées sur un modèle et des approches basées sur les données[16]. Bien que souvent sous-estimée dans la littérature, cette approche offre une solution prometteuse pour relever les limitations et les défis inhérents aux approches traditionnelles. En général, elle requiert l'intégration de modèles numériques, de données expérimentales et de techniques d'apprentissage automatique. La configuration typique d'une approche hybride de la SHM est illustrée dans la [Figure I-5](#).

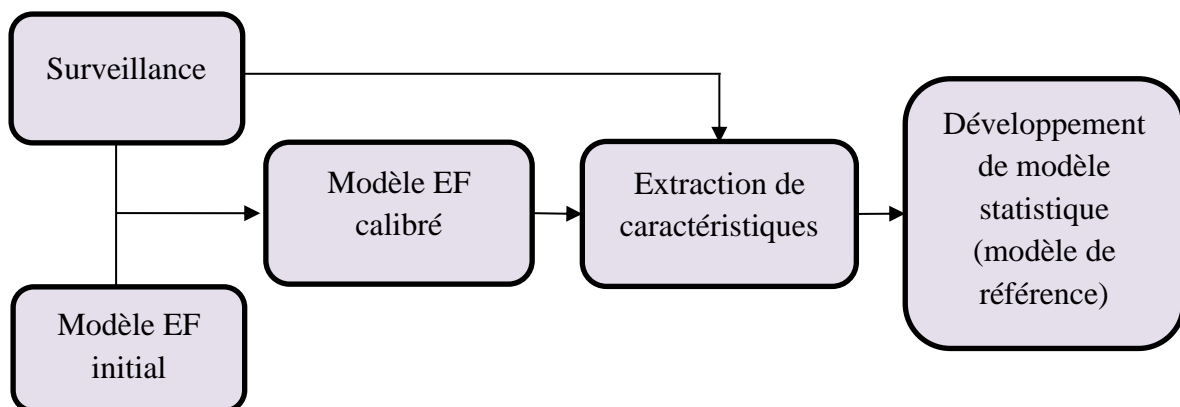


Figure I-5 – Approche SHM – hybride.

I.5. Défis des systèmes SHM :

I.5.1 Définir les objectifs du le système :

Dans le passé, les systèmes (SHM) étaient principalement utilisés pour démontrer des technologies de capteurs ou pour collecter des données à des fins de recherche, plutôt que pour diagnostiquer et prédire l'état des structures.

Bien que les systèmes SHM ne puissent pas, à eux seuls, garantir un niveau de sécurité plus élevé ou une meilleure méthode de maintenance, ni même réduire le niveau de maintenance ou prolonger les intervalles d'interventions, ils peuvent néanmoins, s'ils sont conçus de manière appropriée, avec des objectifs clairs et bien définis, réduire le nombre d'inspections inutiles. Ils peuvent également garantir le suivi de la dégradation, permettant ainsi aux propriétaires

d'obtenir des estimations cohérentes et actualisées de l'ampleur et de la localisation de la détérioration, de la capacité et de la durée de vie restante.

I.5.2 Problèmes de sélection et d'exploitation des instruments (capteurs) :

Grâce aux progrès réalisés dans les circuits électroniques, les méthodes de fabrication et de production, les matériaux "intelligents" et le traitement de signal, une large gamme de capteurs est aujourd'hui disponible. Cependant, le défi consiste à choisir le capteur le plus adapté en fonction des besoins réels, de l'environnement opérationnel, de la durée de vie attendue, et de la facilité de mise en œuvre. Un usage excessif de capteurs, sans une attention particulière à la conception et à l'interprétation des données, peut engendrer des systèmes coûteux et inefficaces. De plus, les capteurs ont tendance à se détériorer avec le temps, ce qui altère leur sensibilité et impacte les données collectées. Dans le domaine du génie civil, la compatibilité avec les conditions environnementales changeantes (températures extrêmes, humidité, UV) est cruciale pour éviter les fausses alarmes du système.

Le choix ne doit pas se limiter à la sensibilité et à la durabilité, mais doit également inclure la robustesse, surtout pour une utilisation à long terme. La surveillance régulière du système est donc essentielle pour garantir le remplacement des composants avant leur fin de vie, assurant ainsi la fiabilité à long terme des données collectées.

I.5.3 Validation et analyse de données en temps réel :

Évaluer la fiabilité des données issues de capteurs représente un défi majeur en matière de collecte de données. Les professionnels, tels que les ingénieurs et les scientifiques, doivent pouvoir vérifier leurs données en temps réel, en distinguant les signaux des capteurs non réactifs de ceux fournissant des mesures précises. Cette étape est essentielle pour assurer la qualité et la fiabilité des données collectées. Il est également essentiel d'analyser les données en temps réel pour interpréter correctement les informations et réagir rapidement aux événements. Par conséquent, il est recommandé de développer des outils solides et efficaces pour l'interprétation des données en temps réel.

I.5.4 L'évaluation du coût SHM :

La quantification du coût est un point essentiel dans le processus de conception des systèmes de SHM. Cependant, la principale difficulté réside dans la mise en chiffres des coûts et avantages associés à ces systèmes. Bien que le déploiement d'un grand nombre de capteurs puisse sembler être une solution intuitive pour détecter les dommages dans des zones difficiles d'accès, il est souvent trop coûteux et complique la transmission, la synchronisation et la validation des données. Pour cette raison, l'optimisation du nombre et de l'emplacement des capteurs est devenue un sujet de recherche persistant en SHM [7].

Diverses études ont proposé des méthodes de placement optimal des capteurs pour maximiser la précision de la détection tout en minimisant les coûts. Cependant, ces approches ne s'attaquent qu'à une partie du problème, car elles se concentrent principalement sur les coûts directs d'installation des capteurs.

Sur le long terme, le choix de la configuration du système de détection et de la méthode d'analyse des données influe considérablement sur les coûts globaux liés à la mise en œuvre d'une stratégie de SHM. Par conséquent, la SHM doit être conçue et évaluée avec une perspective d'analyse des coûts du cycle de vie (LCCA-life cycle cost analysis). Cette approche

prend en compte l'ensemble des coûts sur toute la durée de vie du système, s'opposant à une simple approche axée sur le coût initial minimal.

I.5.5 Validation des systèmes SHM sur des structures réelles :

Malgré la maturité scientifique de la technologie SHM, son adoption à grande échelle est freinée par un manque de validation concrète sur des structures réelles dans divers environnements. Pour pousser la SHM vers une utilisation généralisée, la communauté scientifique doit impérativement démontrer son potentiel à Travers des applications concrètes sur des structures réelles. Bien que des tests en laboratoire sur des structures simples de poutres aient donné des résultats concluants, avec une faible variabilité opérationnelle et environnementale, de nombreux problèmes pratiques ne se révèlent qu'en situation réelle, sur des structures complexes et soumises aux variations environnementales typiques du terrain. Des recherches sur la validation de la SHM à partir de données réelles de structures en service existent, mais elles demeurent peu nombreuses. La validation en laboratoire ou via des études purement théoriques reste encore la méthode la plus courante.

Le domaine de la surveillance de la santé structurelle (SHM) en génie civil est relativement récent, mais des exemples concrets de systèmes SHM sophistiqués à long terme existent déjà. En effet, de grands ponts à Hong Kong, comme le pont Tsing Ma (suspendu)[17] et le pont Stone cutters (à haubans) [18], sont équipés de tels systèmes (voir [Figures I-6 et I-7](#)).



Figure I-6 – Pont de Tsing Ma



Figure I-7 – Pont Stonecutters

I.5.6 Normalisation de la SHM

La recherche actuelle sur la surveillance de la santé des structures de génie civil se concentre principalement sur l'amélioration des capteurs et le développement de nouvelles méthodes de détection de dommages. Cependant, elle néglige souvent les questions de certification et de réglementation pour les futurs dispositifs SHM. Afin de remédier à cette lacune, il est essentiel que les chercheurs collaborent avec les gouvernements, les professionnels du génie civil et les propriétaires d'ouvrages pour normaliser l'intégration et les exigences de certification pour la surveillance de la santé des structures de génie civil. Cette collaboration devrait inclure la mise en place de systèmes, la gestion, les mises à jour et l'expansion, dans le but final d'élaborer des guides pour les pratiques de surveillance de la santé. Bien que certains pays aient établi des codes et des normes pour la surveillance et la maintenance des ponts, ces règles sont souvent incomplètes, régionales et ne sont pas appliquées par les gouvernements comme exigence de conception pour les nouvelles structures. En 2016, le Ministère des Transports de la République

populaire de Chine a publié le premier code technique SHM, qui exige l'installation de capteurs sur les ponts autoroutiers et précise les exigences relatives aux capteurs, aux données et à l'évaluation de la sécurité[19].

I.5.7 Valeur économique et de sécurité d'un système SHM :

Pour s'imposer comme une solution de maintenance viable, la technologie SHM doit démontrer sa supériorité sur les méthodes classiques en termes d'avantages économiques et de sécurité. Pour les gestionnaires d'infrastructures, cela se traduit par des réductions de coûts tangibles et une optimisation de l'allocation des ressources. Simultanément, la technologie SHM doit offrir aux organismes de réglementation une vision plus claire de l'état des infrastructures, leur permettant ainsi de mieux anticiper les risques et de garantir la sécurité des usagers.

I.5.8 Techniques basées sur les vibrations :

Le principal défi des méthodes de surveillance basées sur les vibrations réside dans le caractère local des dommages. Ceux-ci peuvent ne pas affecter significativement la réponse dynamique globale à basse fréquence de la structure, mesurée en service. Le bruit élevé et la précision des modèles numériques compliquent également la mise en œuvre de ces techniques.

I.5.9 Performance de systèmes SHM :

La performance d'un système de surveillance de la santé structurelle dépend du niveau d'accessibilité au dommage. Rytter [20] a défini plusieurs niveaux d'exigence concernant les performances d'un système de surveillance, classés de 1 à 5 selon les objectifs poursuivis :

- 1- Identifier l'apparition d'un endommagement,
- 2- Localiser précisément l'endommagement,
- 3- Déterminer la nature de l'endommagement,
- 4- Évaluer la gravité de l'endommagement,
- 5- Estimer la durée de vie restante de la structure.

I.6. Les avantages d'avoir un système SHM :

I.6.1 SHM vers des conceptions plus efficaces et économiques :

L'implantation d'un système de surveillance de la santé structurelle permet de vérifier et valider les hypothèses et les paramètres de conception initiaux. Cette approche facilite l'optimisation des spécifications et des directives de conception pour des projets futurs similaires. En conséquence, elle permet de réduire le conservatisme excessif dans l'évaluation des risques des structures civiles, ce qui peut mener à des économies significatives en termes de coûts de construction et de maintenance.

I.6.2 Découverte de réserves structurelles cachées et réduction d'incertitudes :

La mise en place d'un système de surveillance permet aux propriétaires d'ouvrages de minimiser les incertitudes relatives à l'état des matériaux, aux sollicitations exercées sur la structure et à son évolution dans le temps. Grâce à la surveillance, les propriétaires disposent de données factuelles qui leur permettent de prendre des décisions éclairées et de réduire les incertitudes associées. En outre, la surveillance peut contribuer à la réduction des coûts d'assurance en limitant les risques assurés. Par ailleurs, elle permet souvent de détecter des réserves structurelles cachées, ce qui augmente les marges de sécurité sans nécessiter une

intervention sur la structure, prolongeant ainsi sa durée de vie ou sa capacité de charge et retardant les coûts de réparation ou de remplacement [Figure I-8](#).

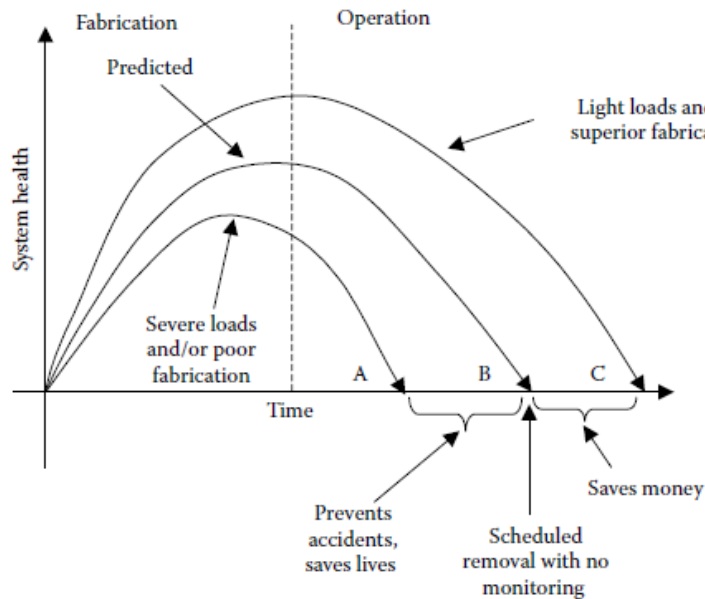


Figure I-8–Utilité potentielle du système et de la SHM par rapport à l'exploitation sans surveillance [21].

I.6.3 La surveillance prévient les défaillances et garantit la sécurité :

La surveillance des structures est essentielle pour prévenir les mécanismes de défaillance en détectant les anomalies dans les charges et les réponses, ainsi que les éventuels dommages ou détériorations à un stade précoce. Les systèmes SHM sont particulièrement utiles pour identifier ces défauts, même ceux qui ne peuvent pas être repérés par une inspection visuelle ou une modélisation. Grâce à des données de surveillance fiables, les propriétaires et les opérateurs peuvent réagir rapidement aux alarmes et prendre des mesures correctives ou préventives avant que les coûts et les perturbations pour l'utilisation de la structure ne deviennent trop importants. La sécurité structurelle et opérationnelle en est améliorée, et les propriétaires peuvent avoir davantage confiance en l'intégrité de leurs actifs.

I.6.4 La surveillance continue en temps réel assure la qualité à long terme :

Un système de surveillance en temps réel offre une évaluation continue de la sécurité, tant en conditions normales qu'en cas d'événements exceptionnels. Grâce à des données quantitatives collectées tout au long de leur cycle de vie, depuis la construction jusqu'à la maintenance, ces systèmes permettent d'assurer la qualité à long terme des structures. En effet, pour les structures avec des systèmes de surveillance de la santé (SHM), les avantages envisagés incluent des coûts de maintenance constants et une fiabilité accrue [Figure I-9](#), contrairement aux structures classiques sans SHM, qui engendrent des coûts de maintenance croissants et une fiabilité décroissante.

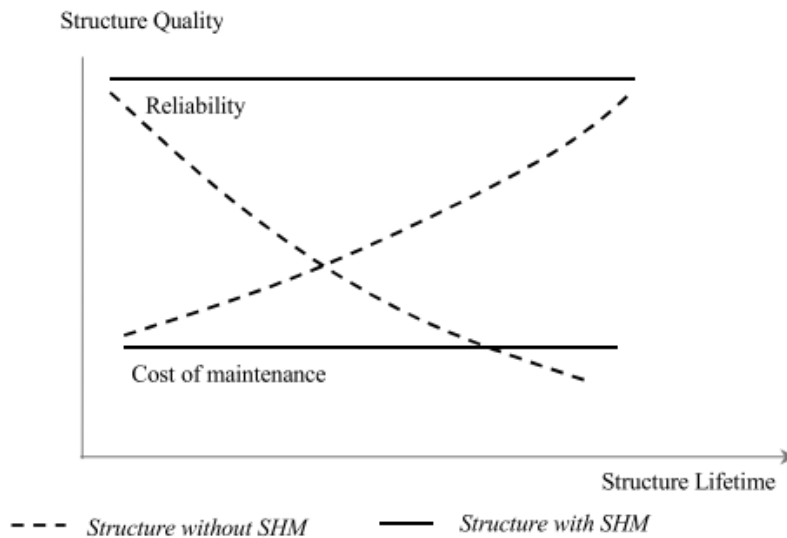


Figure I-9 – Avantages de l'SHM pour les utilisateurs finaux [22]

I.7. Système de surveillance typique aux ponts :

En général, un système de surveillance de la santé des structures de ponts comprend deux étapes principales. La première étape, l'observation, implique l'utilisation de systèmes de détection pour recueillir des données. La deuxième étape, l'évaluation, inclut des modules d'évaluation de l'état de santé des structures et des mécanismes de prise de décision [23]. Un système typique comprend les quatre sous-systèmes suivants, illustrés dans la Figure I -10 :

Le système d'observation SHOS (*Structural Health Observation System*) se compose de capteurs et de logiciels spécialisés qui permettent de collecter, traiter, analyser et présenter les données mesurées ou leurs dérivées.

Le système d'évaluation SHES (*Structural Health Evaluation System*) est conçu comme un système informatique équipé de modèles analytiques intégrés pré-définis. Il permet d'analyser en temps réel ou quasi-réel les performances de la structure surveillée afin de détecter d'éventuels problèmes critiques. Le SHES effectue des évaluations diagnostiques et prédictives, aussi bien pendant les opérations normales que suite à des événements exceptionnels. Ces évaluations permettent d'identifier les causes des problèmes et de prévoir leur évolution future.

Le système de classement SHRS (*Structural Health Rating System*) est un système de base de données analytique dotée d'outils logiciels personnalisés et de bases de données appropriées. Son objectif est d'établir un classement hiérarchique des composants structurels en leur attribuant des notes relatives à leur état de santé. Cette classification permet de planifier les activités d'inspection et de maintenance en identifiant les parties les plus critiques qui nécessitent une attention particulière.

Le Système de Gestion des Données SHDMS (*Structural Health Data Management System*) permet le stockage systématique et la récupération de toutes les données d'observation, d'évaluation et de classement. Ces informations servent à conduire des analyses approfondies et à élaborer des présentations destinées à différents acteurs, tels que les responsables de la maintenance des ponts ou les décideurs politiques.

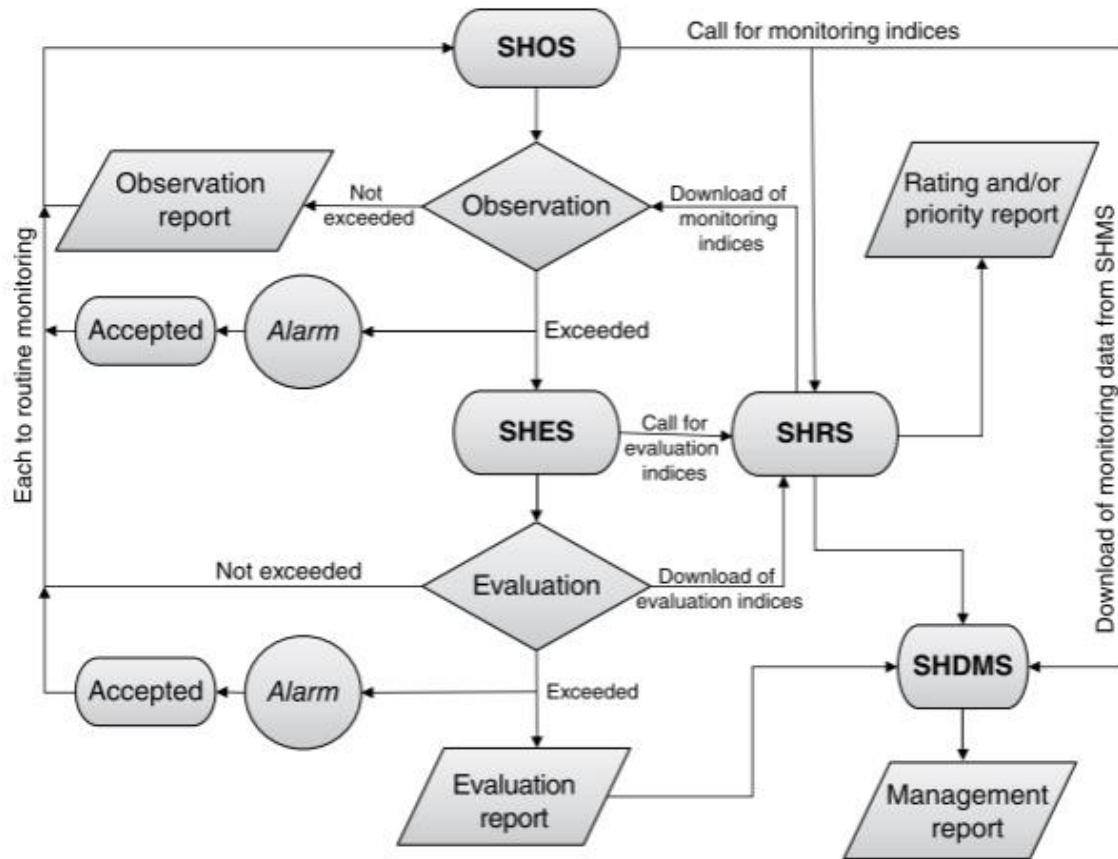


Figure I-10 – Architecture et diagramme de fonctionnement d'un système de SHM pour un pont [23].

I.8. Conclusion :

La surveillance de la santé structurelle (SHM) constitue une approche prometteuse pour la gestion des infrastructures, notamment des ponts. Grâce aux avancées constantes dans les technologies de capteurs, les systèmes d'acquisition et de transmission de données, ainsi que dans les méthodes de traitement et d'analyse et de simulation numérique, la SHM permet de recueillir des informations précises sur le dommage et par conséquent, sur l'état de santé des structures. Cela permet non seulement d'améliorer la sécurité et d'optimiser les stratégies de maintenance, mais aussi de diminuer les coûts sur le long terme. Toutefois, l'adoption à grande échelle de la SHM est encore freinée par des défis techniques et économiques. En surmontant ces obstacles, cette approche pourrait significativement améliorer la durabilité et la performance des infrastructures.

Chapitre II : Méthodes SHM

II.1. Introduction :

Les techniques d'identification des dommages structurels font l'objet de nombreuses recherches, particulièrement dans le contexte de la surveillance des ouvrages d'art. Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des différentes méthodes existantes, en adoptant un classement selon leur nature (statique ou dynamique), leur étendue (locale ou globale) et leur approche (basée sur un modèle numérique ou sur les données). Une attention particulière est portée aux applications de ces méthodes aux structures de ponts, à travers des exemples numériques, des tests sur modèles à petit échelle et des études de cas in situ.

II.2. Classification des méthodes SHM :

La surveillance de la santé structurelle a fait l'objet de nombreuses recherches, avec un accent particulier sur la détection, la localisation et la quantification des dommages. Les méthodes actuelles peuvent être classifiées en techniques globales et locales[23], chacune fournissant des informations distinctes et soutenant des analyses variées.

Comme le montre **Figure II-1**, la surveillance globale peut être subdivisée en catégories statiques et dynamiques, qui se divisent elles-mêmes en méthodes basées sur le modèle et en méthodes basées sur les données. Fondées sur l'exploitation exclusive des données mesurées par le système de surveillance et de règles analytiques définies au préalable, les méthodologies basées sur les données permettent d'évaluer l'état actuel de la structure et de prédire, avec une certaine probabilité, l'évolution d'un scénario de dommage potentiel ou le moment auquel une défaillance pourrait survenir. Les méthodes basées sur le modèle impliquent la résolution d'un problème inverse [7].

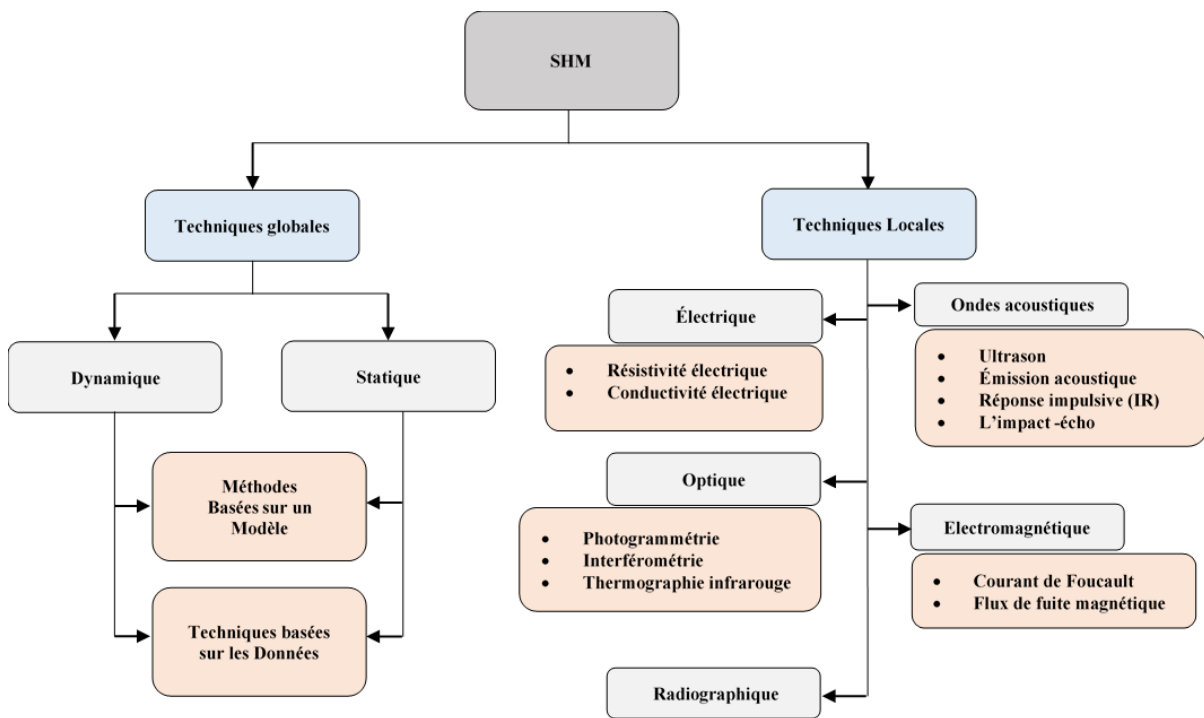


Figure II-1– Classification des méthodes SHM [7].

II.2.1 Détection locale /globale des dommages :

L'approche globale de surveillance de la santé des structures regroupe différentes méthodes fournissant des informations globales sur l'état structural à partir de mesures provenant d'un réseau de capteurs divers. Cette approche est particulièrement importante lorsque l'accès à des parties spécifiques de la structure est limité ou lorsque l'évaluation de la structure dans son ensemble est nécessaire. Elle repose sur l'exploitation des caractéristiques du système structurel, telles que la fréquence naturelle, la forme modale et la matrice de flexibilité, pour identifier les emplacements et les gravités des dommages.

Cependant, une limitation bien connue des techniques de détection globale est leur insensibilité aux dommages locaux. Cela signifie qu'elles peuvent ne pas détecter les dommages mineurs avant qu'ils ne deviennent graves. Cette limitation est due au fait que les signaux provenant des capteurs peuvent être masqués par le bruit de fond ou par des changements dans les conditions environnementales.

Ainsi, trouver une caractéristique suffisamment sensible pour détecter des dommages mineurs et développer des méthodes qui ne sont pas affectées par les changements dans les conditions environnementales reste un défi critique auquel les méthodes globales sont confrontées.

En revanche, l'approche locale se focalise spécifiquement sur la détection et l'analyse des dommages à une échelle restreinte. Elle englobe diverses méthodes qui fournissent des informations à partir d'une petite portion des éléments structurels. Ces techniques sont généralement réputées pour leur haute précision et sensibilité, mais elles requièrent généralement une connaissance préalable des emplacements potentiels de dommages. Par exemple, pour analyser un mécanisme de défaillance structurelle localisé, comme une fissure de fatigue, il est essentiel de disposer des informations détaillées sur les propriétés matérielles et géométriques spécifiques à cette région, ainsi que sur l'état de contrainte. Bien qu'une seule jauge de contrainte puisse avoir des difficultés à détecter une nouvelle fissure de fatigue, elle peut être très utile pour observer l'évolution de la fissure une fois celle-ci identifiée par d'autres méthodes telles que les inspections visuelles ou les évaluations non destructives [23].

II.2.1.1. Techniques de contrôle non destructif :

En fonction de leur degré d'invasivité, les méthodes d'essai peuvent être distinguées en méthodes destructives et méthodes non destructives. Les méthodes destructives s'effectuent généralement en laboratoire dans un environnement contrôlé ce qui limite leur pertinence pour simuler les conditions réelles d'utilisation. De plus, ces tests peuvent être onéreux car ils impliquent souvent la destruction de l'échantillon à tester ou sa soumission à des contraintes jusqu'à sa rupture.

Les méthodes de Contrôle Non Destructif (CND) couvrent diverses techniques d'analyse qui permettent d'analyser les propriétés d'un matériau, d'un composant ou d'un système sans provoquer de dommages irréversibles. Cette approche est particulièrement bénéfique pour l'inspection des ponts en service, car elle préserve leur intégrité structurelle et leur accessibilité aux véhicules durant l'inspection, réduisant ainsi les désagréments pour la communauté et les utilisateurs de ces infrastructures.

Fondées sur des principes physiques tels que l'acoustique et l'électromagnétisme, ces techniques sont conçues pour détecter des dommages à une échelle locale, en se concentrant généralement

sur les zones critiques de la structure, et requièrent un accès direct aux composants de celle-ci. Ce processus est souvent onéreux et complexe. En outre, les résultats sont habituellement analysés de manière isolée, sans mise en perspective avec les inspections antérieures.

La [Figure II-1](#), offre un aperçu des techniques CND couramment utilisées pour détecter les dommages dans les structures de ponts. Ces méthodes sont souvent couplées à des inspections visuelles afin de pallier les limites inhérentes aux approches optiques, en particulier la subjectivité de l'interprétation des résultats. Pour une analyse détaillée de ces techniques, ainsi qu'une discussion sur leurs avantages et inconvénients, le lecteur peut consulter les sources [23], [24], [25], [26], [27].

II.2.2 Techniques basées sur les réponses statiques /dynamiques :

Il existe une vaste littérature traitant de l'identification des dommages dans les structures de ponts, qui peut être généralement divisée en deux grandes catégories : d'une part, les approches dynamiques qui se basent sur des essais dynamiques et des données correspondantes (telles que les propriétés modales et les historiques temporels), et d'autre part, les approches statiques qui se fondent sur des données issues d'essais statiques (déplacements et contraintes) [28].

II.2.2.1. Méthodes dynamiques d'identification des dommages :

Les méthodes d'identification des dommages basées sur l'analyse dynamique suscitent un intérêt croissant par rapport aux approches statiques. Cette popularité s'explique par le fait que les dommages structurels ont un impact significatif sur le comportement dynamique de la structure, notamment sur ses fréquences naturelles, son amortissement modal, ses formes de modes et leurs dérivées.

En effet, des modifications dans les propriétés physiques de la structure, telles que la masse, la rigidité ou l'amortissement, induisent des changements mesurables dans ses caractéristiques modales. Par exemple, l'apparition de fissures ou de dégradations entraîne une diminution de la rigidité, ce qui se traduit par une baisse des fréquences naturelles et une modification des formes de modes de vibration.

L'analyse de ces variations modales permet de détecter et de localiser les dommages avec une grande précision, offrant ainsi un outil précieux pour la surveillance de l'état des infrastructures, la maintenance et la gestion de leur cycle de vie.

L'évaluation de l'état d'un système structurel soumis à des vibrations s'appuie sur l'analyse de son comportement dynamique. Si l'analyse temporelle des données brutes obtenues lors des tests de vibration peut s'avérer complexe pour identifier les dommages potentiels, une approche fréquentielle couplée à l'extraction de données modales s'est imposée comme une méthode plus efficace. En effet, de nombreuses recherches menées dans le domaine temporel, fréquentiel et modal ont démontré la pertinence de l'analyse modale pour le diagnostic structural [29]. Cette approche, particulièrement appréciée, offre l'avantage d'évoluer en parallèle avec les techniques d'analyse modale expérimentale et de fournir des caractéristiques modales ayant une signification physique claire. Ces caractéristiques, plus faciles à interpréter que les descripteurs mathématiques abstraits obtenus par analyse temporelle ou fréquentielle, permettent une meilleure compréhension des dommages structurels.

Des avancées majeures ont été accomplies dans ce domaine, avec le développement de nombreuses techniques, algorithmes et méthodes pour traiter divers problèmes liés aux

différents types de dommages et de structures. Cela va des éléments structurels simples, comme les poutres et les plaques, aux systèmes structurels complexes tels que les ponts.

Des revues approfondies sur les méthodes d'identification des dommages basées sur les tests de vibrations ont été réalisées au cours des trois dernières décennies, notamment les travaux des auteurs [30], [31], [32], [33].

L'analyse dynamique, bien qu'étant une méthode prometteuse pour détecter les dommages dans les structures est confrontée à plusieurs défis. La création de modèles mathématiques réalistes est complexe en raison de la multitude de paramètres à considérer, notamment l'amortissement et les interactions sol-structure. Les méthodes d'identification modale, bien qu'efficaces pour les premiers modes de vibration, rencontrent des difficultés à détecter les dommages localisés. De plus, l'acquisition de données vibratoires complètes, en particulier pour les grandes structures, est souvent difficile. Les analyses de FRF se complexifient en présence d'amortissement et de variabilité dynamique[30], rendant l'interprétation des résultats délicate. Enfin, les variations environnementales peuvent masquer les signatures vibratoires associées aux dommages.

II.2.2.2. Méthodes statiques d'identification des dommages :

Les mesures statiques de déformation et de contrainte jouent un rôle essentiel dans la surveillance de l'état structurel de nombreuses infrastructures d'importance, notamment les ponts. Par rapport aux approches dynamiques d'identification des dommages, les changements observés dans les réponses statiques causés par les dommages n'affectent que la rigidité structurelle, comme le démontrent les équations d'équilibre statique (les méthodes statiques ne requièrent pas la considération de la masse et de l'amortissement). Étant donné que ces méthodes reposent uniquement sur la matrice de rigidité, elles simplifient considérablement les relations de calculs et réduisent la complexité des analyses. En outre, les techniques statiques fournissent des données plus précises, nécessitent des instruments de mesure moins coûteux et permettent un accès plus rapide aux données pertinentes par rapport aux méthodes dynamiques.

Lorsqu'il s'agit d'identifier les dommages à l'échelle globale, l'effet de ces derniers peut être dissimulé en raison des limitations des chemins de charge. Dans une structure réelle, il est difficile d'identifier les composants endommagés qui ont une contribution relativement faible aux déformations structurelles dans un cas de charge donné. Ces limitations peuvent être surmontées de manière pratique en optimisant le schéma de chargement grâce à une pré-analyse appropriée ou en appliquant plusieurs groupes de charges de manière synthétique. Un test statique permet de solliciter facilement l'ensemble de la structure à l'échelle locale, tandis que plusieurs cas de charge sont généralement nécessaires pour l'identification à l'échelle globale.

Dans le domaine de la surveillance de l'état des structures (SHM), les méthodes d'identification des dommages basées sur des données statiques suscitent un intérêt croissant, bien qu'elles soient encore limitées par rapport aux approches dynamiques.

Sanayei et Onipede [34] ont développé une méthode visant à optimiser la différence entre la réponse analytique du déplacement statique et la mesure expérimentale du déplacement sous des charges statiques connues. Cette approche permet d'identifier les changements de raideur des éléments structuraux, y compris les éventuelles défaillances des éléments. En appliquant le même principe d'optimisation décrit précédemment, Banan et al [35], [36] ont étudié des

approches basées sur l'erreur dans l'équilibre des forces nodales et l'erreur dans les réponses de sortie pour estimer les paramètres constitutifs du modèle, en calibrant les résultats du modèle éléments finis avec les déplacements mesurés. Afin d'évaluer la performance de la méthode, un test numérique sur une structure en treillis et une simulation de Monte Carlo ont été effectués sous différents niveaux de bruit, de distributions spatiales des mesures et de cas de charges.

Hjelmstad et Shin [37] ont proposé un nouvel algorithme qui utilise un schéma de regroupement de paramètres adaptatif pour réduire le nombre d'inconnus et localiser les dommages à partir de mesures incomplètes et bruitées de déplacements statiques.

Bakhtiari-Nejad et al [38] ont développé un critère d'optimalité pour résoudre l'ensemble des équations non linéaires du système et détecter les dommages dans les structures élastiques linéaires à partir de mesures statiques bruitées, en minimisant la différence entre les vecteurs de charge avant et après les dommages.

Chen et al [39] ont utilisé le coefficient de la relation de Grey appliqué à la courbure du déplacement pour localiser les dommages, puis un schéma d'estimation itératif pour en déterminer l'étendue sur des poutres en porte-à-faux.

Yang et Sun [40] ont utilisé la technique de désassemblage de flexibilité ainsi que le vecteur de localisation de dommages, dérivé de l'équation de réponse statique, pour localiser et quantifier les dommages. Toutefois, la méthode nécessite une représentation FEM précise de l'état sain.

Toutes les méthodes mentionnées ci-dessus utilisent une technique itérative basée sur l'optimisation et/ou nécessitent une modélisation FEM raffinée pour calculer les paramètres de dommage. Il est évident que, pour des données très bruitées et/ou pour des cas de dommages multiples, les algorithmes itératifs nécessitent de multiples itérations afin de fournir des résultats précis de détection des dommages, ce qui peut entraîner des coûts de calcul très élevés. De plus, les différences entre les structures réelles et la modélisation FEM peuvent entraîner d'importantes erreurs dans les résultats de détection des dommages. Sans l'aide de ces techniques, certaines méthodes ne parviennent qu'à localiser les dommages.

Choi et al [41] ont proposé un théorème de charge de dommage élastique pour localiser les dommages dans des poutres simplement appuyées. Ce théorème établit une relation entre le moment de flexion et la rigidité flexionnelle de la poutre, permettant d'identifier les zones endommagées. Cependant, la méthode initiale était limitée aux poutres statiquement déterminées et ne prenait en compte que les cas de dommages uniques.

Dans une étude publiée en 2012, Abdo [42] a proposé une méthode pour localiser les dommages dans les poutres en utilisant les changements dans la courbure du déplacement dérivée de la réponse statique mesurée et le concept de coefficient de relation Grey. Cependant, comme le coefficient de relation Grey ne repose pas sur une relation physique directe avec la gravité des dommages, la méthode ne permet pas de quantifier les dommages de manière précise.

Grandić et al [43] ont utilisé le coefficient de la relation Grey pour identifier l'emplacement des dommages, puis ont proposé une méthode de quantification des dommages à partir de la courbure de la ligne d'influence des déplacements dans les poutres simplement appuyées.

Lee E et al [44] ont présenté une méthode de détection des dommages locaux en désassemblant une structure en éléments finis et en utilisant les réponses statiques mesurées.

Le et al [45] ont proposé une nouvelle méthode basée sur le principe du travail virtuel (une technique mathématique pour analyser les déformations des structures) pour localiser et quantifier les dommages dans des poutres d'Euler-Bernoulli à partir des variations de déflexion statique, permettant ainsi de localiser facilement les emplacements des dommages et d'évaluer leur gravité.

Dans leur étude de 2007, Caddemi et Morassi [46] ont proposé une méthode de détection des fissures dans les poutres élastiques par mesure statique. Cette méthode, basée sur l'analyse des variations de déflexion statique induites par les dommages, permet d'identifier une fissure unique dans une poutre. Les auteurs ont montré que les résultats numériques obtenus concordent bien avec la théorie qu'ils ont développée. La méthode a notamment été appliquée avec succès à la détection de fissures dans des poutres en acier. Cependant, il est important de noter que cette méthode présente certaines limites. Elle ne permet de détecter que les fissures uniques et ne s'applique qu'aux poutres élastiques. De plus, la précision de la méthode dépend de la taille et de la localisation de la fissure.

Une nouvelle méthode de localisation des fissures dans les structures poutre-colonne a été proposée par Yazdanpanah et al [47], prenant en compte les effets de la charge axiale. Cette méthode s'est avérée efficace pour détecter les dommages lorsque les charges axiales sont faibles, mais sa précision diminue lorsque les charges se rapprochent de la valeur critique. Pour améliorer la précision de la méthode dans cette zone critique, un indicateur de dommage plus sensible est suggéré.

Boumechra [48], développait une nouvelle méthode basée sur une analyse inverse des réponses de déplacement statiques d'une structure soumise à une charge statique mobile. Cette méthode vise à déterminer la raideur réelle et à détecter un éventuel changement de raideur par comparaison avec un modèle de référence numérique développé en éléments finis et représentant la structure saine. Les résultats numériques obtenus pour une application sur un pont en treillis sont discutés dans la [section IV.1](#).

II.2.3 Techniques basées sur les données expérimentales / un modèle :

Les méthodes SHM basées sur la dynamique/statique peuvent être davantage divisées en méthodes basées sur le modèle et méthodes basées sur les données [10] telles que défini précédemment dans le [chapitre I](#) ainsi que dans la [section II.2](#) de ce [chapitre II](#).

II.2.3.1. Méthodes basées sur un modèle :

Les méthodes basées sur des modèles impliquent généralement la résolution d'un problème inverse [11], [30], [49]. Elles reposent sur des techniques de mise à jour du modèle. L'objectif de ces méthodes est de calibrer le modèle numérique d'une structure en fonction de son comportement réel observé lors de tests statiques et/ou dynamiques et ainsi d'identifier d'éventuels dommages. Des modèles éléments finis sont généralement utilisés à cette fin, permettant l'analyse des efforts internes, des contraintes, des déplacements et des paramètres dynamiques de la structure.

II.2.3.1.a. Méthodes directes :

La mise à jour du modèle peut être réalisée de manière directe ou indirecte. Les méthodes directes, aussi appelées non itératives ou non paramétriques, consistent à ajuster directement le modèle EF de la structure en une seule étape, en modifiant les éléments de la matrice de rigidité

structurelle, la matrice de masse, et parfois la matrice d'amortissement. L'avantage principal des approches directes réside dans leur efficacité computationnelle. En effet, elles sont économiques du point de vue des calculs et permettent de reproduire fidèlement les données expérimentales sans nécessiter de procédures itératives complexes[50], [51][52]. Cependant, un inconvénient majeur de ces méthodes est le manque de signification physique claire du modèle mis à jour. Les paramètres physiques du modèle ne sont pas modifiés directement, ce qui peut limiter son interprétation (les matrices structurelles mises à jour sont difficiles à interpréter) et aussi limiter sa capacité de simulation. En outre, la modification directe des matrices de masse et de rigidité peut entraîner une perte des propriétés physiques et de la connectivité géométrique initiales. Par conséquent, l'utilisation des approches directes pour l'identification des dommages est restreinte aux cas de modèles relativement simples.

II.2.3.1.b. Méthodes indirectes :

Les méthodes indirectes ou paramétriques abordent l'identification des dommages comme une estimation de paramètres. Une fonction d'erreur est définie comme l'écart entre la réponse d'un modèle mathématique et les données mesurées. Cette approche transforme le problème en un processus d'optimisation, où les paramètres définissant le modèle mathématique sont les variables inconnues à déterminer. La résolution du système suit un processus itératif : les prédictions du modèle éléments finis sont comparées aux données expérimentales, et les paramètres du modèle sont ajustés jusqu'à obtenir une correspondance (convergence) acceptable. Les principales étapes impliquées dans la mise à jour indirecte des modèles par éléments finis incluent :

- Développement d'un modèle EF initial de la structure en fonction des spécifications de conception, des propriétés des matériaux, des données géométriques et des conditions aux limites.
- Mener des essais expérimentaux pour obtenir des données de mesure de la structure réelle. Ces données peuvent inclure des réponses dynamiques et statiques (accélérations, fréquences, déplacements, contraintes, ...).
- Analyse de la sensibilité des sorties du modèle aux variations de différents paramètres. Ceci permet d'identifier ceux qui influencent le plus les prédictions du modèle.
- Formulation d'une fonction objective quantifiant l'écart entre les prédictions du modèle et les données expérimentales.
- Choix d'un algorithme d'optimisation pour minimiser la fonction objective en ajustant les paramètres du modèle. Les algorithmes courants incluent les méthodes basées sur le gradient, les algorithmes génétiques et d'autres méthodes heuristiques ou stochastiques.
- Mise à jour du modèle : Ajuster les paramètres du modèle en fonction des résultats de l'optimisation pour améliorer la correspondance entre les prédictions du modèle et les données expérimentales.
- Validation : Valider le modèle mis à jour en comparant ses prédictions à des données expérimentales supplémentaires qui n'ont pas été utilisées dans le processus de mise à jour pour garantir l'exactitude et la robustesse du modèle.

Dans le domaine du génie civil, les méthodes itératives sont couramment utilisées pour la mise à jour des modèles d'éléments finis (FEMU- Finite Element Model Updating). On distingue principalement deux types de méthodes : les approches déterministes et les approches stochastiques[53].

Ces deux approches se distinguent principalement par leur manière de gérer les incertitudes [54] et par la nature des solutions qu'elles produisent. Les méthodes déterministes partent du principe que toutes les données et les paramètres sont précis, cherchant ainsi une solution unique et optimale à travers des techniques comme l'optimisation par moindres carrés ou les algorithmes de Gauss-Newton et de Levenberg-Marquardt [55]. En revanche, les méthodes stochastiques mettent l'accent sur la quantification des incertitudes en traitant certains paramètres comme des variables aléatoires, avec des distributions de probabilité. Cela permet d'obtenir une gamme de solutions possibles grâce à des techniques telles que les simulations de Monte Carlo et l'inférence bayésienne [56].

II.2.3.2. Méthodes basées sur les données expérimentales :

Une deuxième approche est apparue au cours des dernières années, en réponse aux avancées technologiques, la capacité de calcul accrue et les vastes quantités de données expérimentales acquises dans le domaine de la surveillance de la santé des structures (SHM). Cette approche, appelée approche basée sur les données, contourne la nécessité de développer un modèle FE détaillé de la structure surveillée et se distingue par son absence d'informations géométriques et matérielles. Elle repose principalement sur l'utilisation de techniques d'intelligence artificielle (IA), pour extraire des caractéristiques sensibles aux dommages à partir des signaux mesurés [9], [57], [58], [59], [60].

Dans cette approche, le choix approprié des caractéristiques de dommages revêt une importance cruciale pour garantir une détection de dommages réussie. Ces caractéristiques servent à établir des statistiques de référence et à surveiller les changements de comportement structurel. En d'autres termes, un modèle statistique est généré en fonction du signal mesuré lui-même, et toute altération peut être détectée explicitement en évaluant continuellement ce modèle. C'est cette procédure qui rend l'approche basée sur les données particulièrement adaptée à la surveillance permanente automatisée à long terme.

II.3. Méthodes SHM – Applications sur des ponts :

La validation des méthodes de détection de dommages structurels est une étape cruciale pour garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures. Il est important de noter que, malgré l'important travail de recherche mené sur les systèmes de détection de dommages structureaux des ponts, qui ont étudié des modèles numériques ou des modèles expérimentaux à petite échelle en laboratoire, relativement peu de travaux ont été menés in situ sur des structures réelles [29], [61], [62], [63], [64], [65], [66], [67]. Il faut reconnaître qu'il n'est pas facile de provoquer volontairement des dommages sur des ponts réels car ils sont coûteux et que cela n'est pas légalement autorisé. Cependant, les modèles numériques et les modèles de laboratoire peuvent être utilisés à cette fin.

II.3.1 Méthodes de détection des dommages testées sur des structures en treillis - Cas numériques :

La simulation numérique offre un moyen rapide et économique pour étudier de nombreux scénarios de dommages et de sollicitations dans les structures de ponts en treillis, et peut fournir des résultats très précis lorsque les modèles sont bien calibrés. De nombreux travaux de

recherche se sont ainsi penchés sur la validation de méthodes de détection de dommages à travers des simulations numériques. Certains de ses travaux peuvent être résumé comme suit :

Shih et al[68] ont développé une méthode dynamique d'identification des dommages pour les ponts en treillis dans le but de détecter à la fois les dommages simples et multiples. Elle combine la flexibilité modale, l'énergie de contrainte modale et les variations des fréquences naturelles pour l'identification des dommages, évitant ainsi les limitations d'une approche reposant sur un seul indice. Les dommages sont simulés en réduisant de moitié la rigidité en flexion du tablier et la rigidité axiale des éléments de treillis. Les résultats numériques démontrent l'efficacité de cette méthode proposée sur les ponts en treillis.

Shadan et ses collègues [69] ont introduit également une méthode dynamique qui exploite l'analyse des fréquences naturelles et des fonctions de réponse en fréquence pour identifier des paramètres structurels inconnus en s'appuyant sur une approche de mise à jour de modèle basée sur la sensibilité. La méthode a été testée numériquement sur une poutre de pont en treillis. Les résultats obtenus démontrent l'identification précise de l'emplacement et de la gravité des dommages.

Seyedpoor et Montazer [70], proposait un indice de probabilité de dommage basé sur la flexibilité et un algorithme d'évolution différentielle dans le but de résoudre un problème d'optimisation afin de déterminer avec précision l'emplacement et la gravité des dommages. Les résultats numériques de plusieurs cas de dommages ont permis de confirmer l'efficacité remarquable de cette méthode pour les structures en treillis.

Kanta et Samit [71] ont développé une approche novatrice pour la détection et la quantification des dommages sur les ponts en treillis ferroviaires. Leur méthode repose sur l'utilisation des formes modales et de leurs dérivées pour localiser les dommages, tandis qu'un algorithme bayésien basé sur la sensibilité est employé pour évaluer l'étendue des dommages. Pour valider cette approche, des simulations et des expériences en laboratoire ont été réalisées. Toutefois, il convient de noter que la fiabilité de cette méthode est altérée en présence de données fortement perturbées par du bruit.

Srinivas [72] et ses collègues ont élaboré une méthode en plusieurs étapes pour détecter et quantifier les dommages dans les structures en treillis. Leur approche combine l'utilisation de l'énergie de contrainte modale et d'une technique d'optimisation évolutive. La première étape permet une détection approximative en utilisant l'énergie de contrainte modale, tandis que la deuxième étape assure une localisation précise et une quantification améliorée en utilisant une approche d'optimisation basée sur un algorithme génétique. Comparée à l'approche conventionnelle d'optimisation basée sur les algorithmes évolutifs, cette méthode en plusieurs étapes améliore nettement son efficacité.

Viola et Bocchini [73] ont mis au point une méthode permettant de quantifier les dommages sur les structures en treillis en se basant sur des tests de charge statique. Ils ont utilisé la mesure de la rigidité résiduelle de chaque élément du treillis afin de localiser et quantifier les dommages. En outre, ils ont proposé l'utilisation d'un algorithme génétique pour détecter les dommages lorsque les données de mesure sont insuffisantes. Cette méthode permet de détecter à la fois les dommages globaux et locaux sur les éléments des structures en treillis, qu'ils soient en deux dimensions (2D) ou en trois dimensions (3D).

Kim [74] et ses collègues ont conçu une méthode d'optimisation comprenant deux étapes distinctes. Tout d'abord, elle permet d'identifier les éléments potentiellement endommagés en utilisant une technique d'anti-optimisation. Ensuite, la gravité des dommages est déterminée à l'aide d'un algorithme génétique microscopique. Les résultats obtenus démontrent l'efficacité de cette méthode dans l'identification des dommages simulés sur le modèle numérique de la structure en treillis, en offrant une grande efficacité de calcul. Dans un autre travail, Kim [75] et ses collègues ont mis au point une méthode permettant de repérer et de quantifier les dommages dans les structures en treillis en combinant la méthode des forces et l'algorithme micro génétique. Le processus consiste à formuler des équations générales d'équilibre et des relations cinématiques, à présenter des équations de compatibilité en termes de forces à l'aide de la technique de décomposition en valeurs singulières, et à résoudre un problème d'optimisation avec l'algorithme micro génétique. L'efficacité et l'efficacité de cette méthode ont été confirmées par des solutions numériques basées sur des modèles de treillis en deux et trois dimensions.

Khoshnoudian et Talaei [76] ont suggéré une nouvelle approche pour évaluer les dommages en utilisant des données de la fonction de réponse en fréquence. Ils ont utilisé une technique de réduction de données appelée méthode d'analyse en composantes principales 2D (2D-PCA) ainsi que des méthodes de reconnaissance de motifs telles que les réseaux de neurones artificiels et la méthode de la table de recherche. Pour vérifier son efficacité, ils ont effectué des simulations sur un pont en treillis en tenant compte de divers scénarios de dommages, qu'ils soient simples ou multiples. Les résultats ont démontré que l'algorithme proposé était extrêmement robuste, même en présence d'un bruit atteignant jusqu'à 20%.

II.3.2 Méthodes de détection des dommages testés sur des structures de ponts en treillis à échelle réduit (laboratoire) :

Les modèles réduits offrent un moyen particulièrement efficace pour la validation des méthodes de détection de dommages structurels. En effet, les essais en laboratoire permettent de soumettre ces modèles à des sollicitations mécanique et environnementales contrôlées, reproduisant ainsi les conditions réelles de service. Les mesures expérimentales obtenues lors de ces essais sont très précises et permettent de quantifier avec exactitude les réponses de la structure. De plus, la visualisation directe des dommages sur ces modèles facilite leur identification et leur caractérisation. Dans la littérature, les structures de ponts en treillis à échelle réduit ont largement fait l'objet de tests de validation pour les méthodes de détection de dommages structurels.

An et Ou [77] ont développé une méthode permettant de mettre à jour un modèle afin de quantifier les dommages. Cette méthode repose sur l'utilisation de quatre fonctions coût : (a) le coefficient de corrélation des accélérations de vibration libre ; (b) le coefficient de corrélation des formes modales locales ; (c) le critère d'assurance des accélérations de vibration libre ; et (d) le critère d'assurance modale locale. Les résultats obtenus à la fois par des expérimentations et des simulations numériques, en se basant sur un modèle de référence d'un pont en treillis en acier, démontrent la faisabilité et l'efficacité de la méthode proposée.

Sur le même pont de la [Figure II -2](#), An et al [78]. Ont réalisé des simulations et des expériences pour examiner plusieurs aspects essentiels de la méthode SDLV (vecteur stochastique de localisation des dommages). Ils ont proposé et vérifié trois stratégies de disposition des capteurs

pour les structures en treillis disposant d'un nombre limité de capteurs. Ils ont également observé que la précision de la localisation des dommages s'améliore à mesure que la gravité des dommages augmente. Ils ont noté que la méthode SDLV présente des sensibilités variables à différents types d'éléments de treillis, avec une capacité d'identification réussie d'une réduction de 70 % de la rigidité dans les éléments de treillis verticaux, de 50 % dans les éléments de treillis longitudinaux et de 25 % dans les éléments de treillis diagonaux.

Dans un troisième travail sur le même pont, An et al [79] présentait une méthode de localisation des dommages en temps réel. Leur approche repose sur la décomposition QR révélant le rang (RRQR) de la différence de la matrice de flexibilité, ainsi que sur la méthode du vecteur de localisation des dommages (DLV), formant ainsi la méthode RRQR-DLV. Cette méthode a été vérifiée par des simulations et des expériences. Les résultats numériques mettent en évidence sa grande sensibilité aux dommages : elle permet de détecter avec succès une réduction de 10 %, 20 % et 35 % de la raideur des éléments diagonaux, longitudinaux et verticaux du treillis.

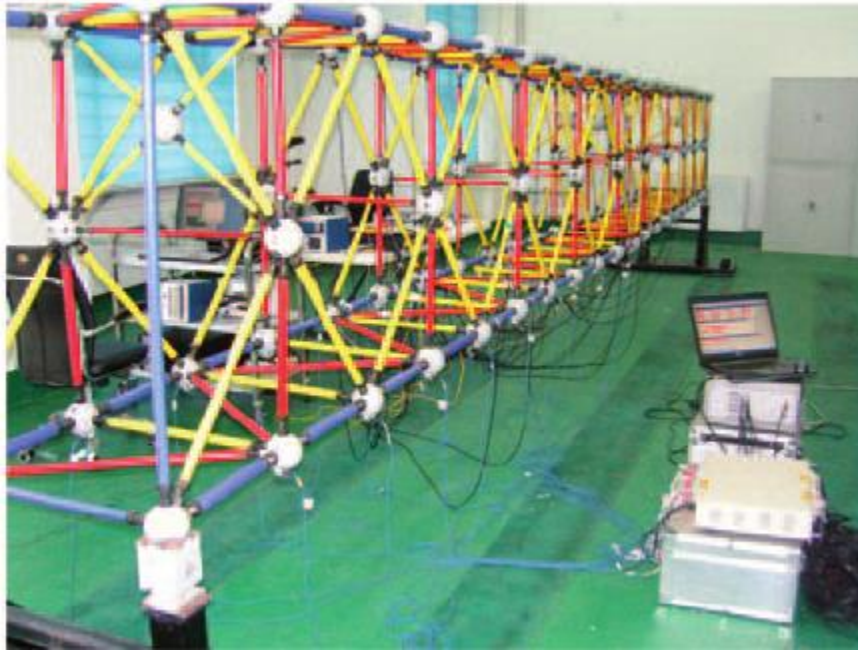


Figure II-2 – Modèle expérimental : structure en treillis rigide de 20 panneaux [77], [78], [79].

Wang [80] et ses collaborateurs ont développé un nouvel algorithme génétique multicouche (ML-GA) afin de détecter les dommages sur les ponts en treillis en acier complexes. Comparé à l'algorithme génétique traditionnel, le ML-GA présente une efficacité de calcul supérieure et de meilleures performances de convergence. L'efficacité et l'efficacité de la méthode ML-GA ont été évaluées à travers des études analytiques et expérimentales portant sur des cas de dommages simples et multiples. La méthode proposée a permis d'identifier les différents cas de dommage (voir Figure II-3).

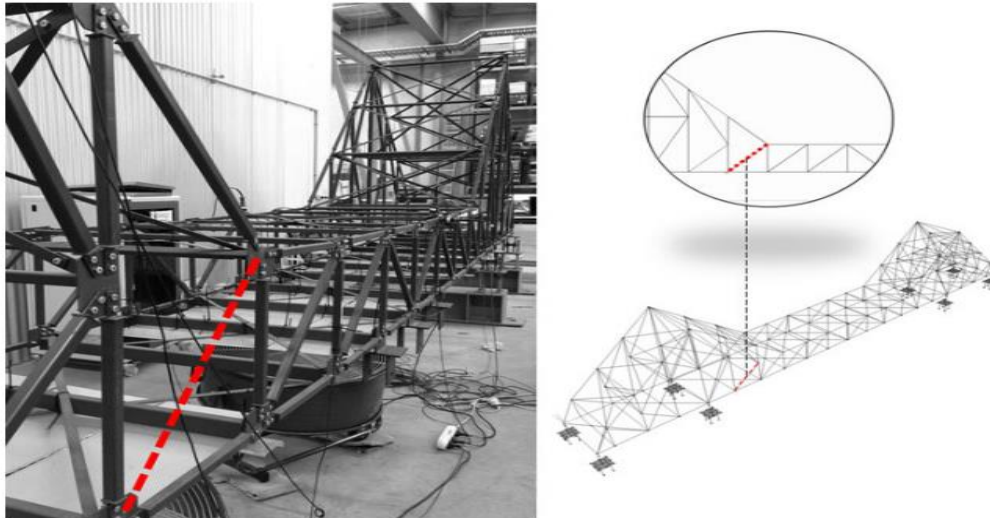


Figure II-3 – Illustration de la diagonale retirée du modèle expérimental[80].

Dans leur étude, Lee et ses collègues[81] ont présenté une méthode en plusieurs étapes pour détecter et quantifier les dommages causés par des fissures ouvertes dans les structures en treillis. La première étape consiste à détecter les éléments endommagés en utilisant une méthode de localisation statistique des dommages. Ensuite, afin de déterminer l'indice de quantification des dommages, qui correspond à la profondeur de la fissure ouverte, ils ont ajusté le modèle EF en se basant sur les caractéristiques modales expérimentales. Pour valider la faisabilité et l'efficacité de leur méthode, ils ont réalisé une expérience en laboratoire en simulant des scénarios de dommages simples et multiples (voir Figure II-4).

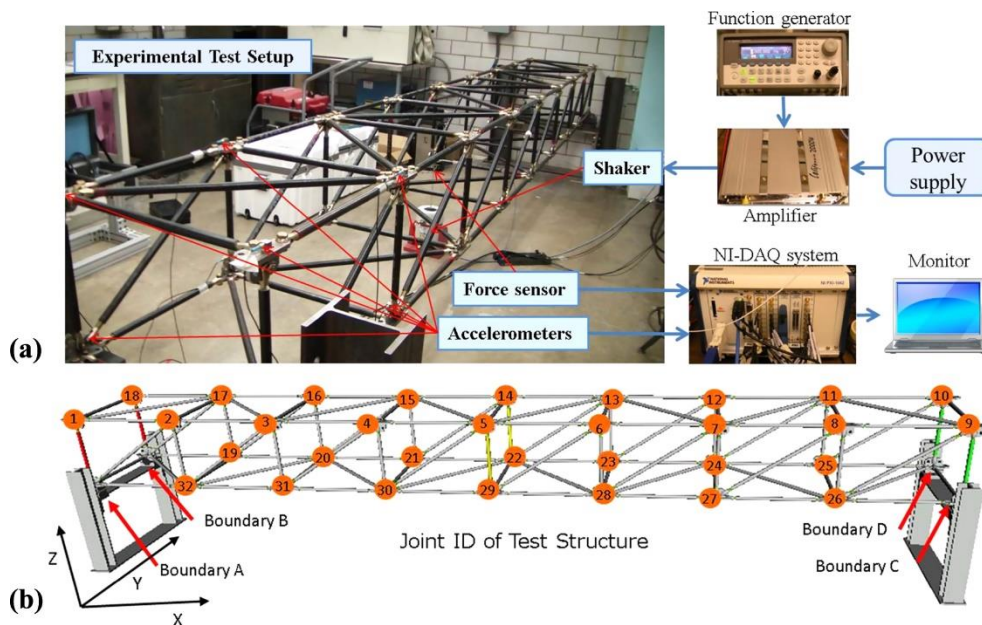


Figure II-4 – (a) Dispositif expérimental (b) Identification des nœuds de la structure[81].

Jang et al [82] ont élaboré une méthode décentralisée pour localiser les dommages dans les structures en treillis en utilisant une approche basée sur la réceptance et la méthode du vecteur de localisation de dommages dynamiques stochastiques. Les dommages sont simulés en réduisant la rigidité des éléments de treillis longitudinaux et diagonaux. La méthode est validée en réalisant une expérience sur un pont en treillis à l'échelle d'un laboratoire (voir Figure II-5).

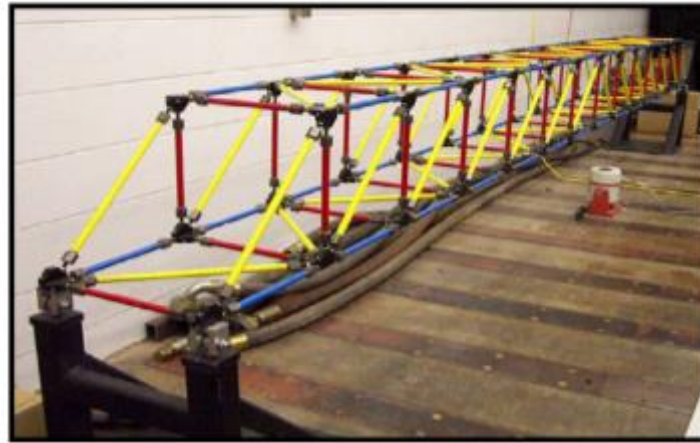


Figure II-5 – Modèle réduit du pont en treillis [82].

II.3.3 Méthodes de détection des dommages testées sur des structures de ponts réels :

La validation des méthodes de détection de dommages sur des structures de ponts réels est un enjeu majeur dans le domaine de l'ingénierie civile. Elle garantit la fiabilité et l'efficacité des outils utilisés pour évaluer l'état de santé de ces ouvrages d'art, essentiels à la sécurité et à la fluidité des transports. En particulier, les ponts en treillis d'acier ont fait l'objet de plusieurs contributions dans la littérature. Dans certains travaux [83], [84], [85], les auteurs ont effectué des tests dynamiques sur deux ponts en treillis d'acier au Japon en les soumettant à des dommages artificiels. Des données ont été enregistrées pour différentes situations de chargement et pour un grand nombre de configurations de capteurs. Par la suite, plusieurs modèles statistiques de caractéristiques sensibles aux dommages (fréquences modales, critère d'assurance modale (MAC) et critère d'assurance modale de coordonnées (COMAC), Modèle autorégressif multivarié (MAR)) ont été étudiés dans le but de détecter des dommages pré-appliqués (voir Figure II-6 et II-7).

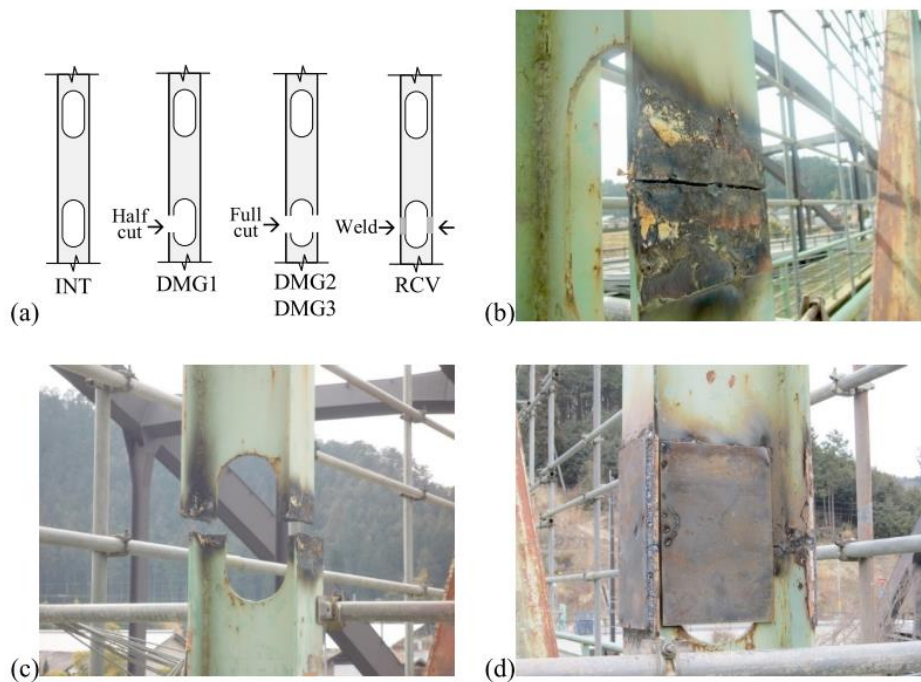


Figure II-6 – Endommagements pré appliqués [83], [84].

Chapitre II : Méthodes SHM

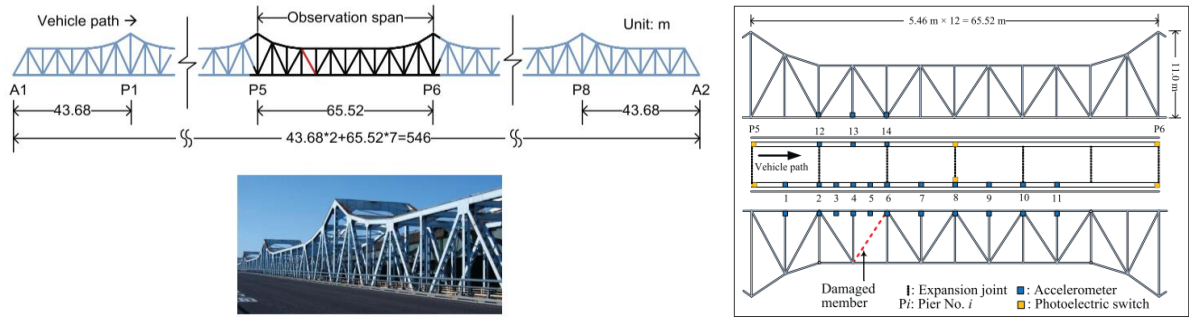


Figure II-7– Pont d'essai, réseau de capteurs, éléments endommagés [85].

D'autres chercheurs [86], [87], [88], ont développé des approches probabilistes basées sur le schéma bayésien pour détecter et localiser les dommages simulés sur la passerelle Dowling Hall, le pont Saraighat et sur un autre pont en treillis (voir Figures II.8, II.9 et II.10). Ces approches étaient basées sur la mise à jour du modèle numérique en utilisant les paramètres modaux extraits des réponses d'accélération enregistrées. Il a été constaté que le succès de ces méthodes dépend principalement de l'exactitude du modèle initial aux éléments finis, des paramètres de mise à jour sélectionnés, des résidus considérés et de leurs poids.



Figure II-8– Passerelle de Dowling Hall [86]



Figure II-9 – Pont de Saraighat [87]



Figure II-10 – Pont en treillis existant [88].

En appliquant l'approche du moment temporel aux enregistrements d'accélération, Svendsen et al [89], [90] ont pu détecter et localiser des connexions défectueuses sur le site de test du pont Hell. Ils ont également créé un système d'apprentissage non supervisé qui permet d'identifier

des dommages sur le même pont en utilisant uniquement des données expérimentales (réponses locales/globales).



Figure II-11 – Hell Bridge Test Arena[90].

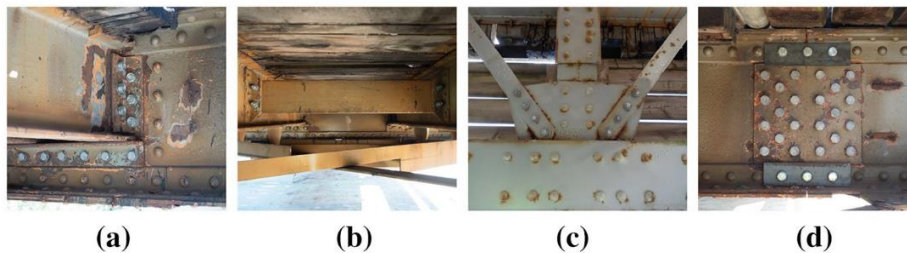


Figure II-12–Dommages imposés au pont : (a) Connexion longeron-pièce de pont ; (b) Entretoise ; (c) connexion stabilité latérale ; (d) Connexion entre la pièce de pont et la poutre principale [90].

En ce qui concerne Nuno [91], il a utilisé la courbure de la fonction de réponse en fréquence (FRF) pour analyser les données collectées sur le pont en acier sur la rivière Göta Älv (Suède). Il a été constaté que, dans certaines conditions, l'approche pouvait détecter et localiser avec succès des dommages pré-appliqués (voir Figures II-13 et II-14).



Figure II-13–Photo du pont [91].



Figure II-14– Secoueur de charge sur le pont [91].

Quant à Chen et al [92], ils ont proposé une nouvelle technique basée sur les lignes d'influence des contraintes pour localiser les dommages. Cette approche a ensuite été validée par une étude de cas menée sur le tablier du pont suspendu Tsing Ma au Japon.

Nguyen et al [93] ont utilisé la fonction de transmissibilité, calculée à partir des réponses vibratoires mesurées sous excitations de train et ambiantes, combinée avec des algorithmes

d'apprentissage automatique et un réseau de neurones artificiels pour détecter, localiser et estimer le niveau de dommage sur le pont métallique Nam O au Vietnam.

II.4. Conclusion :

Les méthodes d'évaluation de l'état de santé structurelle peuvent être classées selon leur nature (statique ou dynamique), leur étendue (locale ou globale) et leur approche (basée sur un modèle numérique ou sur un modèle statistique).

La validation des méthodes de détection de dommages structurels dans les structures de ponts est une étape cruciale mais complexe. Si les essais en laboratoire ont longtemps été privilégiés, les contraintes liées à la réalisation d'expérimentations sur des structures réelles limitent notre compréhension des phénomènes en jeu. Les simulations numériques constituent un complément indispensable, mais leur transposition à la réalité reste un défi. Les recherches futures devront donc s'attacher à développer des méthodologies robustes permettant de valider ces modèles numériques sur des cas réels.

Chapitre III : Extensométrie par jauges de contraintes électriques

III.1. Introduction :

Selon la théorie de l'élasticité, le comportement d'un élément de structure sous l'effet de sollicitations externes (forces, couples de forces, pressions, vibrations, etc.) peut être évalué en examinant les contraintes générées par ces sollicitations aux différents points de l'élément.

L'extensométrie est une discipline de la mécanique des matériaux qui vise à déterminer les contraintes internes d'une structure en mesurant les déformations qu'elle subit sous l'effet de sollicitations extérieures. En d'autres termes, elle permet de quantifier l'allongement ou le raccourcissement d'un matériau et d'en déduire les forces internes qui en sont responsables grâce à des relations constitutives comme la loi de Hooke.

Deux grandes familles de méthodes sont utilisées en extensométrie :

- **Les méthodes par contact :** Elles reposent sur l'utilisation de capteurs physiques qui sont directement appliqués sur la surface du matériau. Les jauges de contraintes sont les capteurs les plus couramment utilisés.
- **Les méthodes sans contact :** Ces méthodes exploitent des techniques d'analyse d'images numériques (corrélation d'images) ou des phénomènes d'interférence lumineuse (interférométrie) pour mesurer les déformations à distance.

Ces techniques trouvent de nombreuses applications dans les domaines de l'aéronautique, de l'automobile, du génie civil, etc., pour l'étude du comportement des matériaux et des structures.

Dans ce chapitre, nous présentons une description détaillée du fonctionnement et de la mesure par jauges de contraintes électriques que nous avons employé dans les tests au laboratoire et sur des ouvrages réels pour évaluer leur rigidité ou leur état de santé. Nous y abordons également les critères de sélection de ces jauges en fonction de l'application, ainsi que les diverses techniques pour réduire les erreurs de mesure causées par des effets d'interférences.

III.2. Jauges d'extensométrie :

Deux technologies principales sont utilisées pour mesurer les déformations structurelles par jauges de contraintes : les jauges de contraintes électriques et les jauges de contraintes optiques.

III.2.1 Jauges de contraintes optiques :

Les jauges de contraintes optiques [Figure III-1](#) utilisent la lumière pour mesurer les déformations d'une pièce. Pour ce faire, un faisceau lumineux est envoyé dans une fibre optique fixée sur la pièce à analyser. Lorsque cette pièce se déforme, la fibre optique s'étire ou se comprime, ce qui entraîne une modification de la longueur d'onde de la lumière réfléchi. Cette variation de longueur d'onde est ensuite mesurée et corrélée avec l'ampleur de la déformation.

III.2.2 Jauges de contraintes électriques (résistives) :

Ce sont de petits circuits électriques très fins collés sur la surface d'une pièce à étudier [Figure III-2](#). Les jauges de contrainte électriques exploitent le principe piézorésistif pour transformer les déformations mécaniques en signaux électriques mesurables. En effet, la résistance électrique d'un matériau conducteur constituant la jauge est sensible aux variations dimensionnelles induites par les contraintes appliquées.



Figure III-1 – Jauge de contrainte optique [HBM].



Figure III-2 – Jauge de contrainte électrique [HBM].

Ces variations géométriques, qu'il s'agisse d'allongement ou de raccourcissement, entraînent une modification proportionnelle de la résistance électrique. Cette variation de résistance produit à son tour un déséquilibre dans la tension de sortie. Ce déséquilibre est mesurable grâce au circuit de pont électrique (pont de Wheatstone (voir [section III.4](#)) auquel la jauge de contrainte est connectée.

Les origines de la mesure des déformations par variation de résistance électrique remontent aux travaux de William Thomson (Lord Kelvin) au 19^{ème} siècle (1856). Ce physicien a découvert que l'étirement d'un conducteur modifie sa résistance électrique. Ce phénomène a été exploité dans les années 1930 par Edward E. Simmons et Arthur C. Ruge qui ont mis au point les premières jauges de contrainte. Ces dernières consistaient en un fil métallique fin, enroulé sur un support en papier. Au cours de la décennie suivante (1952), les jauges à trame pelliculaire [Figure III-2](#), fabriquées par un procédé similaire à celui des circuits imprimés (photogravure), ont révolutionné le domaine, offrant une meilleure sensibilité et une plus grande facilité de mise en œuvre. Dans la suite du développement de ce chapitre uniquement les jauges de contraintes électriques sont considérées.

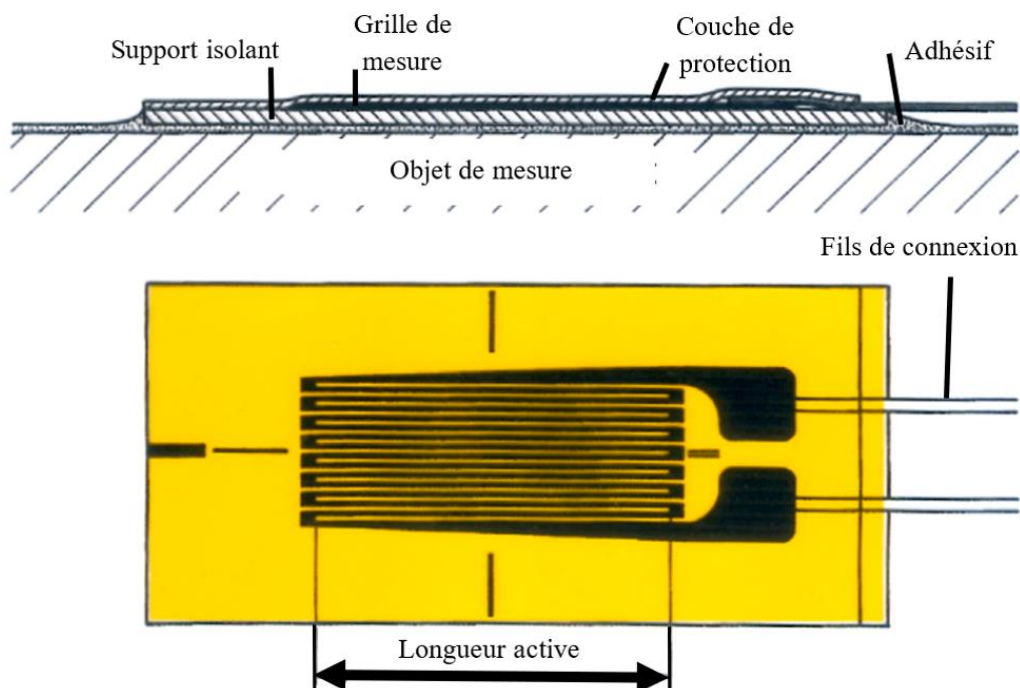


Figure III-3 – Constituants d'une jauge de contrainte électrique [94].

III.2.3 Composants d'une jauge de contrainte :

Une jauge de contrainte électrique se compose généralement d'une grille résistive, d'un support isolant, des fils de connexion, d'une couche d'adhésive et d'une couche de protection selon le schéma de la [Figure III-3](#).

III.2.3.1. Le support isolant :

Les performances d'une jauge de contrainte sont étroitement liées aux propriétés du matériau de support. Ce dernier doit répondre à des exigences rigoureuses pour garantir la précision des mesures. Il doit être fin, isolant, résistant, flexible et présenter une excellente adhésion à la pièce et à la grille de mesure. Le matériau doit également offrir une stabilité thermique élevée et un module de cisaillement important. Le polyimide, matériau composite polymère répond à l'ensemble de ces exigences grâce à ses propriétés mécaniques et thermiques exceptionnelles et est le matériau de support le plus couramment utilisé. Cependant, le choix final dépendra des conditions spécifiques de l'application, d'autres matériaux comme la résine époxy-phénolique ou les supports métalliques pouvant être envisagés.

III.2.3.2. La grille de mesure :

Le choix du matériau constituant la grille d'une jauge de contrainte est un compromis délicat entre de nombreuses propriétés, souvent contradictoires. Il s'agit de trouver un matériau offrant une sensibilité élevée à la déformation, une bonne stabilité face aux variations de température, une excellente linéarité et une résistance suffisante pour les applications envisagées. Le constantan, alliage de cuivre et de nickel, est le matériau le plus couramment utilisé grâce à sa polyvalence : il offre une bonne sensibilité, une résistivité élevée permettant de fabriquer des jauges compactes, et ses caractéristiques thermiques peuvent être ajustées par traitement pour s'adapter à une large gamme de matériaux. Cependant, d'autres alliages existent, chacun présentant des avantages spécifiques pour des applications particulières. Le [Tableau III-1](#) présente un bref résumé des alliages de grille de mesure les plus importants et de leur composition en pourcentage.

[Tableau III-1](#) –Les alliages courants, utilisées pour les grilles de mesure et leur composition en pourcentage [94].

Matériau	Composition d'alliage
Constantan	50–60% Cu, 40–50% Ni
Nichrome V	80% Ni, 20% Cr
Karma 331	75% Ni, 20% Cr, 3% Fe, 2% Al
Platinum–Tungstène	92% Pt, 8% W

III.2.3.3. La couche adhésive :

La couche adhésive permet de coller la jauge sur la pièce à étudier. Elle doit être suffisamment adhérente pour résister aux contraintes mécaniques et thermiques.

III.2.3.4. Les fils de connexion :

La jauge de contrainte doit posséder au moins deux points de contact pour être reliée au circuit de mesure. Ces points, souvent soudés, peuvent avoir différentes formes [Figure III.4](#).

III.2.3.5. La couche protectrice

Souvent en époxy, elle protège la jauge des agressions extérieures (humidité, chocs, produits chimiques).

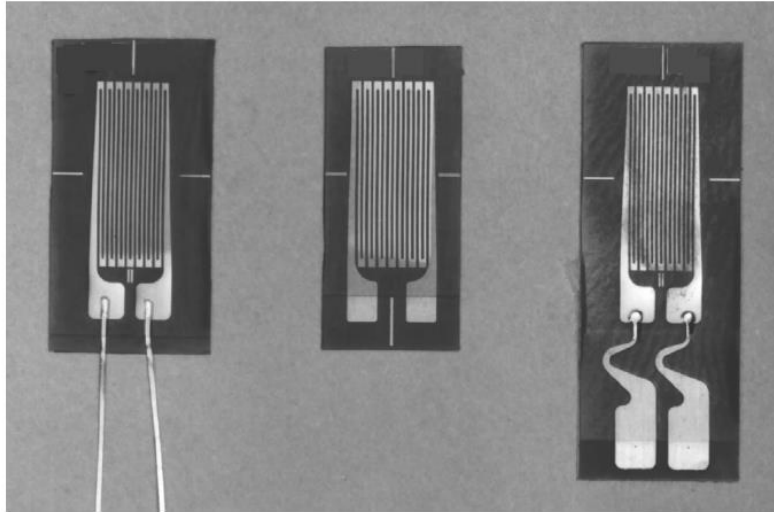


Figure III-4 – Pattes de connexion [94].

III.2.4 Principe de base de fonctionnement et de mesure par jauge de contrainte :

Une jauge de contrainte est un capteur qui convertit une contrainte mécanique en un signal électrique. Son fonctionnement repose sur la variation de sa résistance électrique en réponse à cette contrainte. Cette variation, proportionnelle à la contrainte appliquée, est décrite par le facteur de jauge K . En d'autres termes, une jauge de contrainte transforme une déformation mécanique ε en une variation relative de sa résistance électrique. Cette relation est formulée par l'équation (1) suivante :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = K\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (1)$$

Une jauge de contrainte mesure la déformation moyenne sur la longueur active de sa grille, conformément à l'équation (2). Cette déformation, représentée par ε_{SG} , est directement liée à la variation de résistance de la jauge. En présence de gradient de déformation, la jauge intègre les valeurs de déformations locales sur toute sa longueur active (x_1 à x_2), offrant ainsi une mesure moyenne [Figure III-5](#).

$$\varepsilon_{SG} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\varepsilon(x)}{x_2 - x_1} dx \quad (2)$$

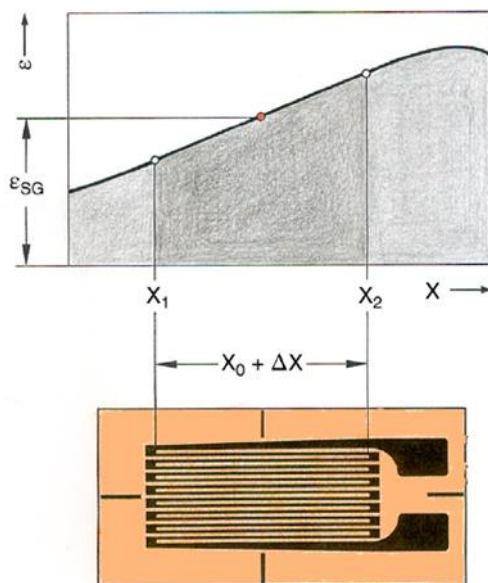


Figure III-5 – Intégration de la mesure du gradient de déformation sur la longueur active de la grille de mesure de la jauge de contrainte [94].

III.3. Critères de sélection des jauges pour l'analyse expérimentale des contraintes :

La gamme de jauges de contrainte proposée par les fabricants est vaste, et le choix de la jauge la mieux adaptée à une application donnée dépend de nombreux facteurs. Les conditions d'utilisation, telles que la température, la pression ou les vibrations, influent considérablement sur le comportement de la jauge. Il est donc primordial d'évaluer avec soin ces conditions afin de sélectionner une jauge capable de fournir des mesures précises et fiables. Les applications en analyse des contraintes requièrent généralement des jauges robustes et capables de s'adapter à des environnements difficiles, tandis que la conception de transducteurs impose des exigences de précision encore plus strictes.

III.3.1 Géométrie de la jauge de contrainte :

La géométrie des jauges de contrainte est optimisée de manière spécifique à chaque application. La flexibilité de conception permet une grande variété de configurations de grilles, tant pour l'analyse expérimentale des contraintes que pour la fabrication de transducteurs. Le fabricant HBM propose un large éventail de ces configurations, adaptées à divers domaines d'application (voir Annexe 1).

III.3.2 Longueur de la grille de mesure :

Les jauges de contrainte linéaires à grille métallique offrent une gamme de longueurs actives s'étendant de 0,5 mm à 150 mm. Le choix de la longueur optimale dépend principalement de l'espace disponible sur la pièce à tester et du type de contrainte à mesurer.

Pour les matériaux hétérogènes comme le béton ou le bois, où les contraintes peuvent varier considérablement d'un point à l'autre, il est généralement préférable d'utiliser des grilles de mesure plus longues (jusqu'à 150 mm) afin d'obtenir une valeur moyenne représentative. À l'inverse, pour déterminer les contraintes maximales dans des zones localisées, telles que les entailles ou les coins, des grilles courtes (3 à 6 mm) sont plus appropriées.

III.3.3 Résistance électrique :

Les jauges de contrainte sont fabriquées avec différentes résistances nominales, généralement comprises entre 100 et 1000 ohms, la valeur de 120 ohms étant la plus courante. Cette résistance nominale, ainsi que la tolérance correspondante, est indiquée sur chaque emballage de jauges (voir [Annexe 2](#)).

Le choix de la résistance d'une jauge de contrainte est une décision qui doit être prise en considérant l'ensemble des facteurs ci-dessous. Dans certains cas, des compromis peuvent être nécessaires pour répondre aux contraintes spécifiques de l'application.

III.3.3.1. Compatibilité avec l'instrumentation de mesure :

Le premier critère à considérer est la compatibilité électrique entre la jauge et l'instrument de mesure. Chaque instrument possède des caractéristiques spécifiques (impédance d'entrée, sensibilité, résolution) qui doivent être adaptées à celles de la jauge pour éviter les erreurs de mesure et optimiser le rapport signal sur bruit. Il est donc essentiel de consulter la documentation technique de l'instrument pour s'assurer de la compatibilité avec la résistance nominale choisie. Les amplificateurs de mesure commercialisés ont une plage de correspondance si large qu'il n'y a aucun problème en ce qui concerne la résistance électrique.

III.3.3.2. Effet du câblage :

Le câblage reliant la jauge à l'instrument joue un rôle primordial dans la qualité des mesures. La longueur, la qualité des matériaux et le type de câblage (blindé ou non) influencent la résistance parasite du circuit et peuvent introduire des bruits électromagnétiques. Pour minimiser ces effets, il est recommandé d'utiliser des câbles de faible résistance, de longueur réduite et de préférence blindés. Des techniques de compensation peuvent également être mises en œuvre, comme l'utilisation des techniques de montage en pont de Wheatstone en fils multiples (voir [section III.5.2](#)).

III.3.3.3. Capacité de charge électrique :

Chaque jauge de contrainte possède une limite de courant électrique au-delà de laquelle elle risque d'être endommagée ou de fournir des résultats erronés. Il est donc impératif de vérifier que la jauge sélectionnée peut supporter le courant prévu dans le circuit de mesure. Une surcharge électrique peut entraîner une variation irréversible de la résistance de la jauge et compromettre la précision des mesures. A titre d'exemple le [Tableau III-2](#) décrit les caractéristiques des jauges de contraintes à faible et à haute résistance électrique

III.3.4 Plage de température opérationnelle :

Évaluer la plage de température acceptable pour une utilisation fiable des jauges de déformation est un enjeu majeur en raison de l'interaction de nombreux paramètres, notamment les propriétés spécifiques de chaque jauge, la durée et l'intensité de l'exposition thermique, ainsi que le niveau d'incertitude toléré dans les mesures.

Pour sélectionner la jauge adaptée à une application donnée, il est essentiel d'identifier les conditions thermiques extrêmes auxquelles elle sera soumise, de considérer les effets cumulatifs de la température et du temps sur ses performances, et de choisir des matériaux compatibles avec l'environnement de mesure.

Tableau III-2 – Influence de la résistance nominale sur les caractéristiques des jauges de contraintes.

	Faible résistance (120 Ω)	Résistance élevée > (120 Ω)
Demande de courant	Forte	Faible
Influence de la résistance du câble de connexion à l'amplificateur de mesure	Sensible	Moins sensible
Auto échauffement	Élevé	Faible
Réception des impulsions de bruit (interférences)	Faible	Forte
Variations de la résistance d'isolement	Insensible	Sensible

Le fabricant spécifie généralement une plage de température de fonctionnement pour chaque série de jauge de contraintes ([Annexe 3](#)). Ces informations permettent d'évaluer les limites d'utilisation en fonction de l'application spécifique. À haute température, les matériaux de la jauge peuvent se dégrader, affectant ainsi sa sensibilité et sa stabilité. L'adhésif utilisé pour fixer la jauge peut également se détériorer, compromettant la qualité de la mesure. Le temps d'exposition à la chaleur et les conditions environnementales aggravent ces effets (oxydation, pression, etc.). Il est important de noter que pour les mesures dites "à référence zéro", les limites de température supérieures doivent être fixées plus bas que pour celles " sans référence zéro ".

Les basses températures, bien que moins problématiques, peuvent influencer la résistance électrique de la jauge. À titre d'exemple, les jauges de déformation avec une grille en constantan ont généralement une plage de température d'utilisation comprise entre -200°C et +200°C.

III.3.5 Variation de température :

Les jauges de contraintes, utilisées pour mesurer les déformations, sont particulièrement sensibles aux variations de température. En effet, la résistance électrique du matériau constituant la jauge varie avec la température, ce qui peut générer un signal parasite et ainsi perturber les mesures.

La déformation apparente, ou réponse à la température, est une déformation réversible induite par une variation de température (interne ou externe au point de mesure). Cette déformation se produit en l'absence de contraintes mécaniques ou lorsque celles-ci restent constantes.

L'impact principal de la variation de la température se manifeste sur le point zéro de la mesure, c'est-à-dire la valeur de référence à partir de laquelle les déformations sont calculées. Une variation de température pendant la mesure entraîne un décalage de ce point zéro, ce qui peut conduire à une surestimation ou à une sous-estimation des déformations réelles.

Les effets thermiques induits sur les mesures de déformation par jauges de contraintes se résument à :

III.3.5.1. Dilatation thermique :

Les fluctuations thermiques entraînent des modifications dimensionnelles dans les matériaux, caractérisées par un coefficient d'expansion thermique linéaire spécifique. Ce paramètre, dépendant de la nature du matériau et de l'intervalle de température, quantifie l'allongement relatif d'un matériau sous l'effet d'une variation de température ($11 \mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ pour l'acier). En métrologie par jauges de contraintes, l'expansion thermique linéaire, distincte des expansions surfacique et volumique, affecte l'ensemble du dispositif de mesure (corps d'épreuve, grille, adhésif) et peut générer des contraintes résiduelles. Cela se produit notamment lorsque l'expansion thermique libre est empêchée, ou lorsque le matériau subit un échauffement non uniforme. Des erreurs de mesure peuvent ainsi survenir si les coefficients de dilatation du corps d'épreuve et celui utilisé pour construire la courbe de la réponse à la température de la jauge (Annexe 2) se diffèrent.

III.3.5.2. L'effet de la variation de température sur la résistance :

Lorsqu'un courant électrique traverse une résistance, elle s'échauffe en dissipant de l'énergie sous forme de chaleur. Cet échauffement entraîne une augmentation de la valeur de la résistance elle-même, ainsi que de celles des fils de connexion. Ce phénomène, appelé effet Joule, est amplifié par une température ambiante élevée. Le coefficient de température de la résistance, spécifique à chaque matériau et à l'intervalle de température considéré, quantifie cette variation.

III.3.5.3. L'effet de la température sur la sensibilité (facteur de jauge) :

La sensibilité d'une jauge de contrainte, exprimée par son facteur de jauge, est fortement dépendante de la température. Les valeurs fournies par le fabricant sont généralement établies pour une température ambiante de référence (23°C). Toute variation par rapport à cette température entraîne une modification de la sensibilité. Cette variation est quantifiée par le coefficient de température du facteur de jauge. Par exemple, pour une jauge de type 1-LY11-10/120 (Annexe 2), ce coefficient est de $93 \pm 10 [10^{-6} / ^\circ\text{C}]$ dans l'intervalle de température $[-10^\circ\text{C} ; 45^\circ\text{C}]$. Étant donné que les coefficients de température usuels du facteur de jauge s'élèvent à environ 0,01 % par degré Celsius, l'influence de la déformation sur les résultats de la mesure est généralement minime et est donc fréquemment ignorée.

III.3.5.4. L'effet de la température sur le module d'élasticité :

Le module d'élasticité est une caractéristique du matériau qui varie en fonction de l'échantillon testé « corps d'épreuve ». Il établit la relation entre la contrainte observée et la force appliquée. Ce module est également influencé par la température, avec une valeur standard pour l'acier d'environ -2 % par degré Celsius. Dans le cadre de l'analyse expérimentale des contraintes, l'influence du module d'élasticité est généralement négligée.

III.3.5.5. Humidité relative :

Une variation de l'humidité relative peut induire une dérive du point zéro si le point de mesure n'est pas imperméabilisé. Ce phénomène est lié à l'absorption d'humidité par les matériaux constitutifs de la jauge (le support et l'adhésif). Il est recommandé de protéger efficacement le point de mesure.

III.3.5.6. La dérive thermique :

La dérive thermique correspond à une modification irréversible du signal de mesure en réponse à une variation de température. Cette modification est généralement attribuée à des altérations microstructurales de la grille de mesure, telles que l'oxydation, la corrosion ou des déformations plastiques induites par les traitements thermiques ou mécaniques, notamment lors de sa fabrication.

III.3.5.7. Effet thermoélectrique (Tensions thermoélectrique) :

Lorsque deux fils en métaux distincts sont reliés à leurs extrémités et que l'une d'elles est chauffée, un courant continu circule dans le circuit, ce qui constitue l'effet thermoélectrique [Figure III-6](#). Dans un système de mesure de contraintes, on trouve divers points de contact (comme des soudures et des connecteurs) ainsi que différents matériaux (tels que des fils de connexion, des jauges et des composants d'amplification). Cela entraîne la génération de multiples tensions thermoélectriques, sensibles à la température, qui se traduisent par des erreurs et des variations du point zéro.

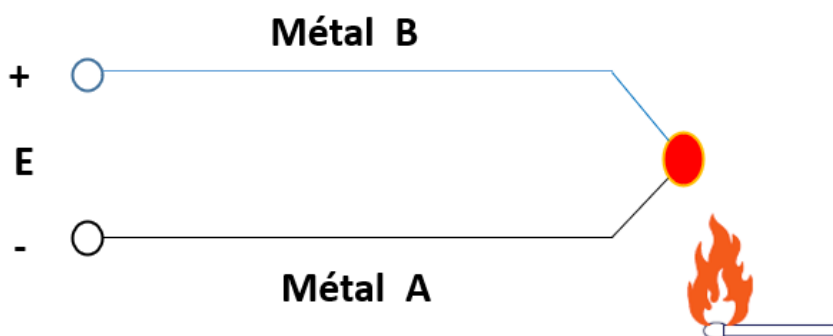


Figure III-6 – Effet thermoélectrique.

III.3.6 Sensibilité (facteur de jauge) :

Le fonctionnement d'une jauge de contrainte comme décrit précédemment repose sur la variation de sa résistance électrique sous l'effet d'une contrainte mécanique. Cette variation, proportionnelle à la déformation du matériau de la grille (constantan - [Figure III-7-\(a\)](#)), est caractérisée par le facteur de jauge K .

Ce facteur est déterminé expérimentalement par le fabricant en fonction de la variation relative de la résistance et de la longueur de la jauge. Il tient compte de la jauge complète incluant les effets liés à la configuration de la grille de mesure et aux conditions de transfert de la contrainte dans la grille. Un échantillon de chaque lot de production fait l'objet d'un test spécifique pour déterminer le facteur K .

Il est généralement admis que les facteurs de jauge fournis par les fabricants sont fiables dans le domaine élastique des matériaux. Au-delà de la limite élastique, ce facteur cesse d'être constant, et la relation linéaire entre la variation de résistance de la jauge de contrainte et la déformation ne s'applique plus [Figure III-7-\(b\)](#). Pour des matériaux à grande déformabilité, tels que le constantan (qui peut atteindre jusqu'à 150 000 $\mu\text{m}/\text{m}$, soit 15 cm/m , dans son domaine

élasto-plastique), des modèles non linéaires, souvent de type polynomial (par exemple, $\varepsilon = a\varepsilon + b\varepsilon^2$), sont nécessaires pour corriger et décrire l'évolution du facteur de jauge.

La valeur du facteur de jauge fournie par le fabricant est valide à température ambiante. Ce paramètre est sensible aux variations thermiques, suivant une relation approximativement linéaire. Le comportement du facteur de jauge en fonction de la température diffère selon le matériau de la grille de mesure : il croît avec la température pour le constantan et décroît pour le chrome nickel. Ces caractéristiques, ainsi que leur marge d'erreur, sont précisées sur l'emballage de chaque jauge (Annexe 2).

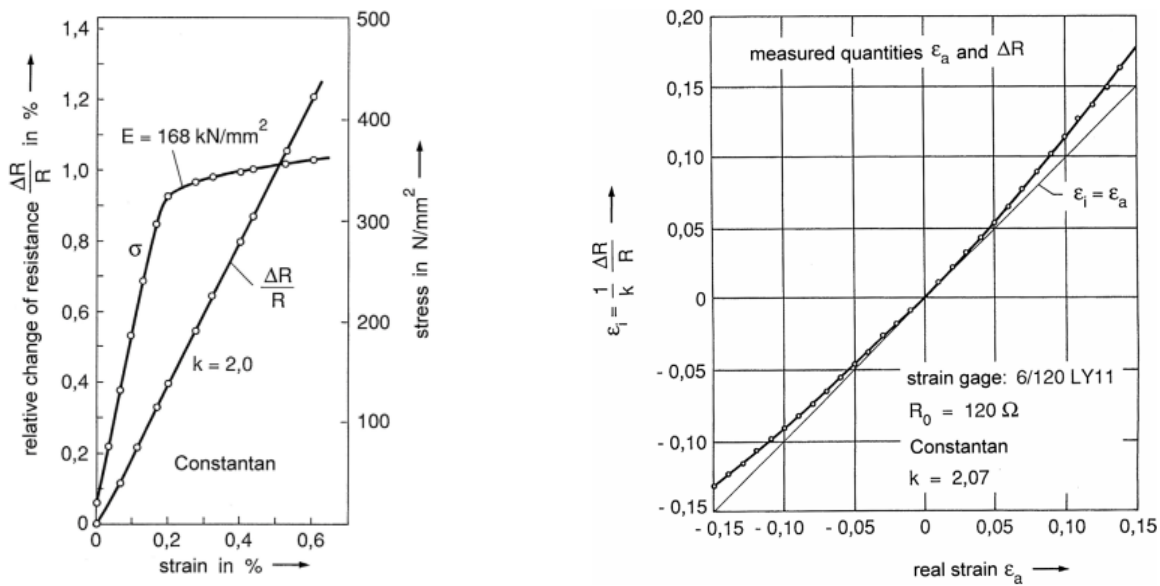


Figure III-7 – a) Variation de résistance en fonction de la déformation des fils en constantan ($\varnothing=0,025 \text{ mm}$). b) Non-linéarité de la variation de résistance dans la plage de déformation élastoplastique et écart des résultats par rapport à la linéarité [95].

III.3.7 Sensibilité transversale :

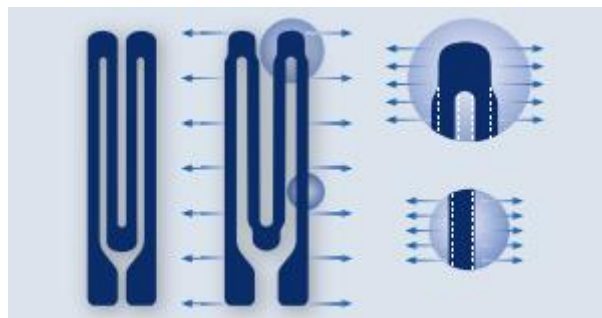


Figure III-8– Sensibilité transversale [HBM].

La sensibilité transversale d'une jauge de contrainte correspond à sa réactivité à des forces perpendiculaires à sa direction de mesure principale Figure III-8. Idéalement, cette sensibilité serait nulle, mais en réalité, elle introduit des erreurs de mesure, surtout dans des environnements de déformation biaxiale où les rapports entre les contraintes principales sont élevés. Ces erreurs peuvent être significatives pour les petites déformations. Néanmoins, dans

certains cas particuliers, comme pour un matériau avec un coefficient de Poisson de 0,285 soumis à une contrainte uni axiale, le facteur de jauge fourni par le fabricant compense déjà cet effet. Toutefois, dès lors que les conditions d'utilisation diffèrent des conditions d'étalonnage (matériau, type de contrainte, alignement), la sensibilité transversale devient une source d'erreur potentielle qui nécessite une correction.

Il est impératif de comprendre que, pour tout champ de déformation autre que celui correspondant à un champ de contrainte uni axiale (et même dans ce dernier cas, si la jauge est montée dans une direction autre que celle de l'axe de contrainte principale maximale, ou sur un matériau dont le coefficient de Poisson est différent de 0,285), il y a toujours une erreur dans l'indication de la déformation si la sensibilité transversale de la jauge de déformation n'est pas nulle. Dans certains cas, cette erreur est suffisamment petite pour être négligée. Dans d'autres, elle ne l'est pas. L'erreur due à la sensibilité transversale pour une jauge de déformation orientée à n'importe quel angle, dans n'importe quel champ de déformation, sur n'importe quel matériau, peut être exprimée par l'équation (4) [96] comme suit :

$$E_\varepsilon = \frac{K_t \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} + \nu_0 \right)}{1 - \nu_0 K_t} \times 100 \quad (3)$$

Avec :

E_ε est l'erreur en pourcentage de la déformation réelle le long de l'axe de la jauge.

$\varepsilon_a, \varepsilon_t$ = Déformations parallèles et perpendiculaires à l'axe de la jauge .

K_t = Le coefficient de sensibilité transversale ou « sensibilité transversale » ([Annexe 2](#)).

ν_0 est le coefficient de Poisson du matériau sur lequel le facteur de jauge du fabricant, F, a été mesuré.

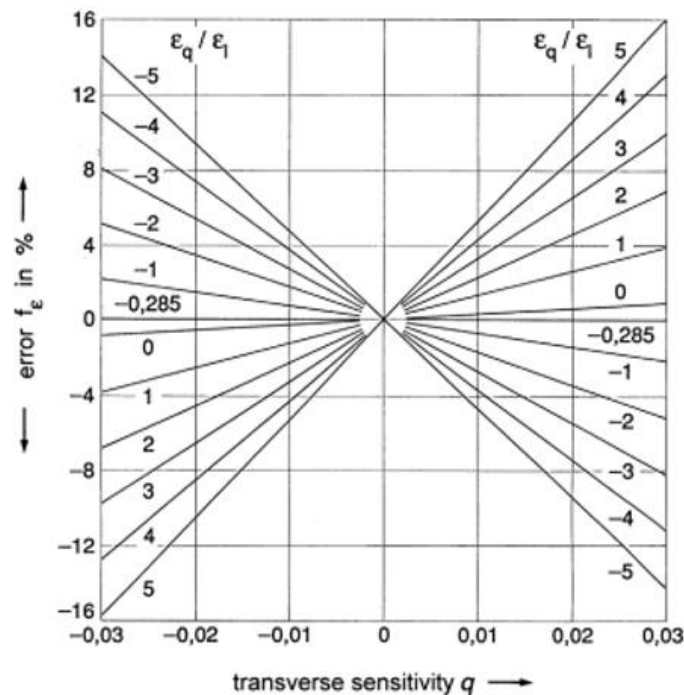


Figure III-9– Erreur de mesure due à la sensibilité transversale d'une jauge de contrainte [96].

La [Figure III-9](#) présente une représentation graphique de l'équation (3), permettant ainsi une évaluation visuelle de l'amplitude potentielle de l'erreur pour différents champs de déformation.

III.3.8 Hystérésis mécanique :

L'hystérésis d'une jauge de contrainte est une caractéristique décrivant la non-linéarité de sa réponse à une sollicitation mécanique cyclique. Cette non-linéarité s'exprime par la différence entre les valeurs mesurées lors d'une phase de chargement et d'une phase de déchargement [Figure III-10](#). L'hystérésis est influencée par plusieurs facteurs, notamment les propriétés intrinsèques à la jauge de contrainte, tel que le type d'adhésif utilisé, ainsi que les contraintes résiduelles présentes dans le matériau ([Annexe 3](#)). Ces contraintes ont tendance à diminuer avec l'augmentation du nombre de cycles de charge. Par conséquent, pour réduire l'impact de l'hystérésis sur les mesures, il est recommandé de pré charger le point de mesure à plusieurs reprises. Par ailleurs, la longueur de la grille de mesure joue également un rôle important, l'hystérésis étant particulièrement marquée pour les grilles courtes.

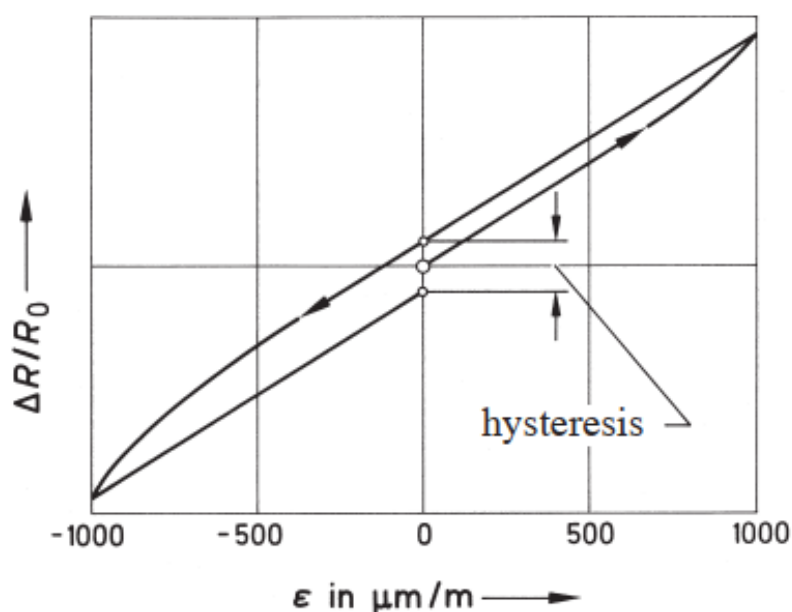


Figure III-10 – Représentation schématique de l'hystérésis se produisant entre la déformation de l'objet testé et la variation de résistance d'une jauge de contrainte [94].

III.3.9 Le fluage :

Le fluage est un phénomène physique susceptible d'influencer la précision des mesures réalisées à l'aide de jauges de contrainte. Il s'agit d'une déformation progressive et irréversible de ses composants, causée par l'application continue d'une charge constante [Figure III-11](#). La variation temporelle de la résistance électrique est directement associée aux propriétés viscoélastiques des matériaux de la grille de mesure et les couches adhésives. L'amplitude et la vitesse de ce phénomène sont influencées par les paramètres géométriques de la jauge (surface, nombre d'éléments), la nature du substrat, le type d'adhésif utilisé et son épaisseur, ainsi que par les conditions environnementales (temps, température, humidité) ([Annexe 3](#)).

III.3.10 Allongement maximal :

La limite d'allongement maximal d'une jauge de déformation est celle au-delà de laquelle la résistance électrique varie plus de $\pm 5\%$ de la courbe de calibration fournie par le fabricant pour une température et un adhésif donné. Ce phénomène est habituellement constaté lorsqu'il y a un mauvais montage de la jauge (mauvaise adhérence, mauvais alignement) ou lorsqu'elle se détériore (fatigue du matériau, dommages mécaniques) (Annexe 3).

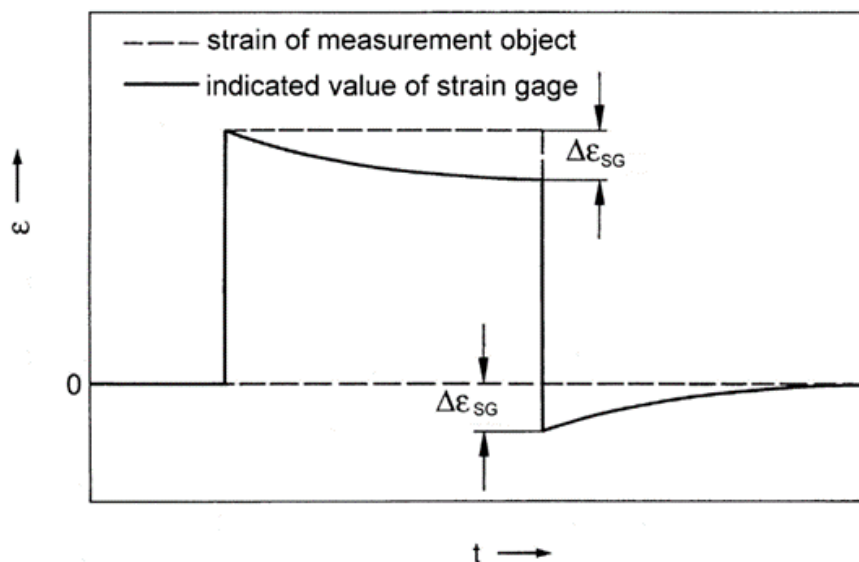


Figure III-11 – Déformation excessive due au fluage au fil du temps [94].

III.3.11 Charge électrique (tension d'excitation) :

Une jauge de contrainte peut être considérée comme un capteur de contrainte qui convertit l'énergie électrique en chaleur. En raison de la faible section de son conducteur, la dissipation de chaleur vers l'environnement dépend d'un équilibre subtil entre les dimensions géométriques et les propriétés thermiques. La stabilité de la température à l'intérieur du capteur et la précision des mesures sont assurées par un équilibre entre la puissance transmise au capteur de déformation et la puissance dissipée. Divers facteurs interviennent dans la régulation de cet équilibre, tels que la tension d'excitation, la résistance de la grille de mesure, la configuration spatiale du capteur, la température environnante, ainsi que les propriétés de conductivité thermique et de capacité thermique des matériaux. Une augmentation soudaine de la tension ou une élévation de la température ambiante peut provoquer une surchauffe (créant ainsi une différence de température entre le corps d'épreuve et la jauge de contrainte), entraînant divers phénomènes indésirables tels que l'hystérésis, le fluage, une instabilité du point zéro et une altération de la compensation de température. Les fabricants déterminent une tension d'excitation maximale pour chaque type de jauge, une valeur indicative applicable dans des conditions standards d'utilisation telles que la température ambiante et une bonne conductivité thermique du corps d'épreuve (Annexe 3). Des conditions thermiques défavorables, telles qu'une température élevée, une mauvaise conductivité thermique (causée par des couches de liaison top épaisses) et une faible capacité thermique (notamment pour de petits objets), imposent la nécessité de réduire cette tension.

III.4. Circuit de Pont de Wheatstone :

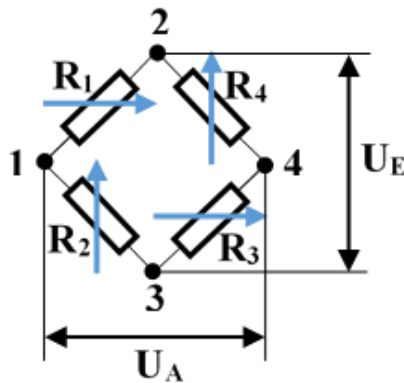


Figure III-12– Pont de Wheatstone.

Le circuit de pont de Wheatstone, nommé d'après son inventeur Charles Wheatstone en 1843, est un dispositif électrique élaboré dans le but de mesurer les variations relatives de résistance. Cette méthode est couramment employée dans les techniques de mesure à base de jauges de contraintes. Ceci permet de quantifier de manière précise les petites variations relatives de la résistance dans une jauge de contrainte, généralement de l'ordre de 10^{-4} à $10^{-2} \Omega/\Omega$.

Le pont de Wheatstone est constitué d'un circuit électrique comprenant quatre branches résistives R1 à R4 [Figure III-12](#). Lorsqu'une tension d'excitation U_E est appliquée entre les nœuds 2 et 3 (diagonale d'excitation), un déséquilibre du pont provoque l'apparition d'une tension de sortie U_A aux bornes des nœuds 1 et 4 (diagonale de mesure). Ce qui permet d'écrire la relation suivante développée plus en détails dans [96].

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{1}{4} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} + \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (4)$$

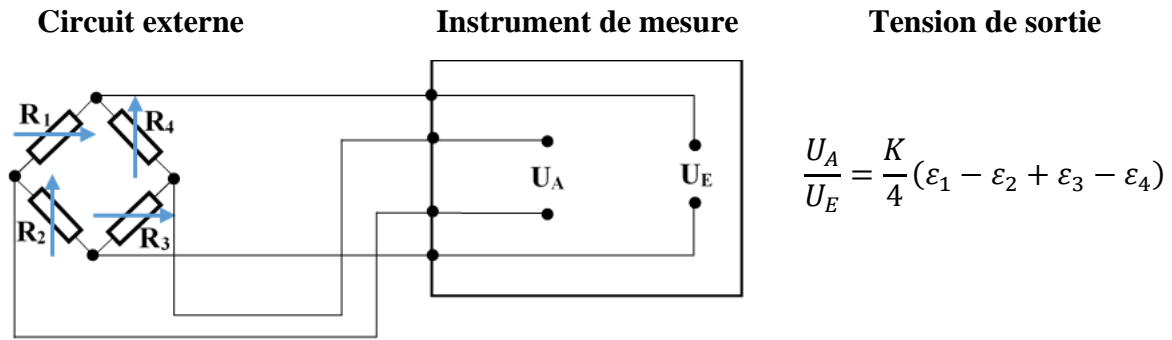
En remplaçant l'équation (1) dans (4), on obtient :

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{K}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (5)$$

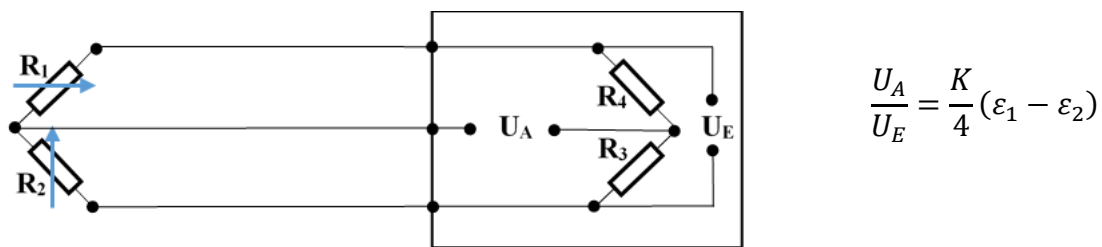
Une caractéristique distinctive du circuit du pont de Wheatstone réside dans le fait que deux résistances adjacentes du pont fonctionnent de manière opposée, tandis que deux résistances opposées fonctionnent dans le même sens. Il est donc envisageable d'éliminer l'impact de certains phénomènes indésirables (voir [section III-5](#)).

III.4.1 Circuits élémentaires :

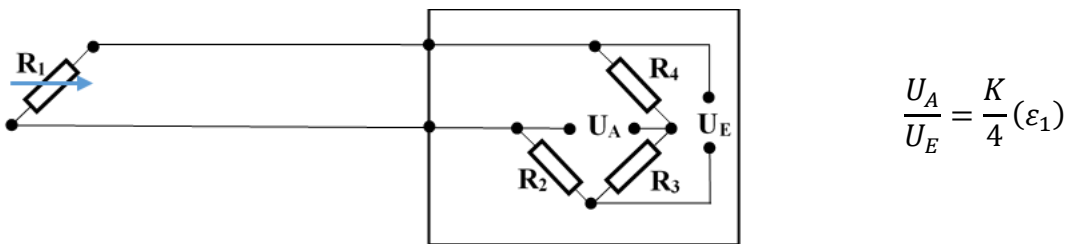
Pour mesurer les contraintes, on utilise un ou plusieurs capteurs (jauges de contrainte) placés directement sur la pièce à étudier. Les termes « pont complet ; demi-pont et quart de pont » sont des appellations conventionnelles pour décrire différentes configurations de ces capteurs et correspondent au nombre de jauges actives dans le circuit de mesure. En pratique, ce circuit est constitué à la fois des jauges et complété par des résistances fixes intégrées à l'instrument de mesure [Figure III-13](#).



(a) Pont complet avec quatre jauges actives.



(b) Demi pont avec deux jauges actives.



(c) Quart de pont avec une seule jauge active.

Figure III-13– Circuits élémentaires.

III.5. Elimination des erreurs de mesure liées aux effets d'interférence :

III.5.1 Compensation de l'effet de la variation de température :

III.5.1.1. Utilisation de jauges de contrainte auto-compensées :

En adoptant certaines méthodes de production, comme l'ajout d'alliages correcteurs ou le traitement thermique, il est possible de modifier le coefficient de température de la résistance électrique du matériau de la grille. Cela permet de réduire la sensibilité des jauges aux variations de température dans une plage limitée et d'obtenir un palier (ε proche de 0) aux alentours de la température ambiante.

Cependant, des erreurs peuvent apparaître si les coefficients d'expansion thermique du corps d'épreuve diffèrent de ceux utilisés pour établir la courbe de réponse à la variation de température de la jauge (Annexe 2). La compensation complète n'est pas possible en raison des

termes non linéaires, ce qui entraîne une réponse résiduelle ou une erreur résiduelle, spécifiée dans la fiche technique de la jauge pour une plage de température donnée (Annexe 2).

De plus, il existe une relation inverse entre l'efficacité de l'auto compensation thermique des jauges et le rayon de courbure des surfaces. L'écart entre les coefficients de dilatation thermique des différents matériaux (du corps d'épreuve, de l'adhésive et du support de la grille) intervient comme un facteur modulant cet effet, en atténuant l'influence de la courbure lorsque cet écart diminue.

III.5.1.2. Compensation par calcul informatique :

La compensation par calcul informatique permet de corriger non seulement l'erreur résiduelle des jauges de contrainte auto-compensées, mais également d'autres sources d'imprécision, comme la sensibilité du facteur de jauge aux variations de température. Pour ce faire, la température est mesurée simultanément avec la déformation Figure III-14 et une correction en temps réel est appliquée à la contrainte mesurée soit par un logiciel tel que Catman (HBM), soit par un calcul du polynôme relatif à la réponse résiduelle a la température, spécifié dans la fiche technique de la jauge (Annexe 2).

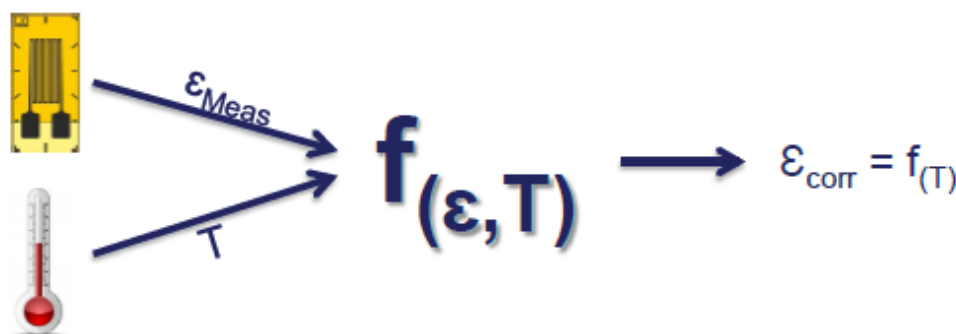


Figure III-14 – schéma de correction de déformation par calcul informatique.

III.5.1.3. Compensation par montage en pont de Wheatstone :

III.5.1.3.a. Montage en Pont complet :

L'équation (5) offre une description mathématique du principe de fonctionnement du pont de Wheatstone et met en évidence sa capacité à compenser les changements indésirables de la résistance dues à des facteurs externes. En effet, tel décrit précédemment dans la section IV-4, les changements de résistance des jauges de contrainte du même signe apparaissant dans les bras voisins seront soustraits par rapport au signal de sortie du pont. En disposant les jauges de manière à ce que les interférences affectent de manière similaire les capteurs adjacents, on obtient ainsi un effet de compensation. Cette technique permet de minimiser l'impact de divers phénomènes physiques, tels que les variations de température, d'humidité ou les champs magnétiques, sur la mesure de la contrainte.

Prenant à titre d'exemple, la poutre en flexion de la Figure III-15 ou les jauges 1 et 3 sont placées sur la face supérieure, tandis que les jauges 2 et 3 sont placées sur la face inférieure. La dilatation thermique du matériau de l'élément testé induit une déformation parasite, se traduisant par une variation de sa résistance électrique. Par conséquent, lors d'un essai

mécanique couplé à un gradient thermique, le signal mesuré est la somme d'une composante purement mécanique (ε_M) et d'une composante thermique (ε_{Temp}) (équation 6).

$$\frac{\Delta R}{R} = K(\varepsilon_M + \varepsilon_{temp}) \quad (6)$$

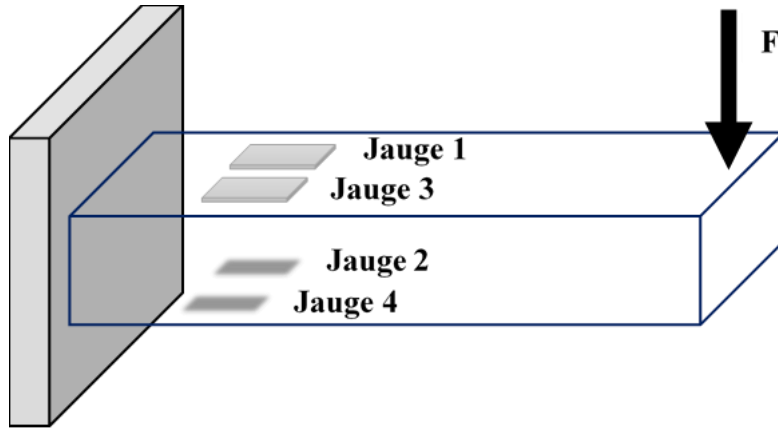


Figure III-15 – Poutre en flexion.

Les valeurs de déformation ont la même valeur absolue mais avec un signe opposé. Cela signifie que les valeurs de déformation sur la face supérieure et sur la face inférieure de la poutre sont identiques mais de signe opposé [Tableau III-3](#), soit $|\varepsilon_{M1}|=|\varepsilon_{M2}|=|\varepsilon_{M3}|=|\varepsilon_{M4}|$.

Tableau III-3 – Signes de déformations.

Jauge N°	ε_M (déformation mécanique)	ε_{Temp} (déformation thermique)
1	Positive (traction-fibre supérieure)	Positive (allongement)
2	Négative (compression -fibre inférieure)	Positive (allongement)
3	Positive (traction-fibre supérieure)	Positive (allongement)
4	Négative (compression -fibre inférieure)	Positive (allongement)

Conformément au schéma de la [Figure III-15](#), si les quatre jauges de contrainte sont collées sur l'élément et connectées en pont de Wheatstone complet [Figure III-13 \(a\)](#), l'équation (5) devient :

$$\begin{aligned} \frac{U_A}{U_E} &= \frac{K}{4} [(\varepsilon_{M1} + \varepsilon_{temp}) - (-\varepsilon_{M2} + \varepsilon_{temp}) + (\varepsilon_{M3} + \varepsilon_{temp}) - (-\varepsilon_{M4} + \varepsilon_{temp})] \\ &= \frac{K}{4} B\varepsilon_M \quad \text{avec } (B = 4) \end{aligned} \quad (7)$$

La déformation apparente relative à la variation est ainsi compensée. Cette dernière équation nous indique qu'un tel montage amplifie le signal de contrainte ε_M par un facteur $B = 4$ également appelé « facteur de pont »

III.5.1.3.b. Montage en demi Pont :

En cas de limitation à deux jauges de contrainte actives « demi pont de Wheatstone », la configuration optimale consiste à les installer sur les bras adjacents du pont n°1 et n°2 selon la Figure III-12 (b). Cette configuration permet d'appliquer la même méthode de compensation précédente conduisant à un facteur de pont B égal à 2 relativement moins sensible.

III.5.1.3.c. Montage en quart de pont :

La configuration en quart de pont de Wheatstone Figure III-13 (c), couramment employée pour l'analyse expérimentale des contraintes, souffre d'une limitation significative liée à sa capacité de compensation face aux variations de température (voir section. III-5.2.1). Pour remédier à ce problème, une jauge de compensation est intégrée, transformant ainsi le quart de pont en demi-pont. Cette jauge doit présenter des caractéristiques physiques identiques à celles de la jauge active, mais sans être sollicitée mécaniquement. Elle doit être positionnée de façon à subir les mêmes perturbations environnementales que la jauge active, garantissant ainsi une compensation efficace.

Lorsqu'un tel emplacement n'est pas disponible sur l'élément à tester, la jauge de compensation peut être fixée sur un échantillon identique au matériau testé et placé à proximité de la jauge active.

Le tableau de (l'annexe 4) résume les différentes façons dont les jauges de déformation et les circuits de pont peuvent être configurés, ainsi que les formules mathématiques pour calculer les facteurs de pont B liés aux forces, moments, torsions et variations de température. Ces résultats aident à trouver les déformations en fonction des mesures de tension à la sortie du pont, selon la configuration sélectionnée.

III.5.2 Compensation de l'influence des résistances de câbles de connexion :

Le pont de jauges, relié à un amplificateur, constitue le cœur du système de mesure. Ce dernier fournit l'alimentation nécessaire au capteur, traite et amplifie le signal avant de l'envoyer à l'afficheur. La qualité des résultats de mesure dépend en grande partie de la connexion entre la jauge et l'amplificateur.

Les variations de température influencent l'expansion des matériaux et la résistivité de la jauge, tout comme la longueur des câbles. En effet, la résistance des conducteurs est fonction de leur longueur et de leur section transversale, et elle varie considérablement avec la température ambiante, en raison du coefficient de température élevé du cuivre ($\alpha_{RCu} \approx 0,04 / ^\circ C$). Il est donc conseillé de maintenir les câbles aussi courts que possible et d'opter pour une section transversale importante, car les variations de résistance sont moins significatives pour des valeurs de résistance faibles. Cependant, des contraintes pratiques limitent souvent ces options, notamment lors d'essais dans des ouvrages réels où la connexion entre le capteur et l'amplificateur nécessite des longueurs importantes. Par conséquent, la résistance de la ligne dans le câble peut atteindre plusieurs ohms et altérer la mesure, notamment à cause des variations de résistance électrique dans le câble en cours de mesure, dues par exemple aux changements de température.

Pour atténuer l'influence de ces paramètres, le type de pont de jauges sélectionné (quart de pont, demi-pont ou pont complet) conditionne le schéma de câblage (technologie de montage avec fils multiples). Dans le cas d'un pont complet, les câbles de connexion ne sont pas intégrés au

pont, ce qui diminue leur effet sur les mesures. En revanche, dans les autres configurations, les câbles font partie du circuit, et il est donc essentiel de considérer leur résistance.

III.5.2.1. Raccordement en quart de pont (3 fils) :

Le montage en quart de pont (2 fils) [Figure III-13\(c\)](#), bien qu'il soit plus simple et économique, présente plusieurs inconvénients. Étant donné que la jauge est située à une distance considérable des autres résistances, la résistance des fils de connexion devient non négligeable par rapport à celle de la jauge elle-même. Cela perturbe l'équilibre du pont, car la résistance du câble est prise en compte deux fois, tant pour l'alimentation que pour le retour du signal. De plus, les variations de tension sur les câbles de liaison réduisent la tension appliquée à la jauge, ce qui diminue la tension d'entrée de la jauge par rapport à celle fournie par l'amplificateur. Cela affecte la sensibilité du capteur, qui dépend de la tension d'alimentation. Le montage en 2 fils est également très sensible aux variations de température durant la mesure, car tout changement de résistance impacte directement la valeur mesurée. Par exemple, avec un câble de 100 mètres et d'une section de 0,14 mm², on observe un effet sur le zéro dépassant 100 000 µm/m, avec une variation de température supérieure à 4 000 µm/m/10 °C et une sensibilité pouvant varier jusqu'à 10 %. Pour remédier à ces problèmes, un montage à trois fils est souvent recommandé.

Dans ce système de connexion à trois fils [Figure III-16](#), un câble supplémentaire relie la jauge à l'amplificateur. Dans ce montage, les deux connexions de la jauge de contrainte ne se trouvent plus dans une seule branche du pont, mais dans des branches voisines. Comme les résistances des deux bras adjacents d'un pont agissent en opposition, tout déséquilibre est compensé, ce qui évite toute variation du point zéro. De plus, l'effet de la température sur la résistance des fils est neutralisé, à condition que ceux-ci aient des caractéristiques physiques identiques (longueur, section, coefficient de température) et qu'ils soient soumis à une variation de température uniforme sur toute leur longueur. La résistance du fil additionnel entraîne toujours une atténuation du signal de mesure, ce qui se traduit par des pertes en ligne et une diminution de la sensibilité. Néanmoins, cette atténuation peut être complètement éliminée grâce à l'application du circuit breveté de Kreuzer (HBM) à quatre fils [96].

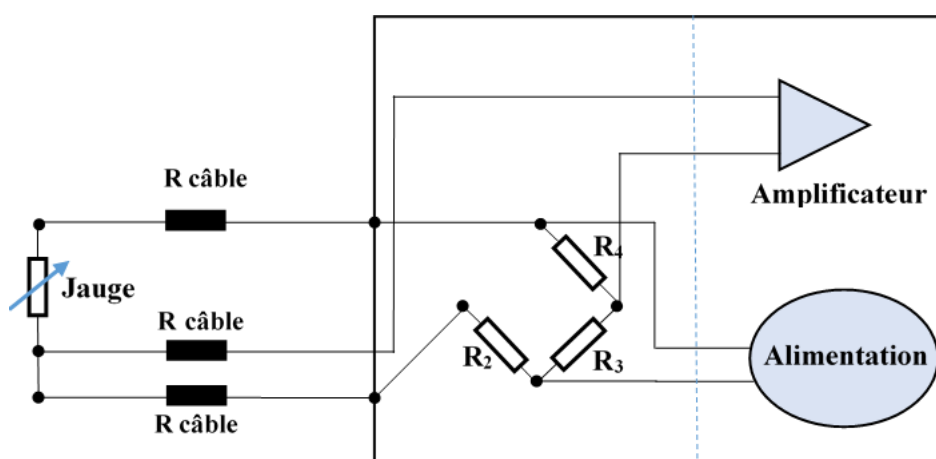


Figure III-16 – Montage en quart de pont a trois fils.

III.5.2.2. Raccordement en demi-pont (5 fils) :

Le demi-pont de jauges est relié à l'amplificateur via un câble à trois fils : deux fils sont dédiés à l'alimentation des jauges, tandis que le troisième transmet le signal de mesure à l'amplificateur

Figure III-13 (b). Cette configuration présente l'avantage de connecter les fils d'alimentation en série avec les jauges, ce qui permet de maintenir l'équilibre du pont si les longueurs des fils sont identiques. L'impact thermique est compensé par symétrie sur les lignes et les jauges, cependant, l'atténuation du signal de mesure liée aux longueurs de câble n'est pas compensée, entraînant ainsi une perte de sensibilité. Tout comme le quart de pont, le demi-pont est adapté uniquement pour des longueurs de câbles limitées. Afin de remédier à ce problème, il est courant d'opter pour un montage en demi-pont à cinq fils Figure III-17, où Deux fils supplémentaires sont utilisés pour mesurer la tension à l'entrée du demi-pont de jauges, qui est ensuite transmise à l'amplificateur pour corriger la perte détectée.

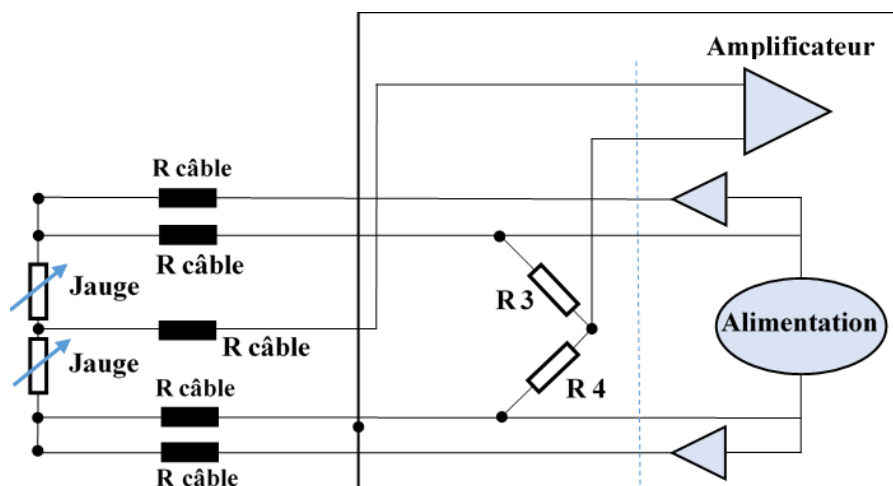


Figure III-17 – Montage en demi pont a cinq fils.

III.5.2.3. Raccordement en pont complet (6 fils) :

L'emploi du montage en pont complet Figure III-13 (a) est fréquent dans de la conception des capteurs de force ou de couple. Grâce à un assemblage et un câblage approprié, il est possible d'atteindre une sensibilité optimale. Les quatre résistances utilisées dans ce montage sont des jauges de contrainte. Le câblage n'a aucun impact sur l'équilibre du pont, et les jauges sont installées dans des conditions thermiques identiques. Toutefois, les câbles présentent toujours une résistance qui engendre une perte en ligne proportionnelle à la leur longueur.

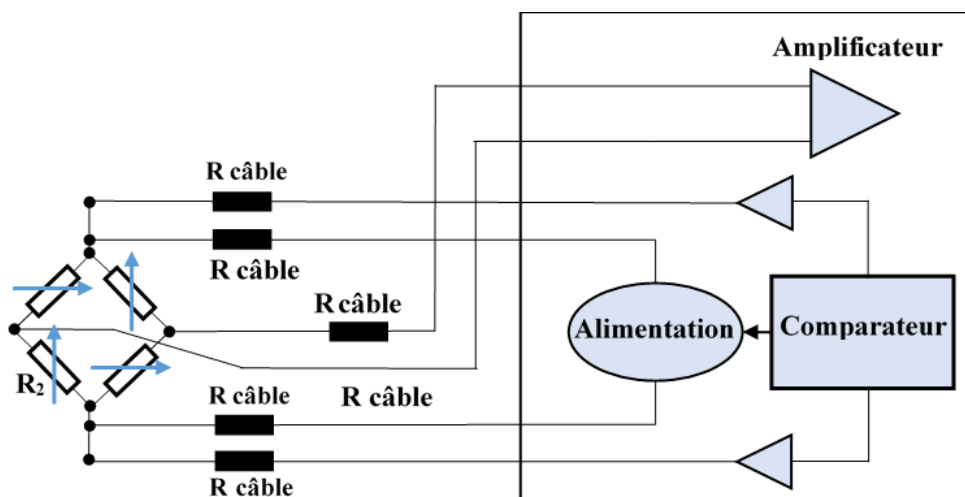


Figure III-18 – Montage en pont complet a six fils.

Afin de minimiser les pertes de signal en ligne et de permettre l'utilisation de câbles de grande longueur, il est recommandé d'opter pour un raccordement à six fils [Figure III-18](#). Dans cette configuration, deux fils de retour mesurent la tension d'alimentation entrant dans le capteur et la renvoient vers un comparateur. Ce dernier ajuste ensuite la tension de sortie du générateur pour augmenter la tension d'alimentation et compenser les pertes en ligne. Ainsi, le montage à six fils permet d'atténuer efficacement les perturbations dues au câblage sur les mesures, comme les pertes en ligne, les variations de résistance des câbles avec la température et l'influence de la température sur les jauges.

Tableau III-4 – Circuit en pont de Wheatstone en fils multiples.

Circuit		Compensation		
		Câbles		Température sur la pièce testée
		Résistance	Température	
Quart de Pont	2 fils	Non	Non	Non
	3 fils	Non	Oui	Non
	4 fils	Oui	Oui	Non
Demi pont	3 fils	Non	Non	Oui
	5 fils	Oui	Oui	Oui
Pont complet	4 fils	Non	Non	Oui
	6 fils	Oui	Oui	Oui

Le [Tableau III-4](#) présente un aperçu des différentes configurations de montages en pont de Wheatstone à fils multiples, ainsi que leurs impacts sur la compensation des interférences causées par les variations de température et les câbles de connexion.

III.5.3 Amplificateur a fréquence porteuse :

Outre la jauge de contrainte elle-même, l'amplificateur utilisé joue un rôle crucial dans la compensation des effets thermiques, en particulier les tensions thermoélectriques. Ces dernières, générées aux jonctions de matériaux différents en fonction de la température, peuvent introduire des erreurs significatives dans les mesures.

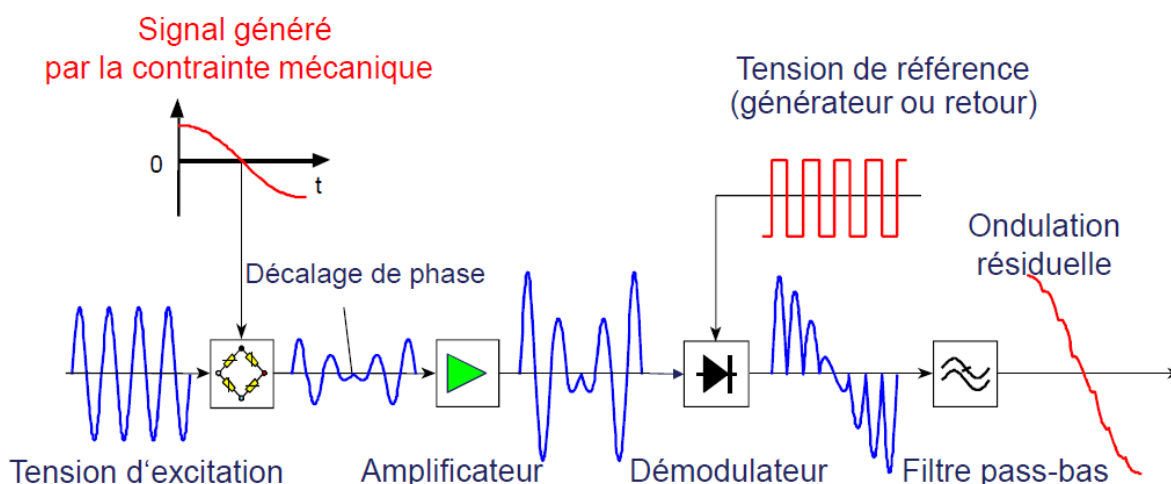


Figure III-19 – Principe d'un amplificateur à fréquence porteuse [HBM].

Les amplificateurs à fréquence porteuse, offrent une solution efficace. En modulant le signal de mesure sur une porteuse sinusoïdale [Figure III-19](#), ces amplificateurs permettent de séparer les signaux de mesure utiles des tensions thermoélectriques quasi statiques [Figure III-20](#). Grâce à un filtrage numérique en bande passante [Figure III-21](#), ces dernières sont éliminées avant la démodulation, assurant ainsi une mesure plus précise et fiable.

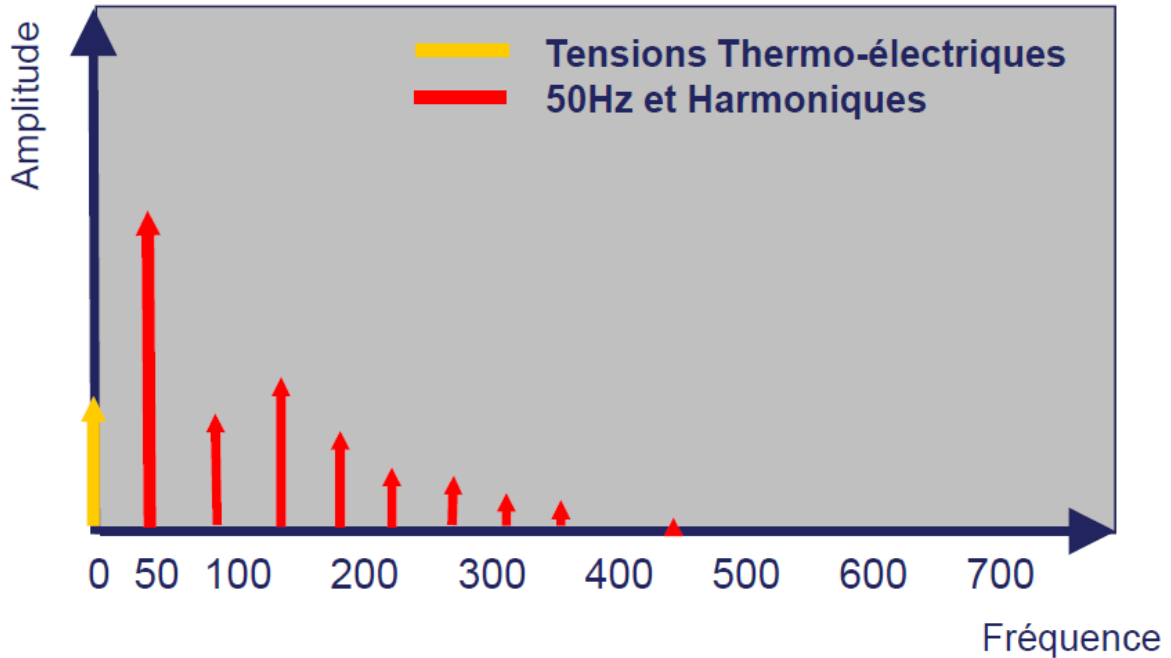


Figure III-20 – Interférences de fréquences typiques [HBM].

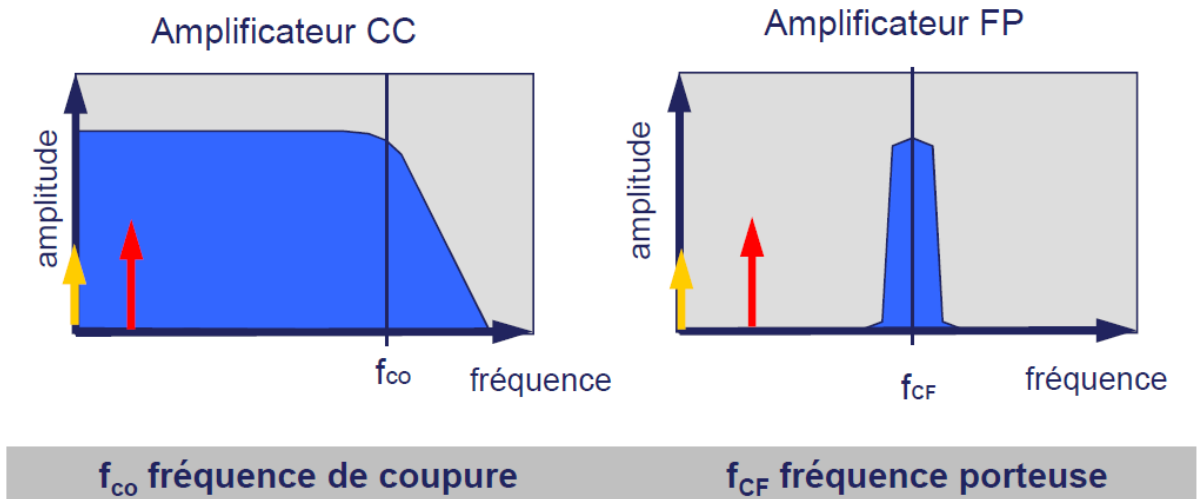


Figure III-21 – Réponse en fréquence des amplificateurs CC (à courant continu) et FP (à fréquence porteuse) [HBM].

III.5.4 Interférences électromagnétiques :

Les champs électromagnétiques issus de diverses sources d'interférences peuvent générer des tensions indésirables dans les circuits de mesure, que ce soit par couplage inductif ou capacitif. De telles perturbations peuvent nuire au bon fonctionnement des dispositifs de mesure. Il est

donc essentiel de veiller à ce que tous les équipements se conforment aux normes de compatibilité électromagnétique (CEM), afin d'assurer leur protection contre les interférences tout en minimisant leurs propres émissions.

Pour réduire ces interférences, la chaîne de mesure est intégralement protégée par une cage de Faraday, grâce à une mise à terre adéquate du blindage du câble [Figure III-22](#). Ce blindage est largement relié au boîtier de l'amplificateur. Grâce à ces dispositions, l'impact des interférences électromagnétiques est considérablement atténué.

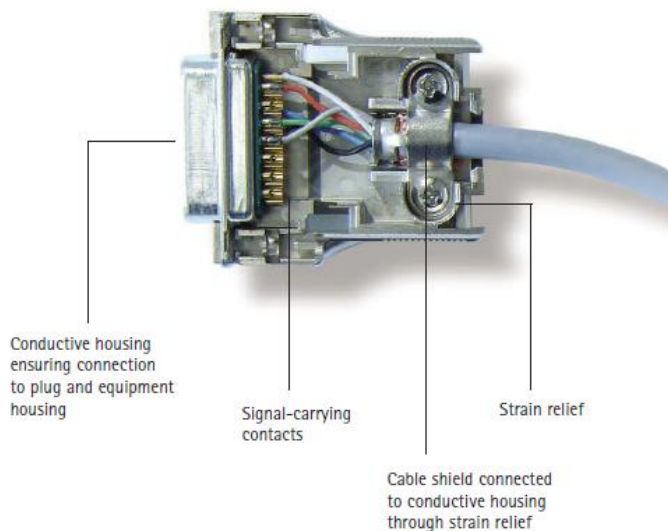


Figure III-22 – Câblage blindé et proprement relié à la terre [HBM].

III.6. Conclusion :

L'extensométrie par jauges de contraintes résistives est une méthode largement utilisée pour évaluer les déformations et les contraintes dans divers matériaux et structures soumis à des sollicitations mécaniques. La grande variété de jauges disponibles permet de s'adapter à de nombreuses applications, allant de la mécanique des matériaux à la surveillance des structures.

Les fabricants de jauges de contrainte proposent une large gamme adaptée aux différentes applications et environnements. Cependant, ces jauges sont très sensibles aux interférences indésirables, telles que les variations de température et la résistance des câbles de connexion, ce qui nécessite des mesures de compensation. Le pont de Wheatstone, associé à la technologie de montage en fils multiples, représente une solution précieuse pour réduire et éliminer ces effets d'interférence

Pour cela, il était indispensable de suivre une méthodologie rigoureuse et des conditions sévères, comme spécifié précédemment et aussi par le fabricant, lors de l'application des jauges de contraintes au niveau du modèle réduit ou des ouvrages réels pour réussir la mesure de contraintes.

Chapitre IV : Méthode IAFEM
(Inverse Analysis Finite Element Method)

IV.1. Introduction :

La méthode inverse, élaborée pour identifier les dommages structurels, repose sur une technique de mise à jour du modèle numérique initial de la structure du pont en fonction des réponses statiques réelles acquise par un réseau de capteurs placés sur des éléments structuraux sélectionnés.

Dans ce chapitre, nous présentons une description détaillée du principe et des hypothèses sous-jacentes, ainsi que le développement mathématique de la méthode de résolution du système d'équations non linéaires permettant de localiser et de quantifier les éventuels dommages dans la structure analysée, à partir des données de déplacement et de contraintes.

IV.2. Principe de la méthode IAFEM :

En premier lieu, il est essentiel d'avoir une connaissance approfondie de la structure, qu'il s'agisse d'une poutre ou d'un pont, en prenant en compte ses dimensions géométriques, ses propriétés physiques et ses conditions d'appuis. Cette structure est initialement considérée comme saine. Elle est modélisée à l'aide d'éléments finis appropriés, créant ainsi un modèle numérique de la structure non endommagée le plus fidèle possible à l'ouvrage réel. Ensuite, sous l'effet d'une charge statique mobile, la structure réelle subit des déformations, et la déformé ainsi que les contraintes à différents points peuvent être mesurées et enregistrées (réponse statique). Ce processus suit un principe analogue à celui de la ligne d'influence, mais utilise une charge réelle plutôt qu'une charge unitaire. Ces mesures permettent de déterminer la rigidité réelle de chaque élément structurel. Si cette rigidité est inférieure à celle initialement supposée (structure intacte), cela indique la présence de dommages.

Une méthode mathématique et un code de calcul ont été élaborés pour mener une analyse inverse où on essaye de calculer la rigidité de la structure à partir de la connaissance des forces mobiles appliquées sur la structure et de la réponse de celle-ci en déplacement ou/et en contraintes mesurés en certains points de la structure. Le résultat final de l'analyse inverse est le calcul de la rigidité réelle de chaque élément ou composant de la structure du pont. Si cette rigidité est inférieure à celle initialement supposée (structure saine), cela indique la présence des dommages ou changements. Si, par contre, la rigidité calculée est supérieure à celle initialement supposée, alors on parlera que la rigidité initiale a été sous-estimée par rapport au réel.

La modélisation numérique de la structure doit être aussi précise que possible.

Les hypothèses de la méthode sont les suivantes :

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure non endommagée sont supposées connues.
- La structure est considérée comme élastique et linéaire.
- L'intensité de la charge mobile est connue.
- L'effet dynamique de la charge mobile est négligé.

IV.3. Développement mathématique :

IV.3.1 Analyse inverse en déplacements – Cas d’une poutre :

Considérons une poutre dont la rigidité initiale est connue et représentée par K Figure IV-1. La rigidité réelle de la poutre, que nous cherchons à déterminer, peut être exprimée comme la rigidité initialement supposée K multipliée par un facteur correcteur $(1 + \alpha(x))$. Ce facteur, noté $\alpha(x)$, prend en compte les variations de rigidité réelles de la poutre, en toute section de celle-ci, par rapport à sa rigidité supposée K .

Cette poutre est soumise à une charge statique mobile P , dont la position est désignée par x_0 . Le déplacement $W_s(x_0)$ du point ou de la section S , qui varie en fonction de la position x_0 de la charge mobile P , est appelé réponse statique en déplacements due à la charge mobile (RSDCM) du point S .

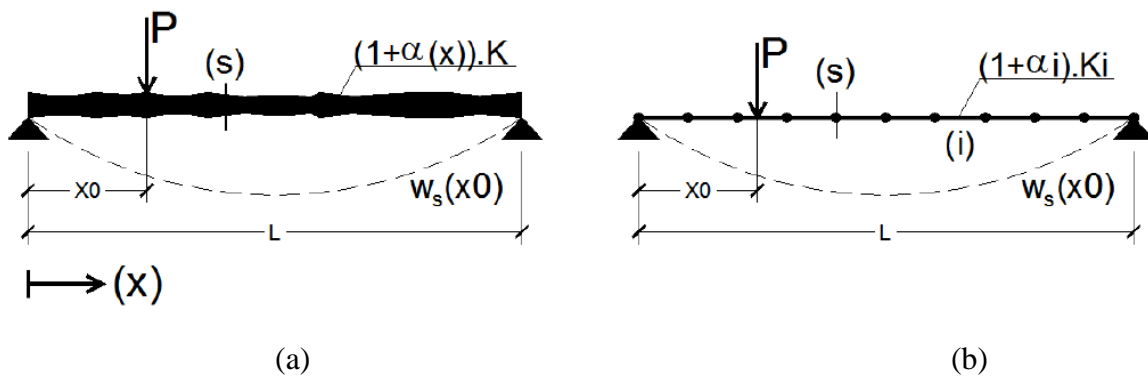


Figure IV-1 – Réponse statique en déplacements due à la charge mobile (RSDCM)
(a : représentation réelle de la poutre ; b : modélisation en éléments finis).

La modélisation numérique de la poutre consiste à la diviser en un ensemble d’éléments finis discrets. Chaque élément fini (i) possède sa propre rigidité notée K_i . La matrice de rigidité globale réelle de la structure est définie alors comme :

$$K = K_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \quad (1)$$

Où K_0 et K_i sont, respectivement, les matrices de rigidité globale et élémentaire de la structure saine (poutre). n est le nombre d’éléments finis constituant le modèle EF de celle-ci. Ces matrices sont obtenues, comme mentionné précédemment, à partir des données géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux et des conditions d’appui. A chaque rigidité K_i de l’élément fini i est associé un coefficient de correction α_i qui définit la variation possible de sa rigidité. Ce coefficient peut correspondre à un endommagement si α_i est négatif (le facteur prend alors le nom de coefficient de réduction) ou à un excès de rigidité (une rigidité supplémentaire) s’il est positif.

Dans le cadre d’une analyse linéaire, le problème statique est décrit par l’équation d’équilibre matricielle suivante appliquée pour chaque position (x_0) de la charge mobile :

$$K \cdot \delta(x_0) = F(x_0) \Rightarrow \delta(x_0) = K^{-1} \cdot F(x_0) \quad (2)$$

Dans cette équation, $F(x_0)$ désigne le vecteur de force global appliqué au système, tandis que $\delta(x_0)$ représente le vecteur de déplacement global qui en résulte. La matrice N dans l'équation (3), quant à elle, permet de déterminer le déplacement spécifique $W_s(x_0)$ d'une section donnée du système à partir du vecteur de déplacement global $\delta(x_0)$. En effet, Elle décrit le déplacement de la section examinée dans le vecteur de déplacement global.

$$W_s(x_0) = N \cdot \delta(x_0) = N \cdot K^{-1} \cdot F(x_0) \quad (3)$$

Dans ce contexte, l'inversion de la matrice de rigidité K , dépendante de variables inconnues α_i , pose un défi particulier, surtout pour les systèmes de taille conséquente ($n > 5$). Les méthodes d'inversion directe classiques se révèlent inefficaces, même en employant des logiciels performants tels que Maple, Mathematica, Maxima ou Xcas. La série de Neumann [97] s'impose ainsi comme une alternative intéressante pour contourner cette difficulté (Annexe 5).

$$K^{-1} = \left(K_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^{-1} = \sum_{q=0}^t \left(-K_0^{-1} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^q K_0^{-1} \quad (4)$$

Avec t est l'ordre maximal de la série de Neumann. Il doit être choisi suffisamment grand pour assurer la convergence de la série. Donc la matrice inverse de K est une matrice polynomiale multi variable ($\alpha_{i=1, \dots, n}$) de degré t . La série de Neumann converge à la condition suivante :

$$\left\| K_0^{-1} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right\| < 1 \quad (5)$$

Ceci indique que la différence de rigidité, due à une réduction ou un excédent, doit être relativement faible.

Après substitution des équations (3) et (4), on a la relation suivante :

$$W_s(x_0) = N \cdot \sum_{q=0}^t \left(-K_0^{-1} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^q K_0^{-1} \cdot F(x_0) \quad (6)$$

L'équation (6) définit une relation algébrique à n inconnues (α_i). C'est une équation polynomiale à plusieurs variables (α_i où $i=1, \dots, n$) et de degré t . Avec m déplacements de la charge P développant m vecteurs de chargement ($F_k = F(x_0)$, où $x_0 = k \cdot \Delta L$ et $k=1, \dots, m$) et la connaissance de m déplacements correspondants de la section ($W_{s, k} = W_s(x_0)$), les données de la réponse de déplacement permettent donc de développer un système de m équations non linéaires (polynomiales) et à n inconnues, qui est le suivant :

$$f(\alpha_{i=1,n})_{k=1,m} = \left\{ W_{S,k} - N \cdot \sum_{q=0}^t \left(-K_0^{-1} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^q K_0^{-1} \cdot F_k \right\}_{i=1,n; k=1,m} = 0 \quad (7)$$

IV.3.2 Analyse inverse en contraintes – Cas d'un pont :

Considérons un pont parcouru par une charge en mouvement. La rigidité réelle de la structure pourrait également être déterminée en analysant les réponses des contraintes normales. Ces contraintes sont déterminées à partir des déformations mesurées par des jauges de déformation placées sur les éléments de la structure.

Faisant suite au développement mathématique dans la section précédente IV.3.1, en substituant l'Équation (4) dans l'Équation (2), on obtient l'équation d'équilibre suivante :

$$\delta(x_0) = \sum_{q=0}^t \left(-K_0^{-1} \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^q K_0^{-1} \cdot F(x_0) \quad (8)$$

À partir du vecteur de déplacement global $\delta(x_0)$, par rapport à la position du train (\mathbf{x}_0), le vecteur de déplacement local $\delta_{L,j}(x_0)$ de l'élément fini **examiné** j est déterminé en utilisant la relation matricielle connue suivante :

$$\delta_{L,j}(x_0) = T_{r,j} \cdot N_{L,j} \cdot \delta(x_0) \quad (9)$$

Où $T_{r,j}$ et $N_{L,j}$ sont respectivement les matrices de rotation et d'identification. Les éléments finis examinés j correspondent aux éléments du pont sur lesquels des jauges de contrainte sont placées. Ainsi, le vecteur de forces internes local de l'élément fini j pourrait être présenté comme suit :

$$F_{L,j}(x_0) = K_{L,j} \cdot \delta_{L,j}(x_0) = (K_{L,0,j} + \alpha_j \cdot K_{L,0,j}) \delta_{L,j}(x_0) \quad (10)$$

Ici, K_L , $K_{L,0}$ sont respectivement les matrices de rigidité locale réelle et la matrice de rigidité locale de la structure supposée saine. En substituant l'équation (8) et l'équation (9) dans l'équation (10), on obtient également :

$$F_{L,j}(x_0) = K_{L,j} \cdot T_{r,j} \cdot N_{L,j} \sum_{q=0}^t \left(-K_0^{-1} \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot K_i \right)^q K_0^{-1} \cdot F(x_0) \quad (11)$$

D'autre part, pour un élément fini (poutre/frame) j , défini par ses nœuds extrêmes 1 et 2, ce vecteur de forces internes local est représenté par :

$$F_{L,j}(x_0) = \begin{bmatrix} N_1, V_{y1}, V_{z1}, M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}, N_2, V_{y2}, V_{z2}, \dots \\ M_{x2}, M_{y2}, M_{z2} \end{bmatrix}^T \quad (12)$$

La contrainte normale correspondante sur une section S de l'élément fini (frame) j , en un point défini par ses coordonnées locales x_L, y_L et z_L , est définie par :

$$\sigma_{j,s}(x_0) = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_L + \frac{M_z}{I_z} \cdot y_L \quad (13)$$

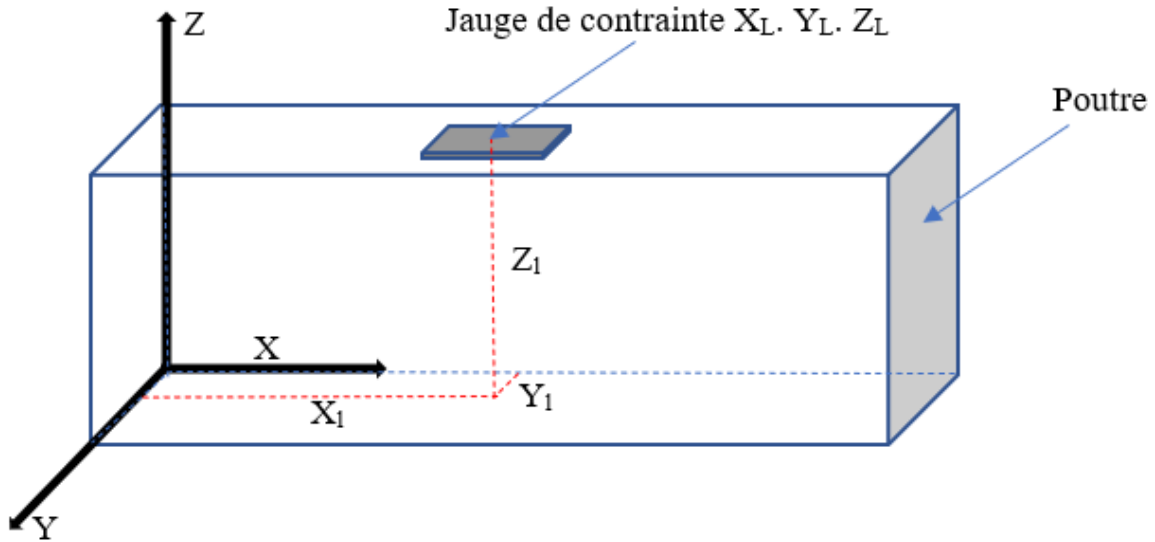


Figure IV-2– Coordonnées de la position de la jauge de contrainte.

En substituant l'équation (11) dans l'équation (13), on obtient une équation polynomiale à n variables α_i ($i=1, \dots, n$) et de degré t (qui correspond à l'ordre de la série de Neumann). Le déplacement d'une charge mobile, comme un train, le long du pont (en m positions, par exemple) génère m vecteurs de force ($\mathbf{F}_k = \mathbf{F}(x_0)$, où $x_0 = k \cdot \Delta L$ et $k=1, \dots, m$). Il est important de noter que le calcul de m valeurs de contraintes normales à partir des déformations mesurées, en utilisant M jauges de déformation placées sur certains éléments j sélectionnés (où $j=1, \dots, M$), permet de développer un système de ($\varepsilon = j \cdot k = M \cdot m$) équations non linéaires à n inconnues α_i . Le problème se transforme alors en un système de $m \cdot M$ équations polynomiales avec n inconnues.

$$f(\alpha_{i=1,n})_{\varepsilon=1,M,m} = \{\sigma_{s,exp,\varepsilon} - \sigma_{s,\varepsilon}(\alpha_i)\}_{i=1,n; \varepsilon=1,M,m} = 0 \quad (14)$$

IV.3.3 Résolution du système d'équations non linéaires polynomiales :

La résolution du système d'équations non linéaires visant à identifier les coefficients de correction α_i dans les équations (7 ou 14) peut être abordée comme un problème d'optimisation. Étant donné que ce système est surdéterminé, il nécessite l'utilisation de techniques d'optimisation non linéaire. Parmi les méthodes classiques, les algorithmes de Gauss-Newton et de Levenberg-Marquardt sont particulièrement adaptés pour ce type de problème, permettant de trouver la solution optimale selon le critère des moindres carrés. L'algorithme de Levenberg-

Marquardt [55] ([Annexe 6](#)) est souvent privilégié pour sa robustesse numérique dans la minimisation de la fonction de coût associée.

Un code Matlab, dénommé IAFEM (Inverse Analysis Finite Element Method), a été développé pour appliquer cette approche numérique. Ce code réalise une analyse inverse des réponses en déplacements et/ou en contraintes, pour des modèles en éléments finis de poutres ou de ponts.

La première partie du code génère les différentes composantes numériques des équations (11) ou (14), notamment la matrice de rigidité globale du pont sain, les matrices de rigidité des éléments finis des divers composants de la structure, les vecteurs de forces appliquées à chaque position (\mathbf{x}_0) le long de la structure, ainsi que les caractéristiques géométriques des éléments contrôlés. La seconde partie du code traite les réponses des jauges de contraintes et/ou de déplacements mesurées sur la structure, et résout les équations (7 ou 14) par optimisation à l'aide de la méthode de Levenberg-Marquardt. Cela permet de calculer les coefficients de correction (α_i) pour chaque élément fini, facilitant ainsi l'évaluation du taux de dégradation ou de la rigidité additionnelle potentielle dans les éléments de la structure.

IV.4. Conclusion :

L'idée principale de la méthode développée est d'exprimer la rigidité réelle d'une structure potentiellement endommagée en fonction de la rigidité initialement supposée d'une structure saine (modèle EF). Cette rigidité est corrigée par un coefficient (α_i), qui est une inconnue à déterminer.

Pour évaluer la rigidité réelle de la structure, nous déterminons les coefficients de correction de rigidité à partir d'une analyse inverse des réponses enregistrées à travers un réseau de capteurs (capteurs de déplacements ou/et jauges de contraintes). Cela se traduit par la résolution d'un système d'équations non linéaires (polynomiales).

Le code Matlab IAFEM permet de résoudre ce système d'équations par optimisation, en utilisant l'algorithme de Levenberg-Marquardt.

Chapitre V : Applications, Résultats et Discussion

V.1. Introduction :

Dans le cadre de cette étude, la méthode de détection des dommages développée a été évaluée sur trois types de structures : un modèle numérique de pont en treillis, un modèle réduit physique testé en laboratoire, et un pont ferroviaire réel. Ce chapitre présente en détail les démarches numériques et expérimentales mises en œuvre pour chacune de ces trois applications, suivies des résultats obtenus et des discussions associées.

V.2. Application 1 : Analyse inverse sur un pont métallique en treillis (Cas numérique)

V.2.1 Objectif de l'étude :

Dans le cadre de l'étude menée par Boumechra [48], un pont métallique en treillis est simulé et analysé avec le code IAFEM pour évaluer l'efficacité de la méthode. Des changements de rigidité ont été envisagés dans certains éléments finis du modèle numérique. En se basant sur les réponses statiques en déplacements sous l'effet de la charge mobile des nœuds sélectionnés (RSDCM), l'objectif était de détecter les changements pré appliqués et leur emplacement.

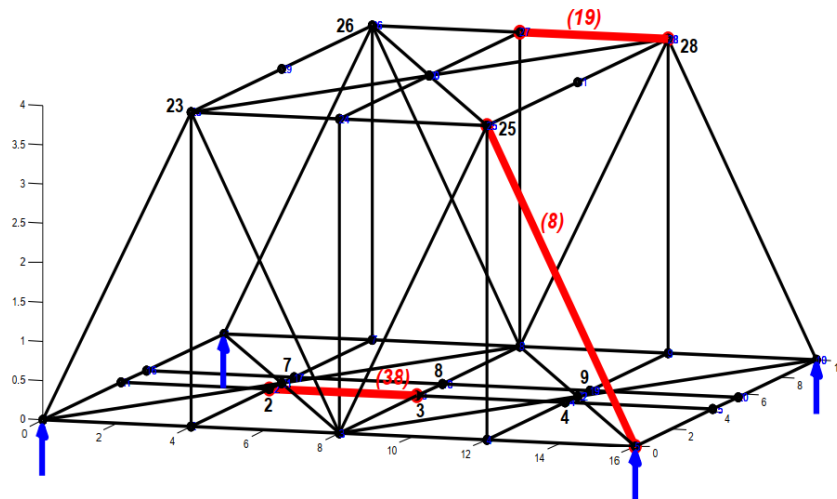


Figure V-1 – Description géométrique de pont à treillis [48].

V.2.2 Définition du système :

L'analyse porte sur un pont métallique à treillis spatial de dimensions $16\text{m} \times 10\text{m} \times 4\text{m}$, reposant sur quatre appuis (simple-double) Figure V-1. Le matériau acier présente un module d'élasticité de $19,5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ et un coefficient de Poisson de 0,30. Une modélisation par éléments finis de type frame, avec 6 degrés de liberté par nœud, est mise en œuvre à l'aide du logiciel Castem. Des dommages sont induits dans les éléments de la structure 8, 19 et 38 respectivement (en couleur rouge- Figure V-1), à savoir : α_i (barre 8) = -60%, α_i (barre 19) = -60% et α_i (barre 38) = -30%. Une charge mobile, simulant une locomotive de 200 kN constituée de deux essieux distants de 3,00 mètres a été appliquée à la structure. Une analyse statique des déplacements dans les directions globales X(longitudinale), Y(transversale) et Z(Verticale) a été effectuée pour les nœuds considérés comme les plus significatifs en vue de la phase ultérieure de l'analyse inverse utilisant le code IAFEM. Le pas du véhicule utilisé pour l'enregistrement des réponses en déplacement est de 0,8 m. Les nœuds sélectionnés sont les numéros 2, 3, 4, 7, 8 et 9 pour la partie inférieure du pont, et les numéros 23, 25, 26 et 28 pour la partie supérieure du pont (voir Figure V-2).

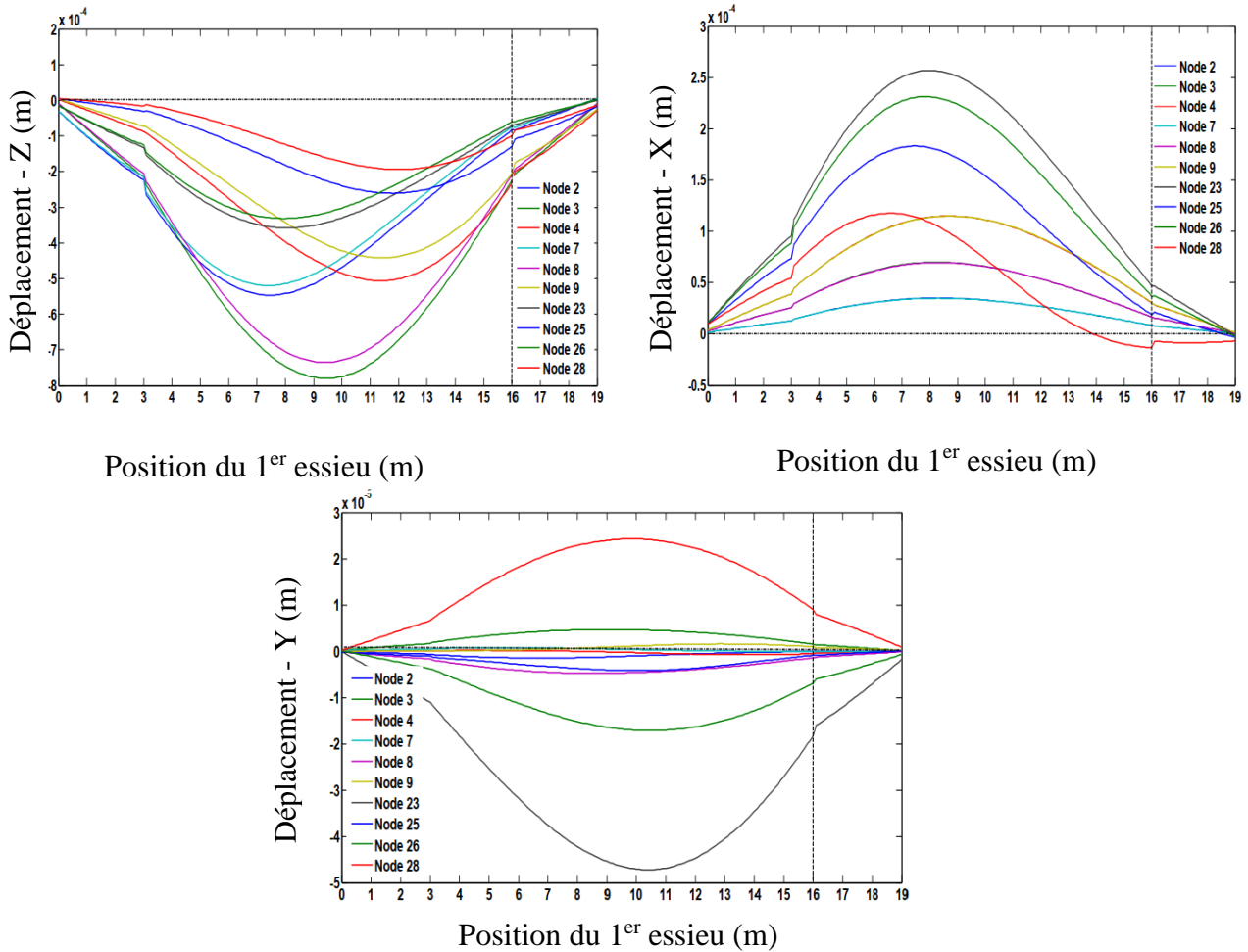


Figure V-2 – RSDCM suivant Z, X et Y respectivement pour les nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9 (partie inférieure), 23, 25, 26 et 28 (partie supérieure) [48].

V.2.3 Discussion des résultats de l'analyse inverse :

Afin de mieux comprendre les résultats de l'analyse inverse effectuée avec le code IAFEM, appliquée aux réponses statiques en déplacement des éléments de la structure de pont sous l'effet d'une charge mobile, différents cas d'études ont été considérés.

Dans un premier test, seuls les déplacements verticaux (Z) des nœuds situés sur la partie inférieure du pont (nœuds 2, 3, 4, 7, 8 et 9) ont été pris en compte. Les résultats montrent une convergence relativement élevée d'environ 98 % pour le longeron (élément 38), une convergence moins importante, autour de 60 %, pour la diagonale (élément 8), et une faible convergence pour la membrure supérieure (élément 19), comme montré dans la Figure V-3(a) et le Tableau V-1.

Dans un deuxième test, en intégrant les déplacements horizontaux (X, Y) des mêmes nœuds, la convergence de la diagonale et de la membrure supérieure s'améliore, atteignant respectivement 80 % et 62 %. Il convient également de noter que le rapport signal sur bruit (SNR) a augmenté de 0,747 dans le premier cas à 3,595 dans le deuxième cas Figure V-3(b).

En exploitant en outre les déplacements verticaux des nœuds 23, 25, 26 et 28, situés sur la partie supérieure du pont (proches des éléments 8 et 19), les résultats se sont encore améliorés. Une convergence remarquable est alors observée : 99 % pour l'élément 8 et 96 % pour les éléments 19 et 38 Figure V-3(c).

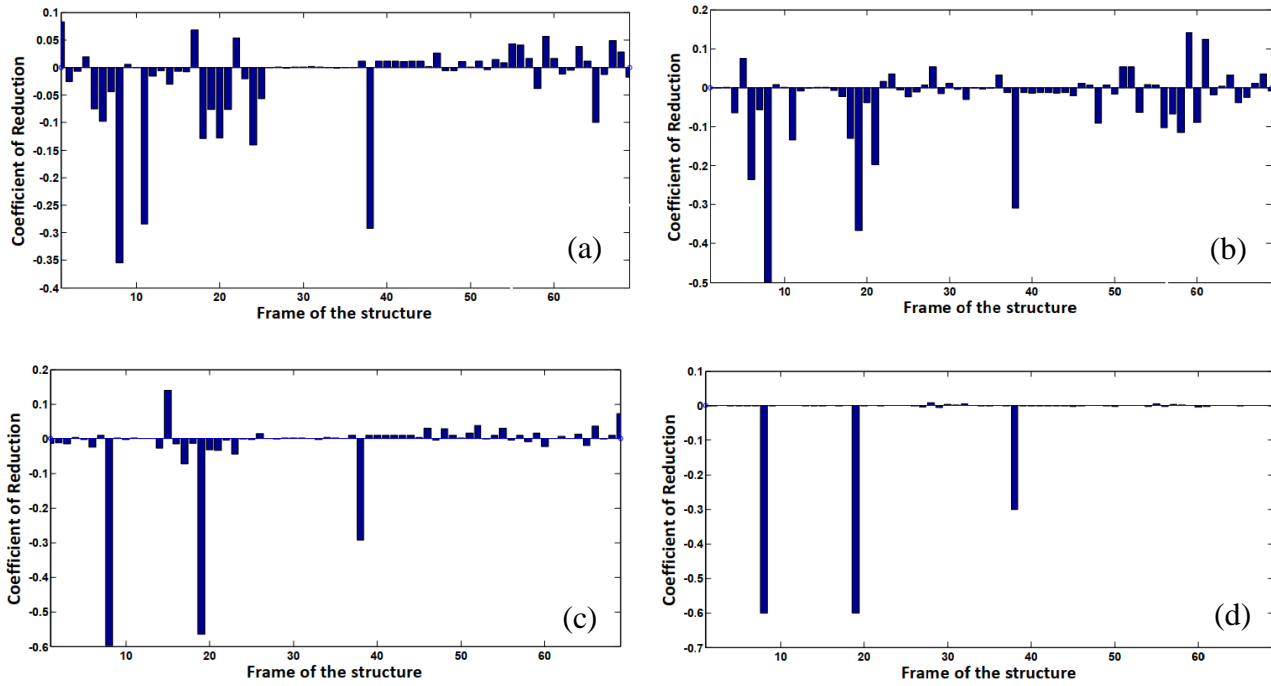


Figure V-3 – Résultats de l'Analyse inverse du pont à treillis [48].

- a) considérant les RSDCM selon l'axe Z des nœuds 2, 3, 4, 7, 8 et 9 ;
- b) considérant les RSDCM selon les axes Z, X et Y des nœuds 2, 3, 4, 7, 8 et 9 ;
- c) considérant les RSDCM selon l'axe Z des nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26 et 28 ;
- d) considérant les RSDCM selon les axes Z, X et Y des nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26 et 28.

Tableau V-1 – Coefficients de réduction de rigidité

Cas	Déplacement considéré	Nœuds traités	Nombre de données = Nombre d'équations non linéaires	Coefficient de correction (ou réduction) de rigidité		
				Élément 8 (-60%)	Élément 19 (-60%)	Élément 38 (-30%)
1	Axe Z	2, 3, 4, 7, 8, 9	120	-0,355	-0,076	-0,29
2	Axes X, Y, Z	2, 3, 4, 7, 8, 9	360	-0,490	-0,370	-0,310
3	Axe Z	2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26, 28	200	-0,595	-0,580	-0,290
4	Axes X, Y, Z	2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26, 28	600	-0,6005	-0,6005	-0,3001

Le dernier test a exploité les données de déplacement dans les trois directions pour l'ensemble des nœuds mentionnés précédemment. Les coefficients de réduction de rigidité des éléments 8, 19 et 38 ont convergé parfaitement vers les valeurs prédéfinies initialement, soit respectivement : $\alpha_8 = -0,6005$, $\alpha_{19} = -0,6005$, $\alpha_{38} = -0,3001$ [Figure V-3\(d\)](#). Cette convergence s'accompagne d'un rapport signal/bruit (SNR) de 17,285, obtenu à partir de l'analyse inverse des données définies par un système de 600 équations polynomiales non linéaires et 69 inconnues.

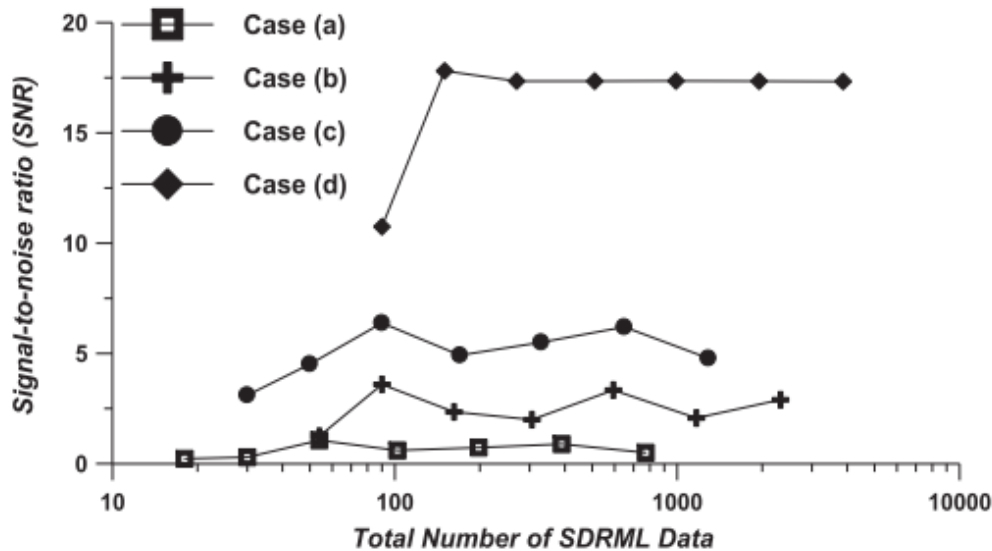


Figure V-4 – Convergence des résultats de l'analyse inverse par rapport au nombre de données des RSDCM.

- a) considérant les RSDCM selon l'axe Z des nœuds 2, 3, 4, 7, 8 et 9 ;
- b) considérant les RSDCM selon les axes Z, X et Y des nœuds 2, 3, 4, 7, 8 et 9 ;
- c) considérant les RSDCM selon l'axe Z des nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26 et 28 ;
- d) considérant les RSDCM selon les axes Z, X et Y des nœuds 2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26 et 28.

V.2.4 Influence de la quantité des données exploités et de l'incertitude sur l'analyse inverse :

Dans le but d'analyser l'effet du volume de données traités ainsi que celui des incertitudes de mesure sur la convergence de la méthode inverse et donc sur la détection des dommages dans la structure étudiée deux cas d'études ont été envisagées :

V.2.4.1. Influence du volume de données (sans bruit) :

Dans la première étape, les RSDCM des nœuds sélectionnés (2, 3, 4, 7, 8, 9, 23, 25, 26 et 28) ont été calculés en considérant plusieurs pas de chargement : 8 ; 4 ; 2 ; 1 ; 0,5 ; 0,25 et 0,125 respectivement, l'analyse inverse par la suite permet de construire la courbe de la [Figure V-4](#). Pour chacun des quatre scénarios étudiés, il est à noter que la quantité de données employée influence la convergence. Toutefois, cette influence reste limitée par rapport à l'importance de choisir soigneusement les nœuds et les degrés de liberté à contrôler. Cette dernière assure une convergence adéquate de l'analyse inverse. Ceci est justifié par la valeur élevée du rapport signal/bruit (17,5) pour le scénario (d) sur la [Figure V-4](#). Ce ci facilite la détection des dommages ou des variations de rigidité des éléments structurels. En conséquence, le choix des nœuds, des degrés de liberté et des RSDCM correspondants constitue une phase importante pour l'analyse inverse. Elle doit être suffisamment bien choisie pour pouvoir estimer la rigidité globale de la structure.

V.2.4.2. Influence de l'incertitude dans les données de déplacements :

Dans la deuxième étape, les RSDCM calculées précédemment (scénario 4 = analyse des déplacements dans tous les directions x, y et z) ont été altérées par l'ajout d'un bruit aléatoire uniforme de différentes amplitudes, puis une analyse inverse a été effectuée avec le logiciel IAFEM pour les différents niveaux d'incertitude respectivement (10^{-3} , 10^{-4} , 10^{-5} , 10^{-6}).

La fiabilité des résultats de l'analyse inverse, évaluée par les valeurs extrêmes (supérieure et inférieure) de l'erreur relative de la norme du vecteur « facteur de réduction de la rigidité » ou le rapport signal / bruit du même vecteur, est conditionnée par la qualité des données initiales (RSDCM). Une faible incertitude sur les RSDCM garantit une meilleure précision. Par ailleurs, en raffinant les données, c-à-d en réduisant le pas de mobilité de la charge, on observe une convergence plus rapide des résultats et une diminution de leur dispersion. Cet effet est clairement illustré dans la Figure V-5 et le Tableau V-2 : pour un niveau d'incertitude maximum des donnée $\Delta = 1.10^{-4}$, l'augmentation du nombre d'équations de 150 à 4590 entraîne une diminution significative de l'erreur relative et ainsi une augmentation du rapport SNR de 5 à 13.

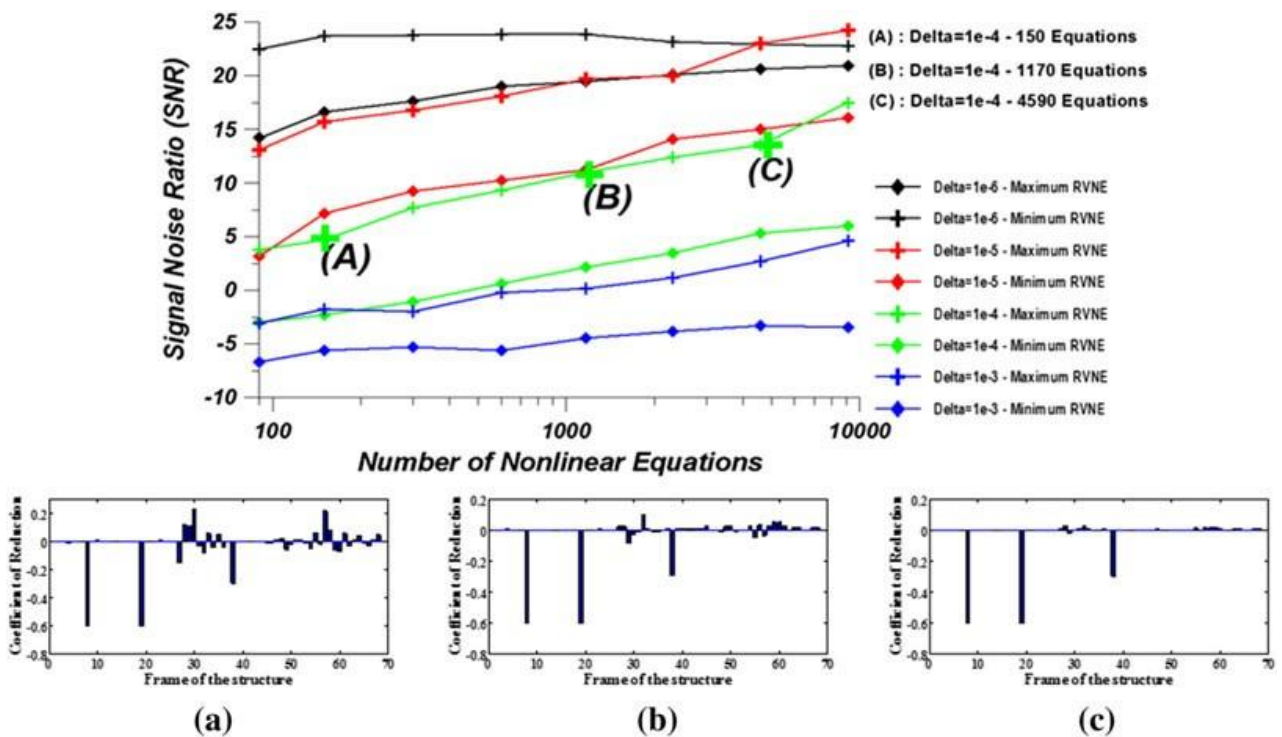


Figure V-5 – Convergence de l'analyse inverse par rapport aux données incertaines.

Tableau V-2– Convergence de l'analyse inverse par rapport aux données incertaines.

Niveau d'incertitude	(Maximum) 1×10^{-4}		
Nombre d'équations	150	1170	4590
SNR	5	10	13

V.2.5 Conclusion

La qualité de l'analyse inverse repose sur un choix réfléchi des nœuds, des degrés de liberté qui seront mesurés, enregistrés et analysés. Ce choix doit être fait de manière à pouvoir bien estimer la rigidité globale de la structure. Les résultats numériques confirment la convergence et la stabilité de la méthode développée. De plus, l'analyse de sensibilité aux incertitudes des déplacements mesurés a montré que l'augmentation du nombre de données améliore la convergence des résultats et permet d'atténuer l'impact des incertitudes.

V.3. Application 2 : Détection des changements de rigidité dans un modèle prototype de tablier de pont en acier soumis à un chargement statique par extensométrie.

V.3.1 Objectif de l'étude :

L'objectif de cette application est d'évaluer la rigidité réelle d'un système métallique constitué d'éléments barres (représentant un modèle prototype d'un tablier de pont métallique) fabriqué en laboratoire, en effectuant une analyse inverse à l'aide du code IAFEM, par rapport aux mesures de déplacements et de contraintes obtenues à l'aide de capteurs de déplacements et de jauges de contraintes respectivement.

V.3.2 Description de la structure et du processus expérimental :

La structure à étudier est un modèle prototype d'un tablier de pont en acier, constitué de deux poutres principales longitudinales et de sept poutres transversales (pièces de pont) en cornières (L40x40x4 mm), ainsi que de deux longerons en fer plat (40x3 mm) [Figure V-6 \(a\)](#). Ce modèle, d'une longueur de 2,4 m et d'une largeur de 0,5 m, repose sur quatre appuis (simple/double). Des goussets, de formes et dimensions variées, sont fixés par soudures aux membrures principales. Les liaisons entre les poutres longitudinales et les pièces de pont sont boulonnées, tandis que celles entre les poutres transversales et les longerons sont soudées. Un essai de traction a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé ($E=210\ 000\ \text{N/mm}^2$, $\nu=0,30$).

Pour simuler les charges de service, des forces concentrées ont été appliquées successivement en différents points du tablier. Des mesures de déplacement ont été ensuite effectuées aux extrémités des pièces de pont à l'aide de capteurs de déplacement inductifs HBM (modèle WA-50mm-T / [Annexe 7](#)) [Figure V-6 \(b\)](#). Parallèlement, des mesures de contraintes ont été réalisées avec des jauges de contrainte HBM (modèle LY11-10 / 120 ohms / [Annexe 2](#)), positionnées en trois points spécifiques choisis sur les poutres principales, proches de la mi-travée [Figure V-6 \(c\)](#).

Pour les jauges de contraintes, un montage électrique en demi-pont de Wheatstone à fils multiples (5 fils) a été utilisé. Cette configuration permet d'augmenter la sensibilité du signal, de compenser les effets indésirables liées aux câbles de connexion (chute de tension, dérive du zéro) et de réduire l'influence des variations de température. Une alimentation en fréquence porteuse de 4800 Hz, associée à un câblage blindé et correctement mis à la terre, a permis de limiter le bruit électromagnétique et les tensions thermoélectriques, conformément aux recommandations des références [94], [96]. L'acquisition des données a été réalisée à l'aide d'un système complet HBM, comprenant un amplificateur Quantum MX410 ([Annexe 8](#)) et le logiciel Catman, ce qui nous a permis de collecter, visualiser et traiter les données expérimentales.



Figure V- 6 – Dispositif expérimental de mesure des déplacements et de contraintes sur le modèle prototype, (a) : Modèle soumis au chargement ; (b) : Capteur de déplacement ; (c) : Jauge de contraintes montées en $\frac{1}{2}$ pont).

V.3.3 Modélisation de la structure (modèle numérique de référence) :

Le modèle éléments finis est construit en utilisant l'éléments finis poutre avec 6 degrés de liberté par nœud, généré via un code Matlab. La discrétisation du modèle, illustrée sur la [Figure V-7](#) comprend 92 nœuds, 81 éléments finis et un total de 552 degrés de liberté. Le modèle comporte deux appuis doubles (aux nœuds 65 et 86), deux appuis simples (aux nœuds 71 et 92), reposant sur des murs de briques [Figure V-6 \(a\)](#). De plus, 28 liaisons rigides sont assignées aux points de connexions afin de prendre en compte le décalage et la superposition des éléments. Dans ce modèle numérique, les goussets ont été négligés.

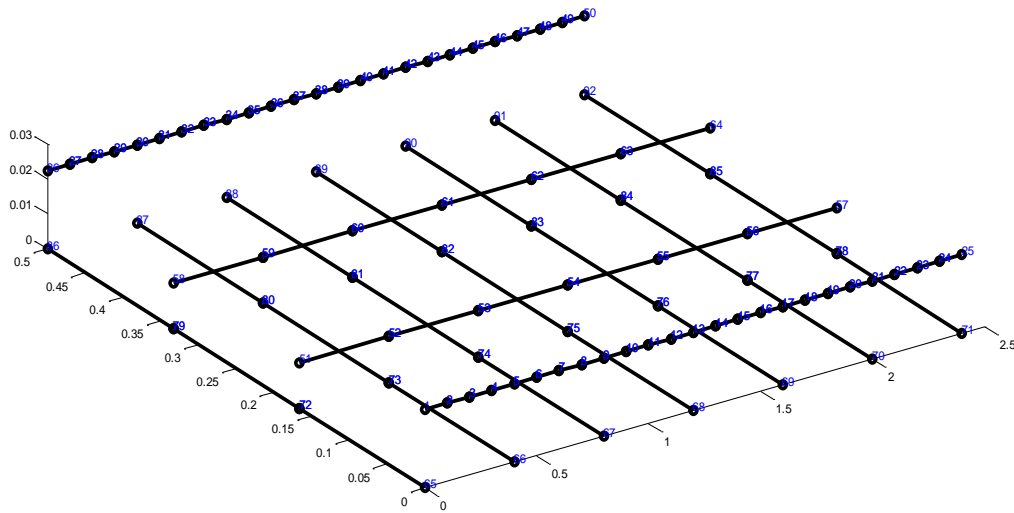


Figure V-7– Modèle numérique EF de référence de la structure (présentation graphique par Matlab).

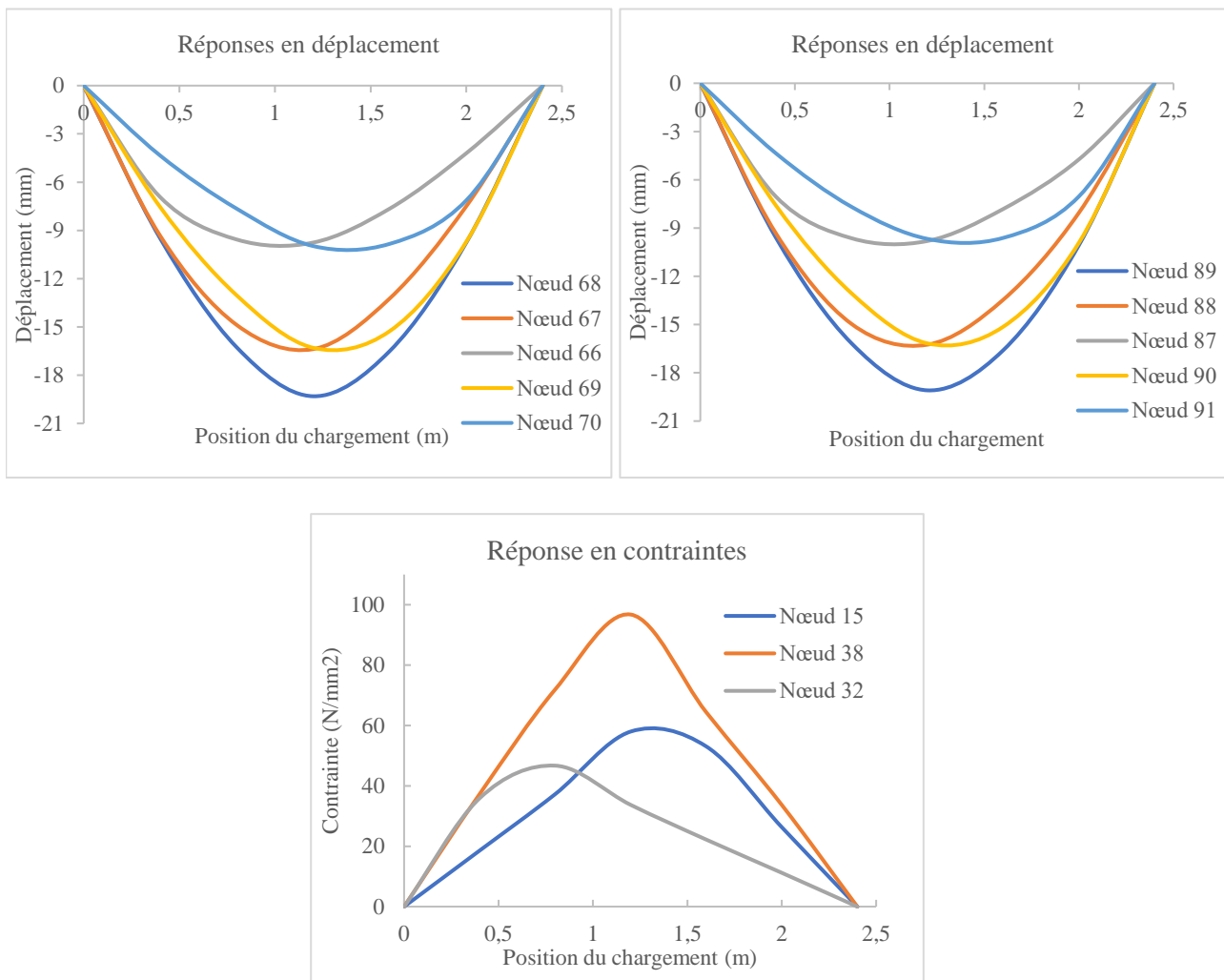


Figure V-8 – Réponses RSDCM/RSCCM enregistrée au laboratoire.

V.3.4 Réponses statiques en déplacements et contraintes (RSDCM/RSCCM) :

Deux charges statiques mobiles parallèles de 1kN sont appliquées successivement sur les deux longerons du tablier selon un pas de chargement de 0,40m. Ainsi les réponses en déplacements RSDCM des nœuds (66 ; 67 ; 68 ; 69 ; 70 ; 87 ; 88 ; 89 ; 90 et 91) et contraintes RSCCM des nœuds (15 ; 32 et 38) relatives aux différentes positions de la charge mobile ont été enregistrés à l'aide de capteurs de déplacement et jauges de contraintes. Ces mesures ont permis d'obtenir 50 enregistrements de déplacements verticaux et 15 enregistrements de contraintes (direction longitudinale) Figure V-8.

V.3.5 Analyse inverse des réponses et discussion des résultats :

Afin d'évaluer la raideur réelle du système métallique étudié, une analyse inverse par le code IAFEM est appliquée au modèle numérique qui est composé de 81 éléments finis. Les inconnues du problème sont les coefficients de correction associés aux caractéristiques géométriques des éléments : la section transversale A de l'élément, les moments d'inertie en flexion (I_y ; I_z) et en torsion I_x . Ainsi, le système comporte un total de 324 inconnues (81 élément finis x 4 caractéristiques). L'analyse a été effectuée en trois étapes successives : en considérant d'abord uniquement les données des déplacements, puis uniquement les données de contraintes, et enfin l'ensemble des données (contraintes + déplacements).

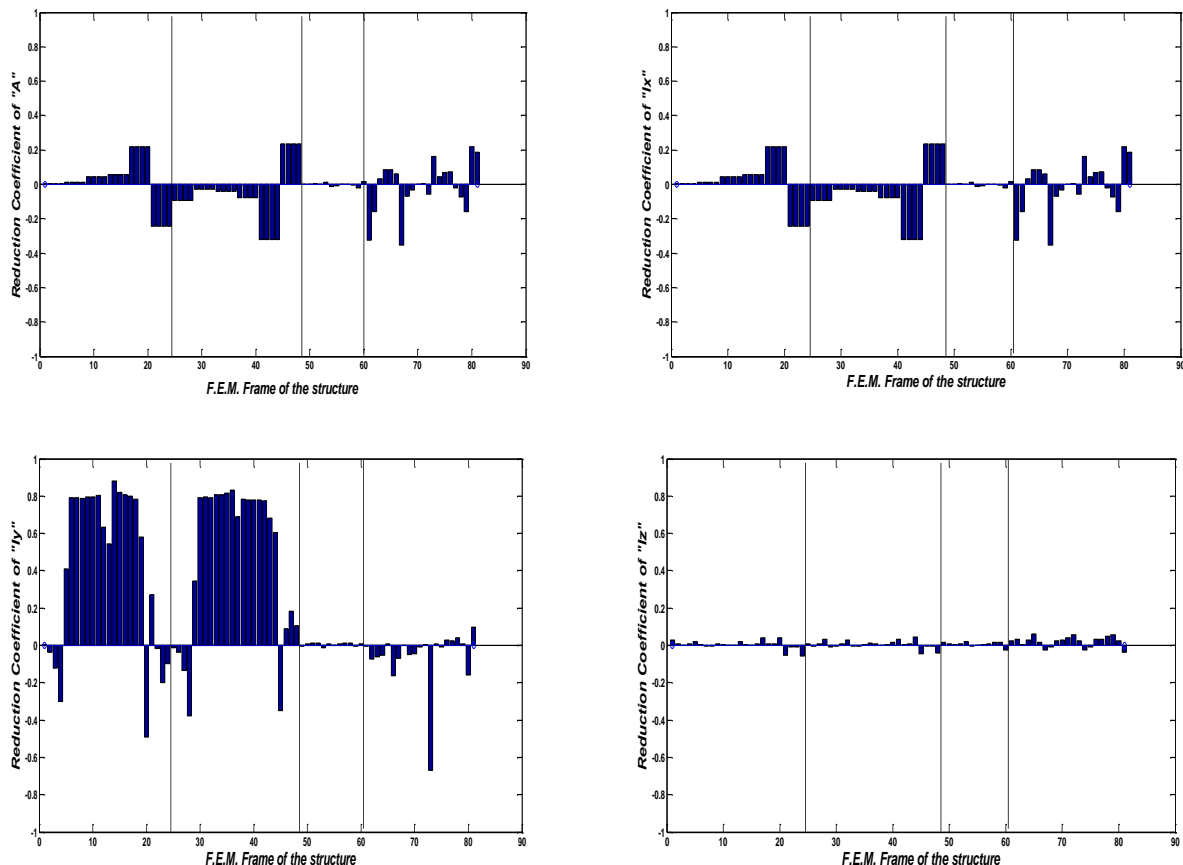
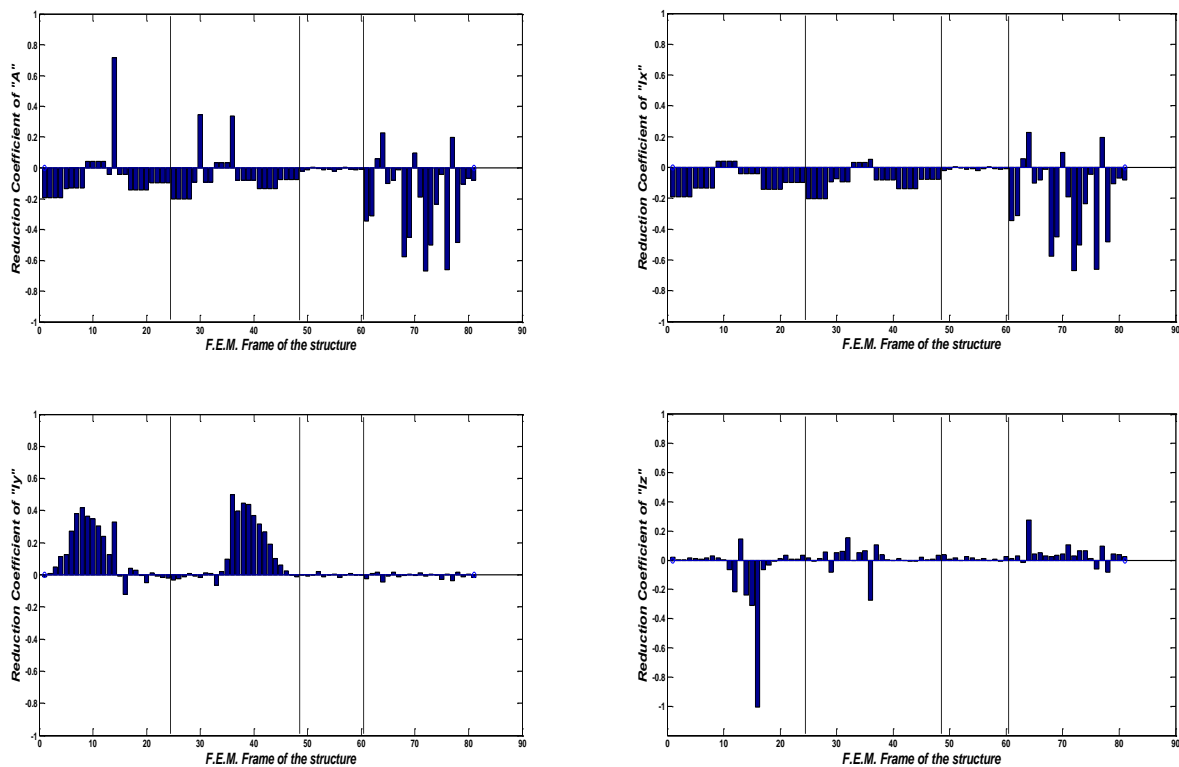


Figure V-9 – Résultats de l'analyse inverse correspondant aux déplacements, concernant la section A, le moment d'inertie de torsion I_x et les moments d'inertie de flexion I_y et I_z respectivement.

En se basant sur les résultats de l'analyse inverse des réponses de déplacement enregistrées pour différentes positions de la charge, illustrées dans la [Figure V-9](#), il est possible de dégager plusieurs observations.

La correction de la rigidité axiale par rapport à la section A et au moment d'inertie de torsion varie entre +23% et -33% pour les poutres principales. Cette correction est négligeable pour les longerons, tandis qu'elle reste assez variable, entre +23% et -33%, pour les pièces de pont.

Concernant les rigidités flexionnelles associées au moment d'inertie de flexion I_y , les coefficients de correction des poutres principales sont proches de 0,80, à l'exception des éléments situés à proximité des appuis. En revanche, pour les rigidités flexionnelles relatives au moment d'inertie de flexion I_z , leur contribution est négligeable, se traduisant par une correction minimale. Cela s'explique par la géométrie horizontale du système structurel et les charges qui lui sont perpendiculaires.



[Figure V-10](#) – Résultats de l'analyse inverse correspondant aux contraintes, concernant la section A, le moment d'inertie de torsion I_x et les moments d'inertie de flexion I_y et I_z respectivement.

Les résultats de l'analyse inverse des réponses de contrainte, illustrée à la [Figure V-10](#), est relativement similaire à celles des déplacements de la [Figure V-9](#). Les corrections sur la raideur axiale par rapport à la section transversale A et celle relative au moment d'inertie de torsion I_x sont variables entre 0 et -21% dans les poutres principales, négligeables sur les longerons et assez variables pour les pièces de pont. Il est à noter que les éléments finis sur lesquels sont placées les jauges de contraintes (14, 30 et 36) présentent des corrections de raideur axiale relativement importantes par rapport aux restes des éléments des poutres principales (respectivement +70%, +35% et +34%). Pour la raideur flexionnelle correspondante au moment d'inertie I_y , les coefficients de correction sont variables entre 0 et +40%, avec des valeurs plus faibles près des appuis. Pour la raideur flexionnelle correspondante au moment d'inertie I_z , leurs contributions sont négligeables.

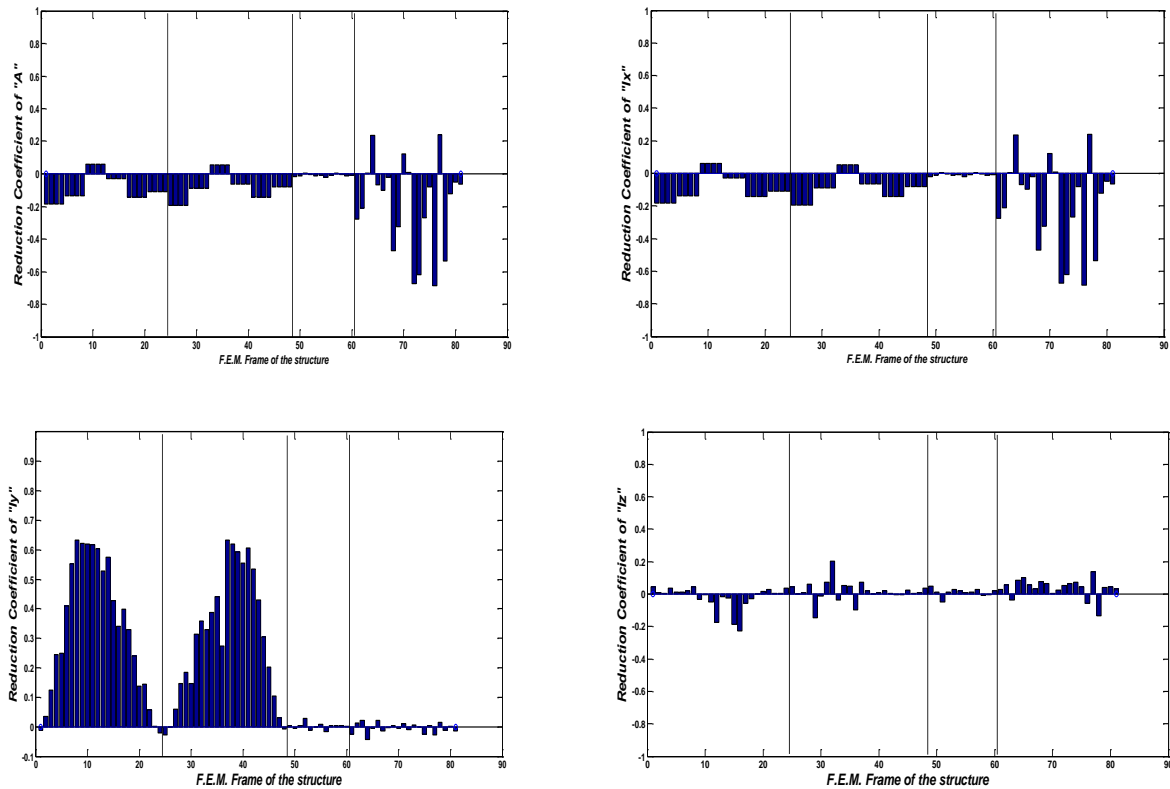


Figure V-11 – Résultats de l’analyse inverse correspondant aux déplacements + contraintes, concernant la section A, le moment d’inertie torsionnelle I_x et les moments d’inertie flexionnelle I_y et I_z respectivement.

Lorsque les réponses en déplacements et celles en contraintes ont été considérés simultanément dans l'analyse inverse, l'observation principale est une augmentation de la correction de la raideur en flexion I_y des poutres longitudinales, variant de 0 % à +60 %, à l'exception de celles situées près des appuis (voir Figure V-11).

Ces résultats suggèrent que le modèle numérique initial en éléments finis (type frame) sous-estimait la raideur réelle des poutres principales. Ce résultat peut être expliqué par un décalage de l’axe neutre de la poutre après déformation par rapport aux centres de gravité des sections le long des poutres. En adoptant la relation d’Huygens, on peut supposer un décalage de l’axe de la poutre à mi-travée de 10,7 mm par rapport au centre de gravité de la section.

L'utilisation d'un élément shell serait donc plus appropriée pour ce type de géométrie et pour une telle distribution de contraintes surfacique non uniforme. Par ailleurs, nous observons que l'ajout de goussets aux poutres principales a pu augmenter leur raideur en flexion. Ce résultat peut être validé par un modèle numérique plus précis utilisant des éléments finis shell Figure V-12, ainsi que par un modèle d'éléments finis de poutre corrigé en raideur flexionnelle selon les résultats de l'analyse inverse.

Il convient de noter que ces résultats se basent sur le traitement, par le code IAFEM, de 50, 15 et 65 informations respectivement pour déterminer 324 inconnues ou coefficients de correction. Comme démontré dans le travail de Boumechra [48], un réseau de capteurs plus dense aurait ainsi permis de suivre davantage de degrés de liberté et d’améliorer la convergence.

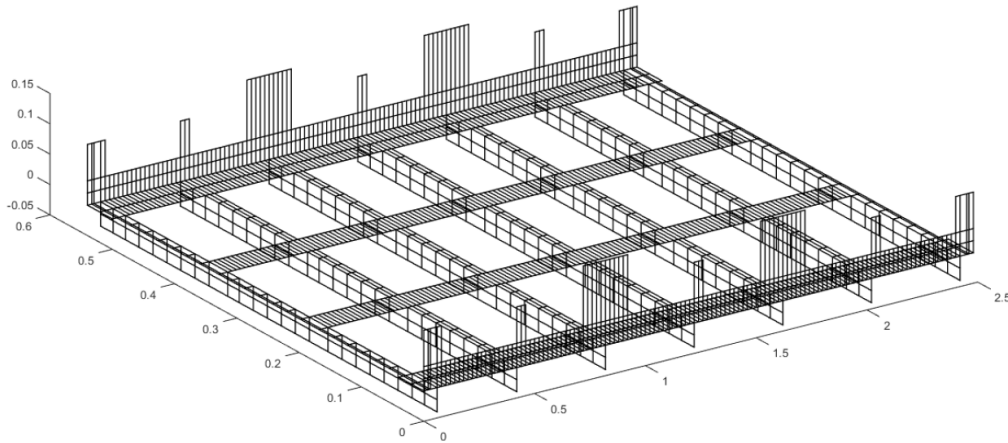


Figure V-12 – Modèle éléments finis shell du modèle prototype du pont métallique (Matlab).

Tableau V-3 – Comparaison entre les différents modèles expérimentaux et numériques (Cas de chargement à mi portée).

Modèle	Modèle EF Shell	Modèle EF Frame (+60% raideur en flexion PP)	Modèle EF Frame (sans changement de raideur)	
σ (noeud 15)	57.99 N/mm ²	57.73N/mm ² (-0.5%)	60.8 N/mm ² (+5%)	80 .24 N/mm ² (38%)
σ (noeud 38)	96.75 N/mm ²	117.15N/mm ² (+21%)	108.4 N/mm ² (+12%)	144.6 N/mm ² (+49%)
σ (noeud 32)	33.7 N/mm ²	31.202N/mm ² (-7%)	34.7 N/mm ² (+3%)	48.14 N/mm ² (+43%)
δ_v (noeud 66)	9.756mm	9.64mm (-1%)	10.0 mm (+2.5%)	15.54 mm (+59%)
δ_v (noeud 67)	16, 38mm	16.67mm (+2%)	17.4 mm (+6%)	27.5 mm (+68%)
δ_v (noeud 68)	19.31 mm	19.91 mm (+3%)	20.1 mm (+4%)	32.29 mm (+67%)

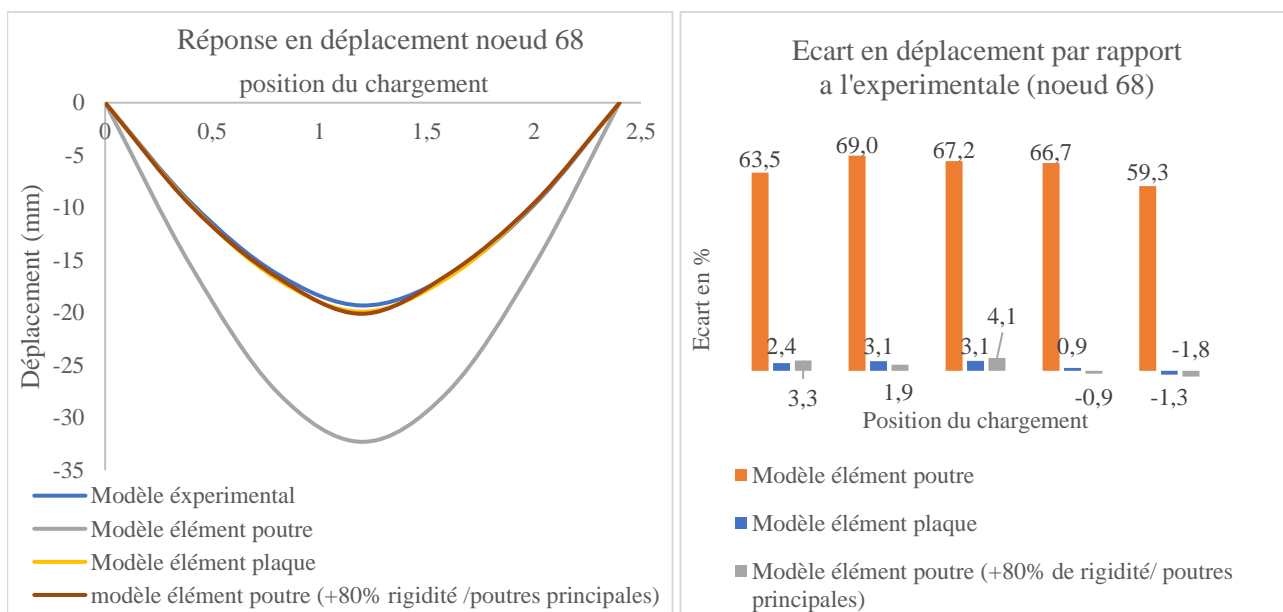


Figure V-13 – Comparaison entre les modèles numériques et l’expérimental (Réponse en déplacement Nœud 68).

La [Figure V-13](#) et le [Tableau V-3](#) montrent respectivement les réponses en déplacements du nœud 68 sous 5 positions de la charge mobile (le long des longerons) ainsi que l'écart observé entre les différents modèles numériques et les données expérimentales sous l'effet de la charge au milieu de la portée, confirmant que la méthode développée permet d'évaluer la raideur réelle d'un système structurel donné.

V.3.6 Conclusion :

L'analyse inverse par le code IAFEM, appliquée à un modèle prototype de tablier de pont en acier testé en laboratoire sous charge statique, a permis de déterminer la rigidité réelle des éléments structuraux et d'ajuster en conséquence le modèle numérique initial. Cette évaluation de la rigidité constitue ainsi une étape essentielle pour vérifier la conformité entre la conception théorique et la réalisation pratique de la structure. Elle offre également un moyen de valider les modèles numériques et les méthodes de calcul employés. Plus encore, elle permet à l'ingénieur de détecter d'éventuels défauts ou dégradations au sein d'une structure.

V.4. Application 3 : Détection des endommagements dans un pont en acier en utilisant une analyse inverse des réponses en contraintes sous un trafic ferroviaire réel – cas du pont à Ouled Mimoun, w. Tlemcen.

V.4.1 Objectif de l'étude :

Le transport ferroviaire en Algérie n'a cessé de croître depuis sa création en 1857. Actuellement, le trafic atteint une capacité de 43 millions de passagers et 4 millions de tonnes de fret. En effet, le réseau exploité s'étend sur une distance de 4200 km et comprend plus de 2000 ponts ferroviaires dont environ 20 % existent depuis plus d'un siècle [98]. Les ponts représentent les tronçons les plus sensibles car leur éventuelle dégradation peut sérieusement affecter la sécurité des voyageurs, et peut avoir des répercussions commerciales et économiques importantes.

Pour cette partie, le travail de recherche expérimental a évolué à un niveau supérieur et concernait un ouvrage d'art réel qui présentait des dégradations sévères.

L'objectif principal de cette troisième application consiste à examiner à quel point la méthode développée pourrait être mise en œuvre sur un pont réel dans des conditions opérationnelles et environnementales différentes de celles des cas numériques et de laboratoire.

Dans la partie nord-ouest du pays, la Compagnie des Chemins de Fer de l'Algérie Occidentale a construit, en 1889, le tronçon ferroviaire entre Tabia et Tlemcen (64 km) dans le cadre du deuxième plan d'extension de la ligne reliant Oued Tlelat à Tlemcen. Ce tronçon ferroviaire comportait 11 ponts métalliques (en fer puddlé). Le pont étudié se trouve dans le village Ouled Mimoun, anciennement appelé Lamoricière, wilaya de Tlemcen. Il a été construit en 1889. Il constitue un excellent exemple pour notre étude car il a subi divers impacts, principalement de camions, entraînant des dommages importants à sa partie centrale.

Vu que le pont se trouve à 250 m de la gare de Ouled Mimoun, la vitesse d'entrée ou de sortie des trains à la gare est si faible qu'on peut supposer que la réponse du pont est quasiment statique. Ceci a été confirmé par les enregistrements des mesures de contraintes au niveau des jauges de contraintes lors du monitoring par le module d'acquisition dynamique HBM Quantum MX-410 ([Annexe 8](#)).

Les contraintes normales dues au passage d'un train réel ont été mesurées à partir des déformations enregistrées à l'aide de jauges de contraintes placées sur certains éléments du pont. Sur la base des réponses enregistrées lors du passage de trains voyageurs, une analyse inverse a été développée à partir d'un modèle numérique de la structure afin de détecter les zones endommagées et d'évaluer le taux de d'endommagement.



Figure V-14 – Vue sur le côté nord « pont de Ouled Mimoun ».

V.4.2 Description de l'ouvrage :

Comme le montre la [Figure V-14](#), l'ouvrage étudié est un pont métallique biais situé à l'entrée de la gare ferroviaire de la ville de Ouled Mimoun. La structure est composée de deux poutres principales en treillis mesurant 13,6 m de longueur et 1,50m de hauteur et d'un tablier inférieur de 4,80m de largeur. Celui-ci est traversé par une seule voie ferroviaire non ballastée soutenue par des traverses en bois directement posées sur les longerons comme indiqué sur la [Figure V-15](#).



Figure V-15 – Vue sur le tablier du pont « Ouled Mimoun ».

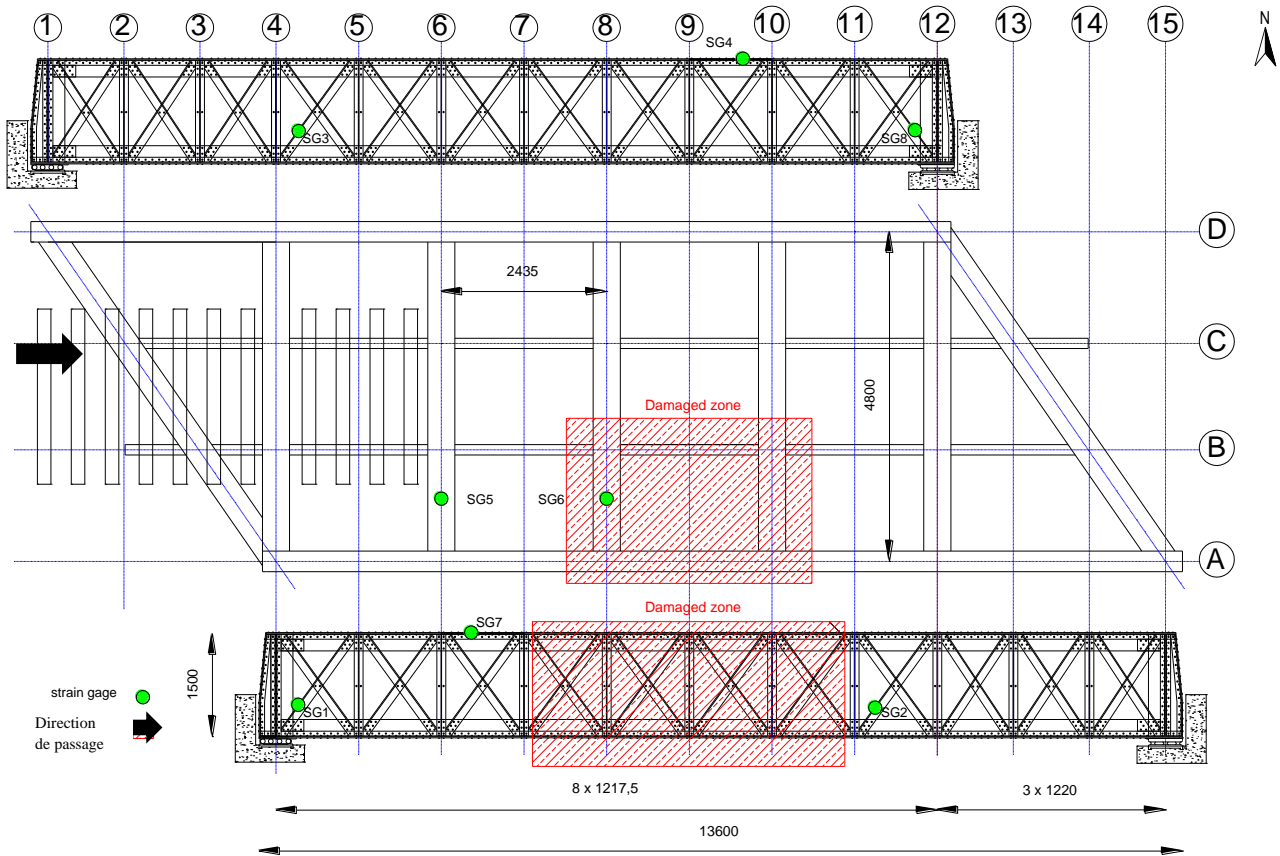


Figure V-16 – Vue en plan et en élévation du pont, zones endommagées, position des jauges de contraintes .

Le pont repose simplement sur deux culées en maçonnerie de pierre de taille. Les éléments du pont sont confectionnés à partir des tôles et cornières en fer puddlé, assemblés au moyen de rivets. Des essais physiques et mécaniques sur des échantillons du fer puddlé ont été réalisés au laboratoire et ont donné les résultats suivants : densité=7,3 ; $E=1,785 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$; $\nu=0,3$; $f_y=245 \text{ N/mm}^2$; $A=14.4\%$ [98], [99].

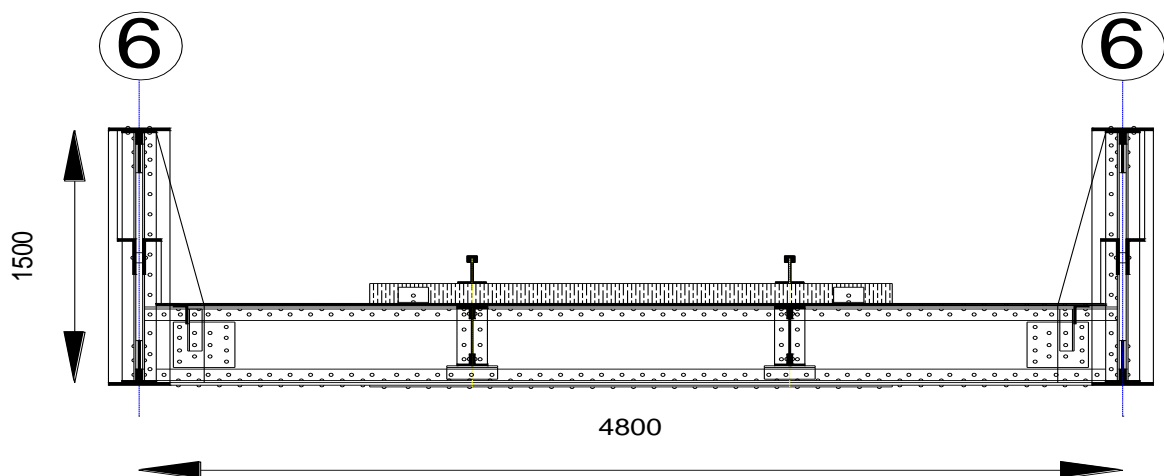


Figure V-17 – Coupe en élévation.

V.4.3 Relevé pathologique de l'ouvrage :

Durant ses 130 ans d'existence (1889-2019), le pont a subi plusieurs chocs par des camions en raison de sa faible élévation au-dessus de la route (3.6m) et surtout dans les dernières décennies. Cela a engendré de multiples dommages dans sa partie centrale entre les axes (7-11) comme indiqués sur la Figure V-16.

Une analyse détaillée révèle les pathologies suivantes :

- **Poutre principale côté sud** : Déformation plastique hors plan importante de la partie centrale Figure V-18 (a). Une partie de la membrure inférieure présente une plastification de section transversale et une déchirure partielle sur toute sa largeur Figure V-18 (b).
- **Panneaux (5-7)** : Fortes déformations plastiques locales et déchirures partielles des montants et des diagonales Figure V-18 (b)-(c) et (d).
- **Pièces de pont et longerons (axes 6-10)** : Déformations plastiques et déchirures localisées sur les semelles inférieures de la partie centrale Figure V-18 (e).
- **Platelage** : Détachement du platelage dans la zone percutée (axe 8) Figure V-18 (f).

Par ailleurs, une corrosion plus ou moins prononcée affecte l'ensemble de la structure, particulièrement la zone sud endommagée par les impacts.



(a) Déformation plastique hors plan



(b) Zone centrale endommagée



(c) Déformation plastique de la diagonale



(d) Déchirure d'une diagonale



(e) Déformations plastiques concentrées



(f) Détachement du platelage

Figure V-18 – Pathologies relevées sur l’ouvrage.

V.4.4 Procédé expérimental :

Le pont a été testé durant les mois de décembre et janvier 2019. Huit jauges de contrainte ont été placées sur certains éléments du pont comme l’indique la [Figure V-16](#). Le choix de l’emplacement a été basé sur les éléments qui ont présenté numériquement des sollicitations importantes ainsi que les éléments les plus proches de la zone endommagée. Le choix a été conditionné aussi par l’accessibilité aux points de mesures. Les réponses en contraintes longitudinales dues au passage de différents trains ont été enregistrées.

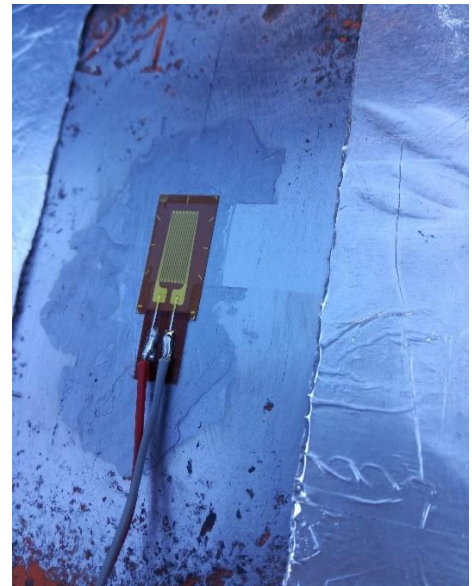
Les mesures de déformations ont été effectuées par des jauges de contrainte linéaires HBM (LY11-10 / 120 – voir [Annexe 2](#)) montées en demi-pont de Wheatstone à cinq fils : une jauge dans la direction longitudinale de l’élément avec une autre de compensation sur une pièce métallique séparée, non chargée et soumise aux mêmes conditions de température, telle observée sur la [Figure V-19 \(b\) et \(c\)](#). Ce montage permet d’augmenter la sensibilité du signal et de compenser les effets des longs câbles de connexion (chute de tension, dérive du zéro) ainsi que les variations de température et leurs effets sur les câbles et l’élément. Une alimentation en fréquence porteuse de 4,8 kHz et un câblage blindé et correctement mis à la terre ont été utilisés pour réduire les bruits électromagnétiques et les tensions thermoélectriques selon les recommandations du fabricant HBM [94], [96]. L’acquisition des données, illustrée sur la [Figure V-19 \(a\)](#), a été réalisée à l’aide de l’amplificateur HBM Quantum MX410 ([Annexe 8](#)), avec une fréquence d’échantillonnage choisie de 50 Hz ; La visualisation et le traitement des données informatiques s’est fait par le logiciel Catman (HBM). L’alimentation électrique autonome de l’instrumentation a été assurée par une batterie et un convertisseur de tension.

V.4.5 Chargement :

La suite de l’étude s’appuie sur les données recueillies sur les huit jauges présentées dans la [Figure V-16](#). Ces données ont été collectées sous le passage du train voyageur, comme illustré dans les [Figures V-20 et V-21](#). Ce train était composé d’une locomotive General Motors GT22CW tractant trois wagons passagers. Des informations plus détaillées sur la composition du train et la répartition des charges sont fournies dans le [Tableau V-4](#) et la [Figure V-21](#).



(a) Système d'acquisition de données



(b) Jauge de contrainte longitudinale



(c) Jauge de compensation

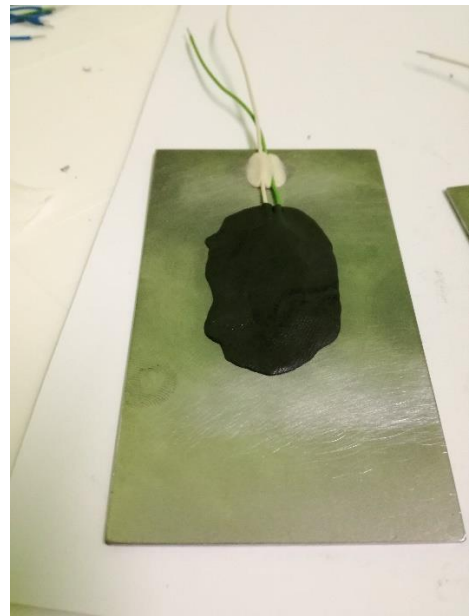


Figure V-19 – Procédé expérimental de mesure des contraintes.

Tableau V- 4 – Informations sur le train circulant sur le pont (services SNTF)

Paramètre	Train 1	Train 2
Heure du passage	10h52	16h49
Vitesse du train	10.97 m/s	7.75 m/s
Nombre d'essieux	18	18
Poids (essieu locomotive)	18,22 T	18,22 T
Poids (essieu wagon voyageur)	10 T	10 T
Jauges concernés	SG1, SG2, SG3, SG4	SG5, SG6, SG7, SG8



Figure V-20 –Vue du train circulant sur le pont étudié.

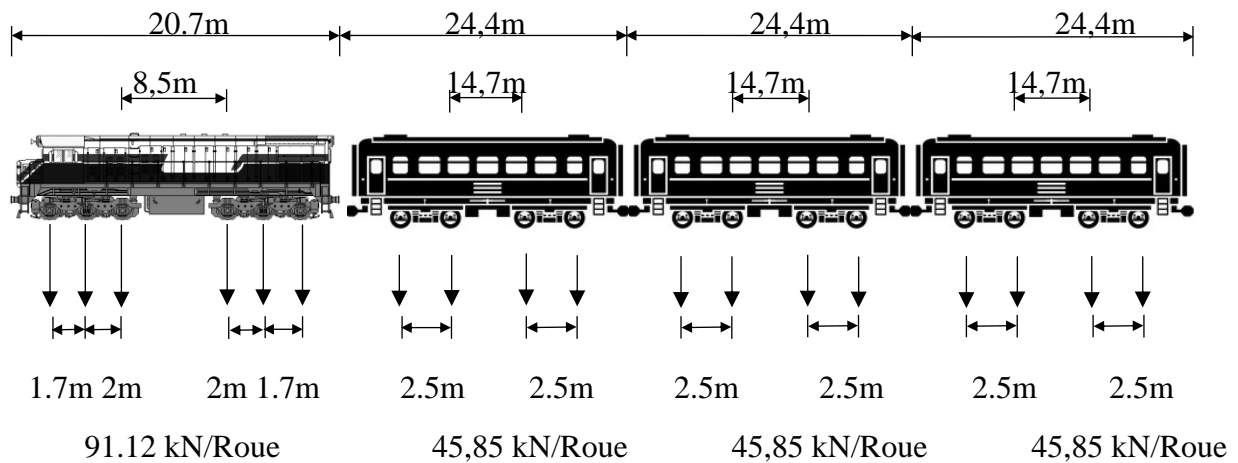


Figure V-21– Configuration du train circulant sur le pont.

V.4.6 Réponses en contraintes :

Les réponses en contraintes normales enregistrées dans le temps, par rapport à la position de la charge mobile sont présentées dans la [Figure V-22](#) ; L'effet du passage de chaque groupe d'essieux de la charge mobile est clairement illustré dans la [Figure V-22](#). Les courbes présentent un comportement symétrique autour des sections observées : elles augmentent lorsque la force s'approche et elles deviennent plus petites lorsqu'elle s'éloigne de la section mesurée. L'amplitude des contraintes diffère significativement entre les différents composants. Les valeurs extrêmes induites par le passage des essieux de la locomotive ainsi que ceux des wagons passagers sont résumées dans le [Tableau V-5](#). On constate que le mode dynamique des réponses est négligeable, les réponses sont quasiment statiques, ceci est dû d'une part à la faible vitesse du train sur le pont ($V_{Train1}=39.5\text{km/h}$; $V_{Train2}=27.9\text{km/h}$) et d'autre part à la grande rigidité de la structure.

Il est à indiquer qu'une valeur maximale de -53N/mm^2 est relevée sur la membrure comprimé de la poutre latérale nord (SG4). Une valeur de -42.5N/mm^2 est enregistrée sur la membrure comprimée du côté sud proche de la zone endommagée (SG7). Sur (l'axe 5), la fibre supérieure de la pièce de pont subit des contraintes de compression maximales de $-27,6\text{ N/mm}^2$. Celle située dans la zone

endommagée (axe 6) avait des valeurs plus élevées, -40,6 et -16,6 N/mm² sous la charge des essieux de la locomotive et des wagons passagers respectivement. Vu le mode opératoire difficile à réaliser dans certaines parties du pont, il était difficile de placer une jauge sur la membrure inférieure des poutres, des pièces de pont ou des longerons. Les résultats des mesures de contraintes dans ces zones pouvaient être plus importantes et intéressantes à les exploiter dans ce travail.

V.4.7 Modèle numérique de référence :

Afin de mieux comprendre le comportement du pont et d'établir un modèle numérique représentatif, diverses simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP2000. Deux approches de modélisation ont été privilégiées : une modélisation par éléments finis « frame » et une autre par éléments finis shell, comme illustré en Figure V-23. Une analyse comparative détaillée de ces deux modèles sera présentée dans les sections suivantes.

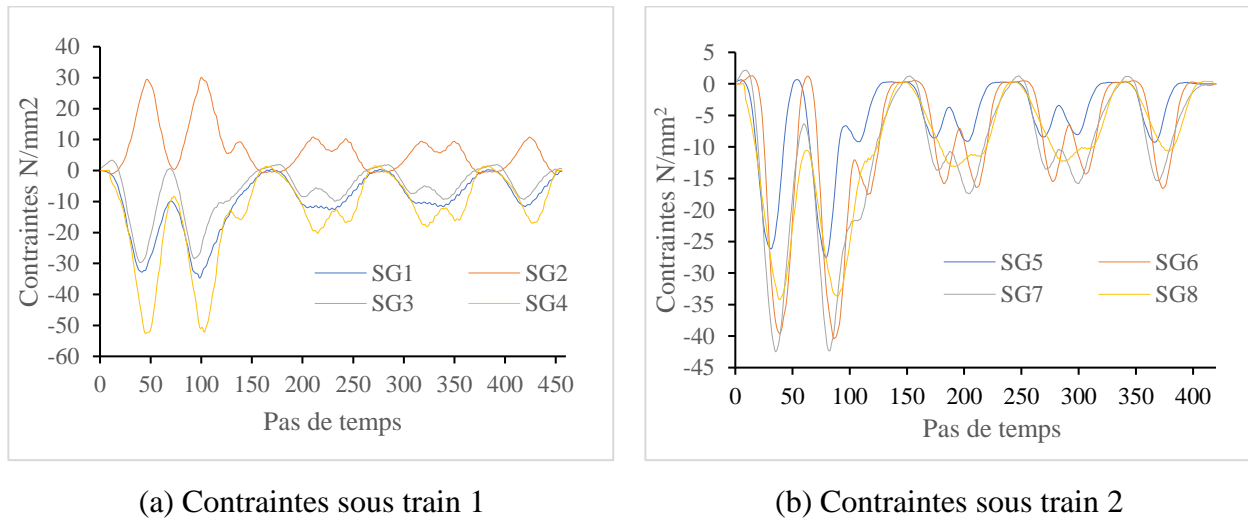
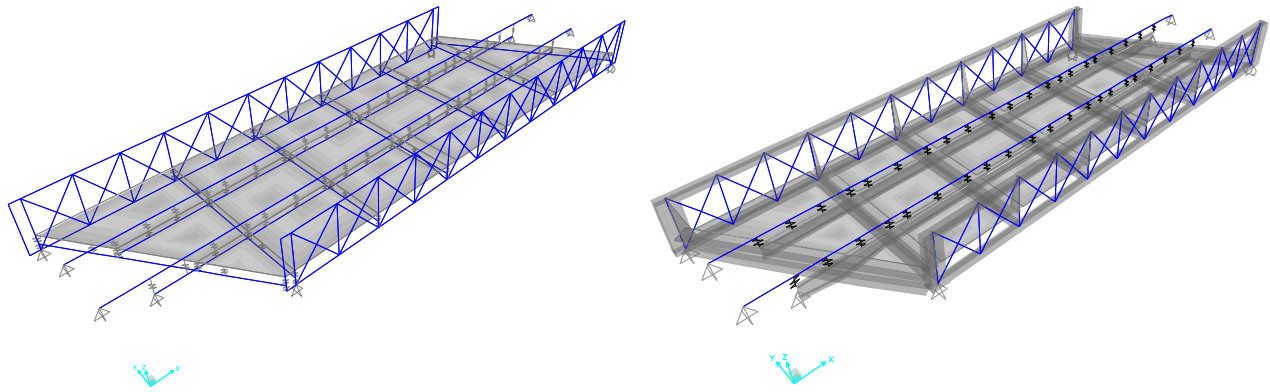


Figure V-22 – Réponses en contraintes enregistrées sur les jauges SG1-SG8.

Tableau V-5 – Contraintes maximales

Élément	Contrainte max sous essieux locomotive	Contrainte max sous essieux wagon voyageurs
	(N/mm ²)	(N/mm ²)
(SG1) Diagonale côté sud 2	-34.9	-12.8
(SG2) Diagonale côté sud 1	+30.9	+11.3
(SG3) Diagonale côté nord 1	-29.9	-9.7
(SG4) Membrure sup côté nord	-53.2	-20.7
(SG5) Pièce de pont 1	-27.6	-9.3
(SG6) Pièce de pont 2	-40.6	-16.6
(SG7) Membrure sup côté sud	-42.5	-17.1
(SG8) Diagonale côté nord 2	-34.3	-13.3



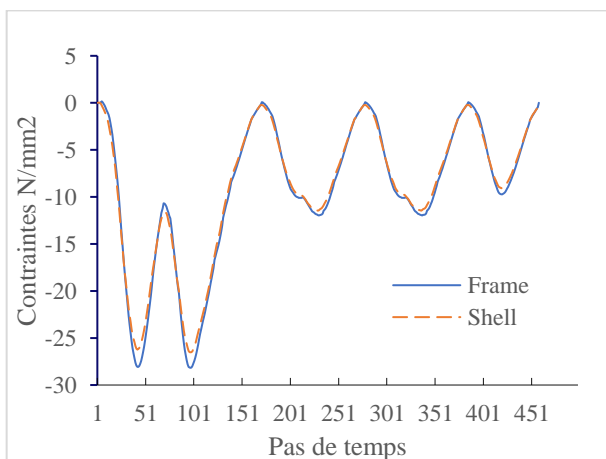
(a) Modèle en éléments finis « Frame ».

(b) Modèle en éléments finis « Shell ».

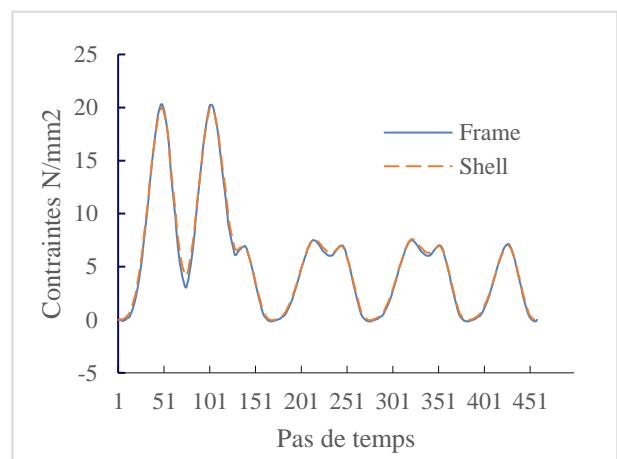
Figure V-23– Modèles éléments finis SAP2000.

V.4.7.1. Modèles numériques éléments finis Frame et en Shell :

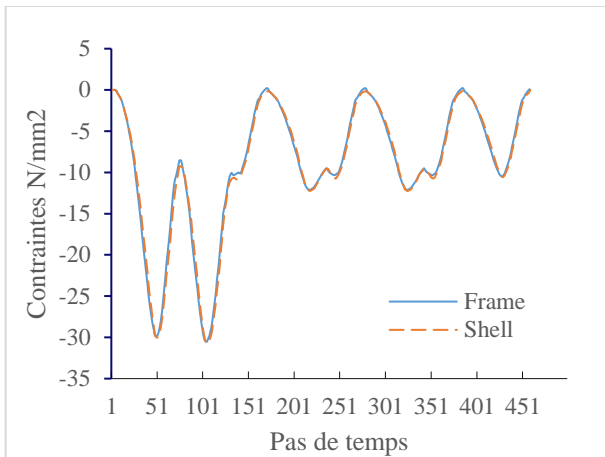
La simulation numérique en éléments finis Shell converge vers des valeurs de contraintes normales relativement proches de celles du modèle éléments finis frame. Une différence ne dépassant pas les 5% est enregistrée sur les diagonales travaillant en traction et ceux en compression selon la Figure V-24(a) et (b). Elle se situe entre 1 et 2% au niveau des membrures supérieures des poutres principales comme le montre la Figure V-24 (c). La Figure V-24 (d) montre un écart variant de 1 à 5% sur les pièces de ponts de la partie centrale. Une différence maximale de 8% est observée à travers la Figure V-24(e) sur la membrure inférieure la plus sollicitée.



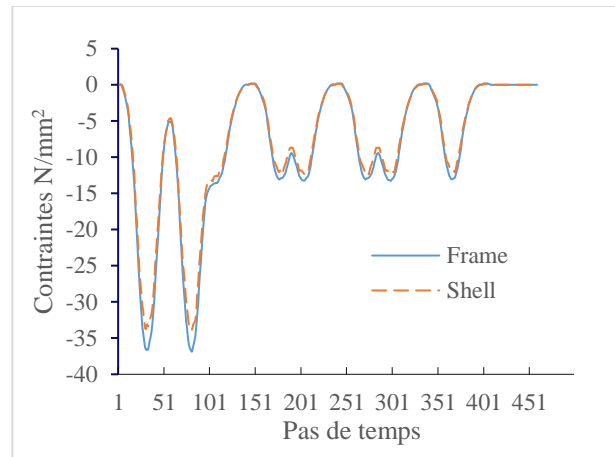
(a) Contraintes - diagonale comprimée



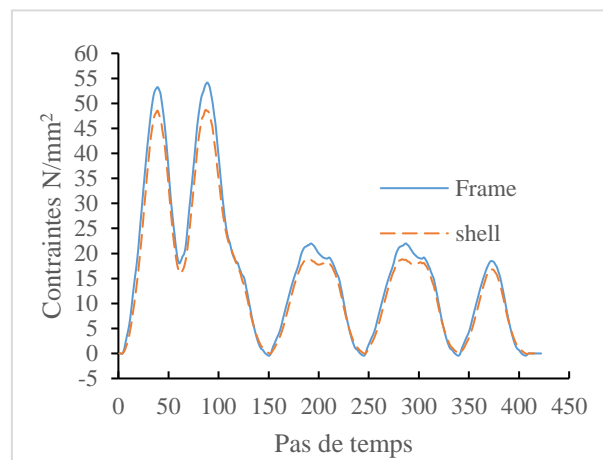
(b) Contraintes - diagonale tendue



(c) Contraintes-Membrure supérieure



(d) Contraintes – Pièce de pont

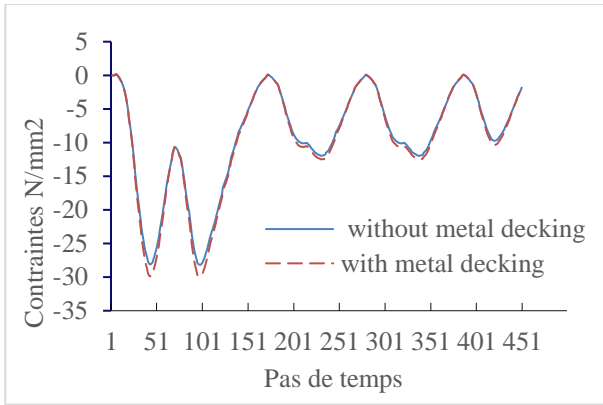


(e) Contraintes – Membrure inférieure

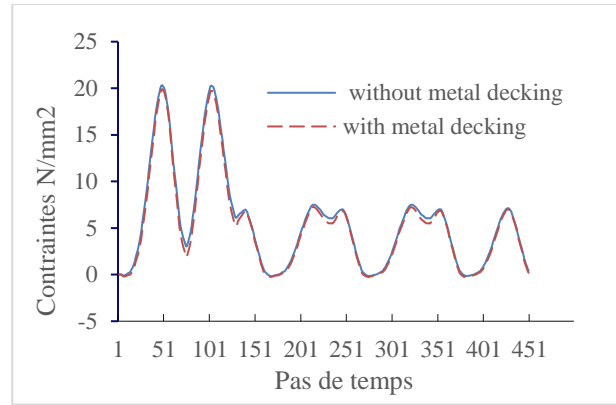
Figure V-24 – Comparaison entre les résultats des contraintes des deux les modèles éléments finis « frame » et « Shell ».

V.4.7.2. L'influence du platelage métallique :

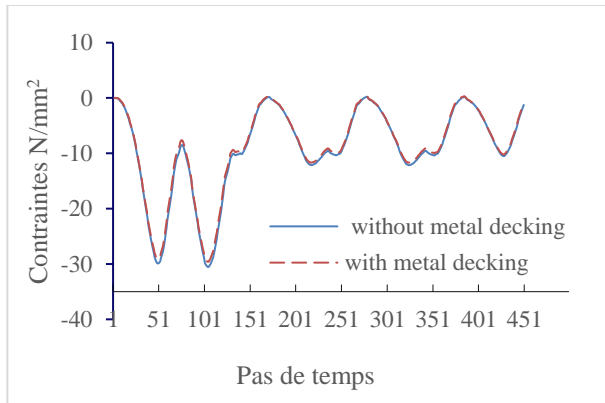
Afin de comprendre l'effet des éléments surfaciques sur le comportement des différents composants du pont, des simulations ont été réalisées avec et sans platelage du tablier. Comme l'illustre la Figure V-25 (a), (b) et (c), l'effet du platelage métallique sur le comportement en contraintes normales des diagonales et des poutres principales est négligeable. L'écart ne dépasse pas les 5%. Pour les pièces de pont, son effet est important, la différence atteint les 75% comme indiqué sur la Figure V-25 (d). Cela paraît évident, puisqu'en présence du platelage, la raideur du tablier augmente, entraînant une redistribution des efforts (une partie des efforts est absorbée par le platelage), réduisant en conséquence la valeur de la contrainte normale. Un effet similaire est observé au niveau de la membrure inférieure sur la Figure V-25 (e) avec un écart de 45%.



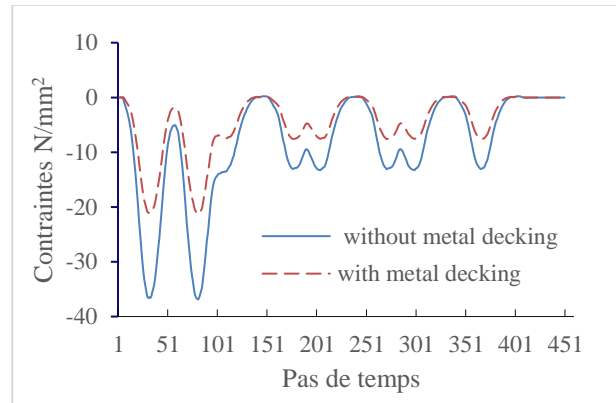
(a) Contraintes - diagonale comprimée



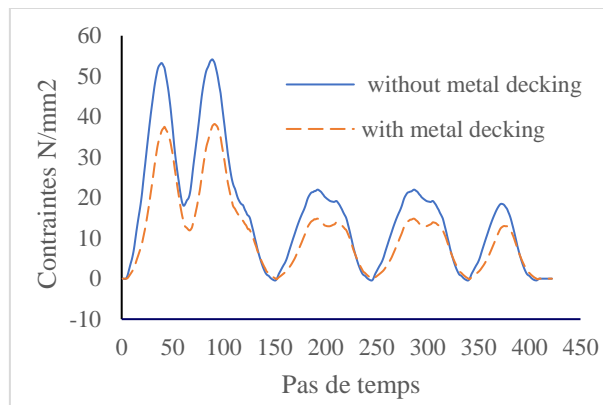
(b) Contraintes - diagonale tendue



(c) Contraintes-Membrure supérieure



(d) Contraintes – Pièce de pont



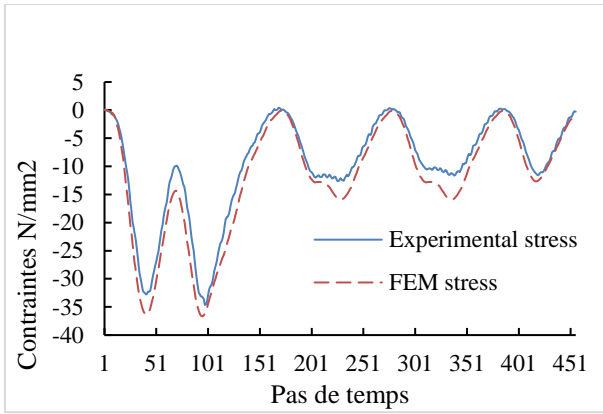
(e) Contraintes – Membrane inférieure

Figure V-25 – Réponses en contraintes FEM - Effet du platelage métallique

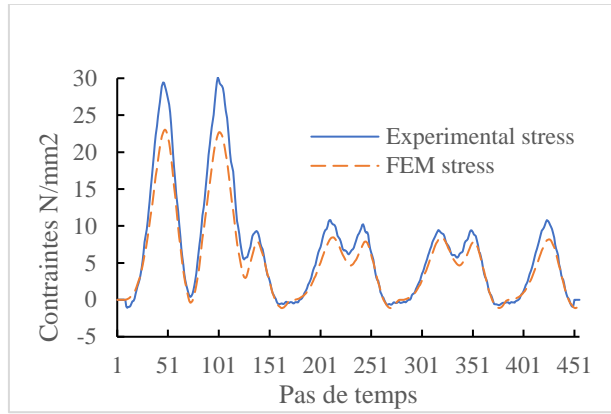
V.4.7.3. Comparaison des réponses en contraintes expérimental /numérique :

La Figure V-26 présente la superposition des signaux expérimentaux des mesures de contraintes enregistrés sur le pont endommagé et des résultats numériques obtenus à partir d'un modèle par éléments finis frame du pont à l'état sain.

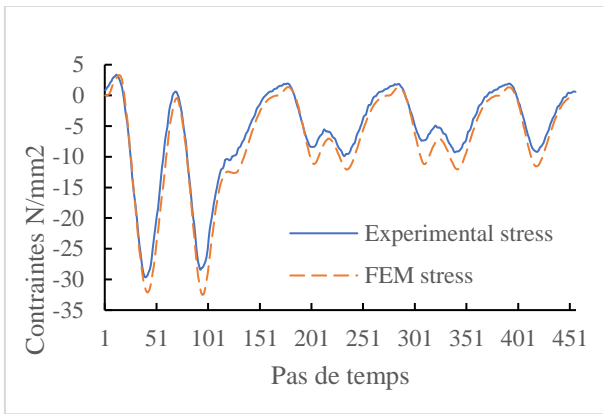
En comparant les signaux de contraintes mesurés par les jauges de contrainte avec ceux calculés numériquement pour le pont sain, on observe un écart relatif compris entre -10% et -15% sur les diagonales comprimées (SG1, SG3 et SG8). Cet écart est plus important sur la diagonale travaillant en traction (SG2) du côté endommagé du pont, avec une augmentation de +26% des contraintes mesurées par rapport aux valeurs numériques.



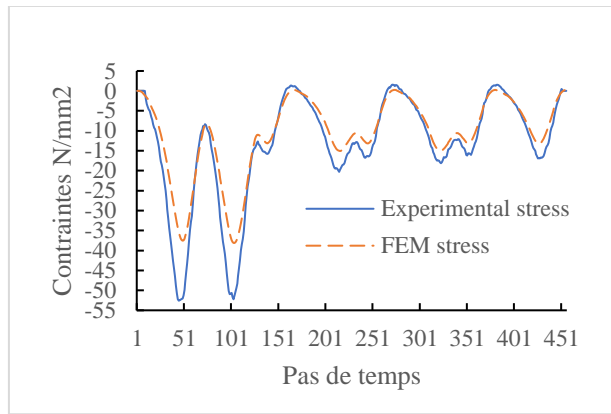
(a) Signal (SG 1) Diagonale comprimée



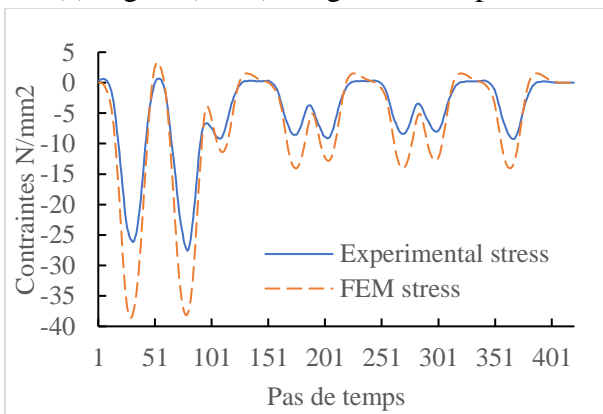
(b) Signal (SG2) Diagonale tendue



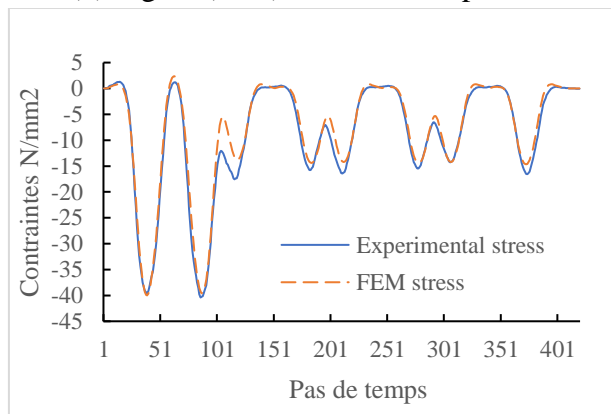
(c) Signal (SG 3) Diagonale comprimée



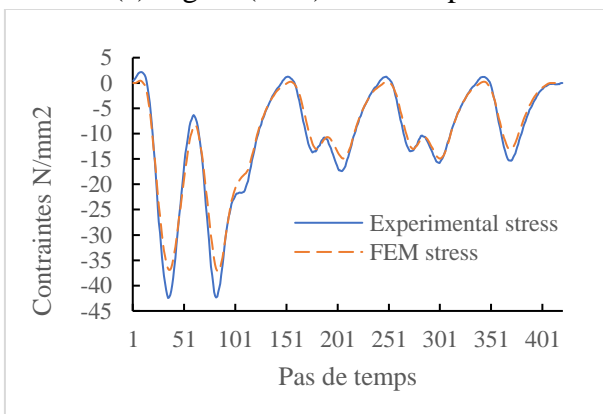
(d) Signal (SG4) Membrure supérieure



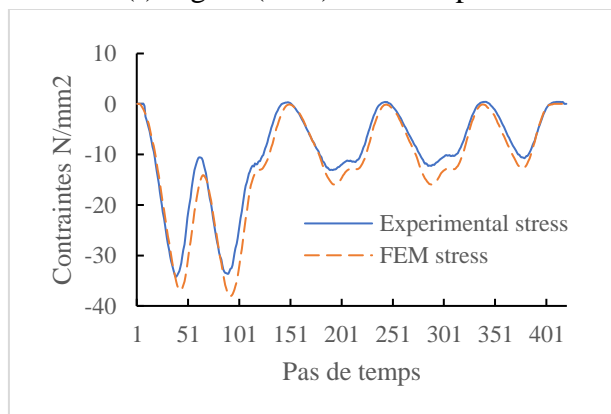
(e) Signal (SG5) Pièce de pont



(f) Signal (SG6) Pièce de pont



(g) Signal (SG7) Membrure supérieure



(h) Signal (SG 8) Diagonale comprimée

Figure V-26– Réponses en contraintes expérimentale /numérique.

La différence dépasse les -40% sur la pièce de pont (Axe6 - SG5), alors qu'une valeur de +1% seulement est enregistrée sur la pièce de pont située dans la zone endommagée (Axe8 - SG6). Un écart de +30% est observé sur la membrure supérieure de la poutre principale du côté nord (SG4) et de +13% sur celle du côté sud endommagée.

Compte tenu des résultats des simulations numériques précédentes, certaines simplifications ont été apportées au modèle de référence. Le modèle numérique retenu pour l'analyse inverse est construit par l'élément fini frame 3D contenant 6 degrés de libertés par nœud tel que présenté Figure V-27.

Les conditions d'appuis du pont ont été prises en compte conformément à la réalité. Des liaisons rigides sont attribuées aux points de connections (longeron -pièce de pont) et (pièce de pont- poutre principale) pour tenir compte du décalage entre les centres de gravité des sections des éléments assemblés. La transmission des charges entre le rail et le tablier est assurée par des liaisons simples appliquées aux points de contact sous les traverses en bois. Afin de réduire le nombre d'inconnus et donc le temps de l'analyse inverse les éléments surfaciques (goussets et platelage du tablier) sont négligés.

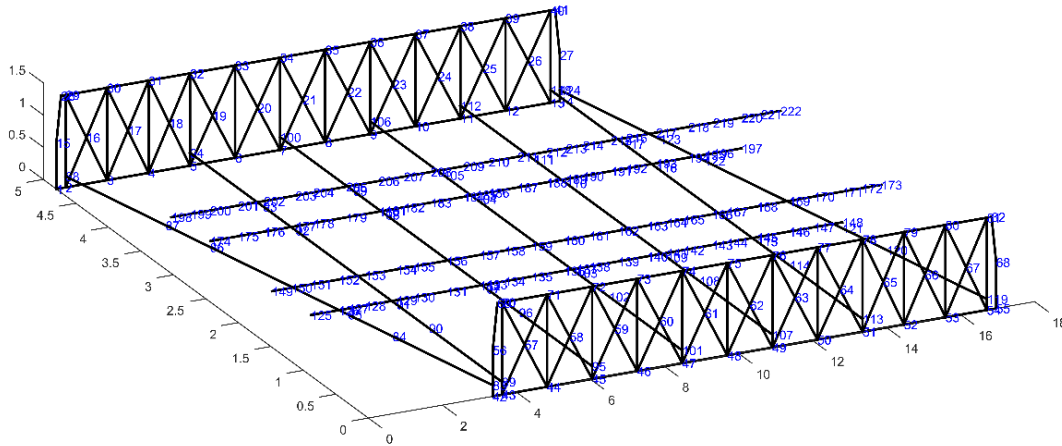


Figure V-27 – Modèle éléments finis de référence – MATLAB.

V.4.8 Discussion des résultats de l'analyse inverse :

L'analyse inverse des réponses expérimentales par l'algorithme IAFEM a été menée initialement sur un modèle de pont discrétisé en 301 éléments finis où chaque composant du pont représente un élément fini et chaque élément fini est une inconnue à déterminer par l'analyse inverse, soit un système non linéaire à traiter de 301 inconnues. Dans cette première variante, l'algorithme n'a pas réussi à localiser les éléments réellement endommagés. Ceci est dû à l'insuffisance du nombre de réponses exploitées (huit réponses) par rapport au nombre d'inconnues du système (301 inconnues pour 3648 informations). Une autre approche a été menée, la deuxième variante, dans laquelle la structure est décomposée en groupes d'éléments finis, définis par régions, afin de réduire le nombre d'inconnues du système à résoudre. L'identification des groupes est schématisée dans la Figure V-28. Les éléments appartenant au même groupe sont affectés par le même coefficient de correction de la rigidité. Le nombre d'inconnues est ainsi réduit à 11. Les données d'entrée sont résumées dans le Tableau V-6.

Tableau V-6– Données d’entrée pour l’analyse inverse.

Désignation	Variante 01	Variante 02
Nombre de réponses en contraintes (points auscultés)	8	8
Nombre de d’EF /groupes d’EF (Nombre d’inconnus)	301	11
Nombre d’équations (données ou information en contraintes)	3648	3648
Ordre de la série de Neumann adopté	12	12
Précision sur la fonction objective	1.10^{-6}	1.10^{-6}
Précision de la solution (Levenberg-Marquardt)	1.10^{-6}	1.10^{-6}

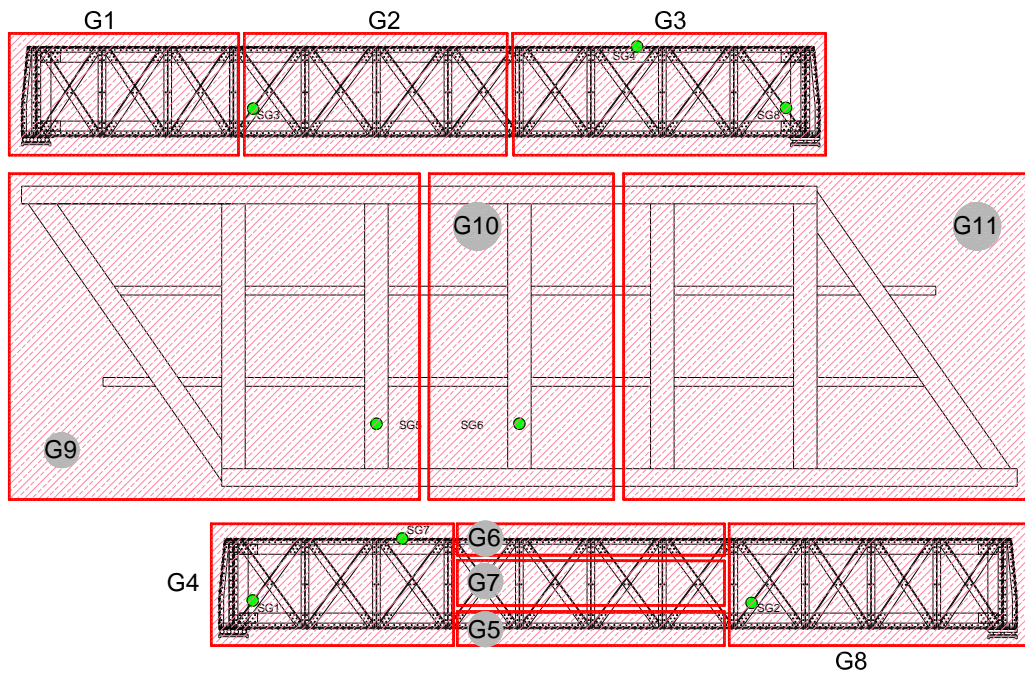


Figure V-28– Identification des groupes d’éléments.

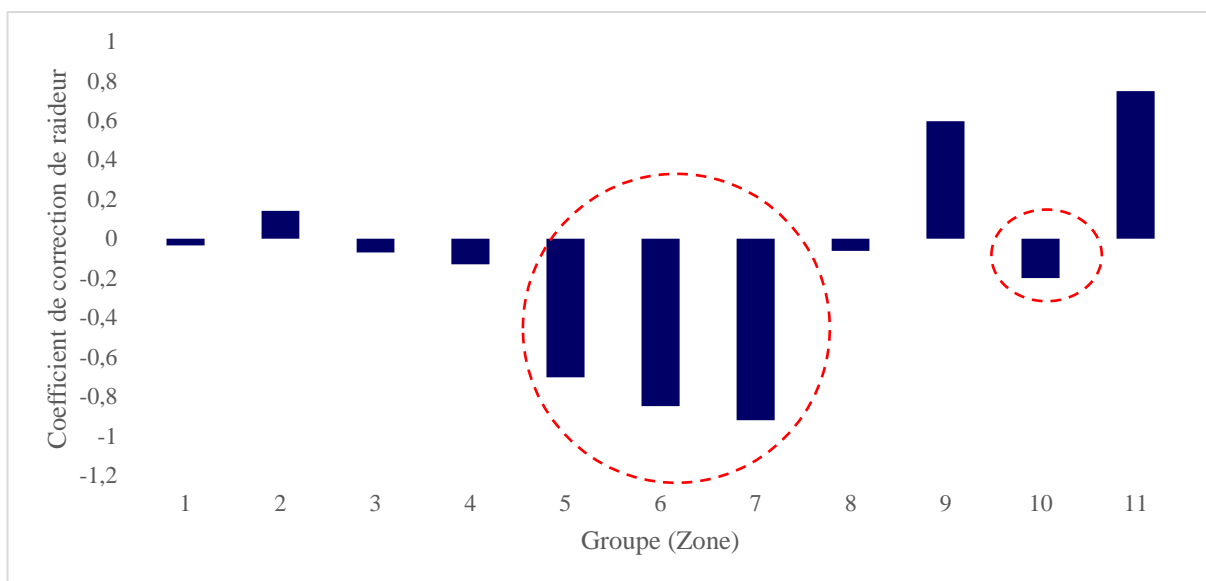


Figure V-29 – Coefficients de correction de rigidité correspondants à chaque groupe d’éléments G1-G11.

Les résultats de l'analyse inverse montrent, à travers la [Figure V-29](#), des coefficients de correction positifs variant de -0.08 à 0.14 sur les régions 1 ; 2 et 3 représentant la poutre principale du côté nord, non atteint par l'endommagement.

Par ailleurs, des coefficients négatifs sont observés sur les zones 4 ; 5 ; 6 ; 7 et 8 relatifs aux éléments de la poutre côté sud atteints par le choc, de plus en plus élevés sur la partie centrale avec une valeur maximale -0.89. Les différents résultats ainsi que leur signification en termes de pathologies observés sur le pont sont résumés dans le [Tableau V-7](#) et une représentation en graphique 3D des taux d'endommagement des différents composants de la structure est illustrée dans la [Figure V-30](#).

Ces résultats confirment les dommages observés précédemment sur l'ouvrage et qui sont présentés sur la [Figure V-18\(a-d\)](#). A savoir la déformation hors plan de la poutre côté sud entre les axes (7 et 11), les déchirures sur sa membrure inférieure et la déformation plastique sur les diagonales.

A l'exception de la partie centrale (zone 10) avec une réduction de rigidité de -20%, le reste du tablier (zones 9 et 11) présente des coefficients de correction positifs, avec un taux supérieur à +60%. La réduction de rigidité est due aux déformations plastiques concentrées sur les pièces de ponts et longerons de la partie centrale ainsi qu'au détachement du platelage, visualisés sur la [Figure V-18 \(e-f\)](#).

[Tableau V-7 – Taux d'endommagement/pathologies observées](#)

Région	Taux endommagement/excès de rigidité (%)	Observation sur le pont endommagé
G1	-0.1	Région saine
G2	+13.8	
G3	-7.5	
G4	-12.8	-Déformations hors plan
G5	-70.9	-Rotules plastiques
G6	-83.2	-Déchirures dans les diagonales et membrure inférieure de la poutre latérale sud
G7	-89	
G8	-8.7	-Détachement de rivets
G9	+58.4	Région saine avec une sur rigidité (platelage métallique)
G10	-20.4	Détachement du platelage et déformations plastiques concentrés sur la membrure inférieure des pièces de pont et longerons
G11	+83.8	Zone saine avec une sur rigidité (platelage métallique)

Les coefficients positifs des zones 9 et 11 expriment la présence d'une rigidité supplémentaire sur les éléments du tablier, celles-ci sont dues au platelage métallique initialement négligé dans le modèle numérique de référence qui a apporté par sa présence et sa liaison forte par rivetage aux pièces de pont et longerons concernés. Ce résultat explique bien l'écart entre les signaux expérimentaux et les résultats numériques enregistrés par la jauge 5 sur la [Figure V-26 \(e\)](#) et confirme celui de l'effet du platelage métallique sur la [Figure V-25 \(d\)](#). Nous pouvons aussi clairement voir que le détachement du platelage au niveau de la pièce de pont centrale a fait diminuer sa rigidité et rapprocher son comportement à celui du modèle numérique de référence illustré dans la [Figure V-26 \(f\)](#).

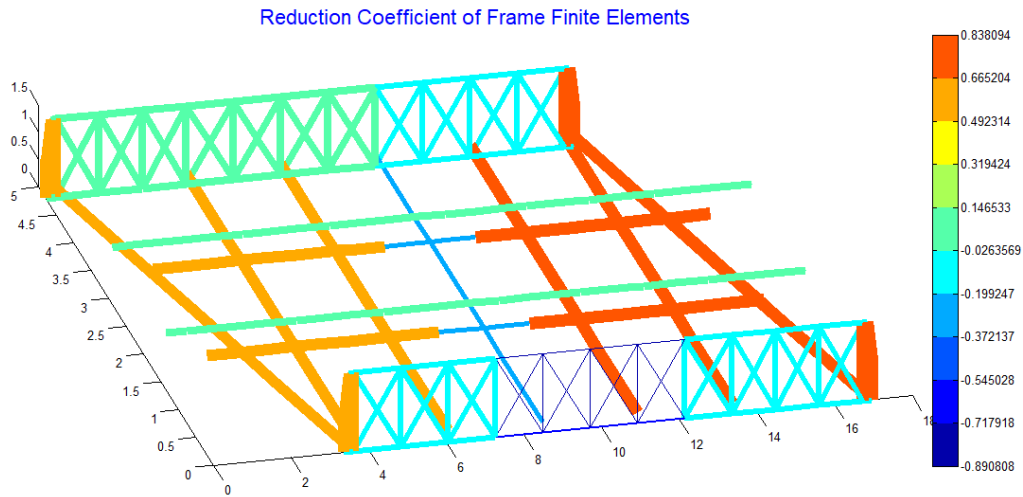


Figure V-30 –Présentations graphique 3D du coefficient de correction de raideur des éléments de la structure – MATLAB.

V.4.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, le travail concernait 3 niveaux d'analyse. Le premier niveau était purement numérique qui a essayé de démontrer par plusieurs simulations la fiabilité de la méthode numérique développée à travers le code IAFEM. Le deuxième niveau du travail était expérimental, s'est fait au laboratoire, en analysant un modèle réduit d'une structure de pont métallique en traitant les informations recueillis à partir de capteurs de déplacement et de jauges de contraintes. Par la suite, il était logique, dans un troisième niveau, d'appliquer ces outils sur un ouvrage réel à échelle 1.

Étant donné que le pont étudié est un système à treillis, le modèle numérique en éléments finis frame était le plus approprié. Vu la conception adoptée du pont, il a été relevé sur les signaux prélevés l'absence de la composante dynamique. Ceci a facilité l'utilisation de la méthode numérique d'analyse inverse.

Pour le cas du traitement d'un ouvrage réel, il était intéressant de remarquer que l'application du code développé est gourmande en données si le nombre d'inconnus est important. Pour cela, il était nécessaire de réduire le nombre d'inconnus en groupe d'éléments finis, parties distinctes du pont. Le choix des groupes s'est fait simplement en subdivisant longitudinalement le tablier et les poutres principales en trois zones et en accentuant la subdivision sur la zone endommagée du pont. Ainsi, les résultats de l'analyse inverse convergeaient et donnaient des résultats concordants et très intéressants.

Les résultats obtenus ont permis de localiser avec succès les zones réellement endommagées du pont métallique et de fournir une estimation correcte sur le taux d'endommagement et aussi l'excès de rigidité dans d'autres zones. De plus, il était possible de détecter la présence de rigidité des éléments surfaciques négligés dans le modèle numérique de référence.

Il est également important de noter qu'un plus grand nombre de capteurs à plusieurs autres endroits, dans diverses conditions opérationnelles, pourrait fournir plus d'informations sur le comportement du pont endommagé et ainsi améliorer la précision sur les positions et les taux de dommages.

La méthode développée dans ce travail offre à l'ingénieur un outil performant pour l'analyse des structures soumises à des charges mobiles (ponts ferroviaires ou routiers), la détection d'éventuels endommagements et donc une solution économique pour la surveillance de la santé des ponts.

Conclusion générale :

La surveillance de la santé structurelle (SHM) représente une solution innovante pour la gestion des ouvrages d'art, en offrant la possibilité de recueillir des données précises sur les dégradations et, ainsi, sur l'état des structures. Cette approche bénéficie des avancées continues dans les technologies des capteurs, des systèmes d'acquisition et de traitement de données ainsi que les outils de simulation numérique. En remplaçant la maintenance préventive, qui repose sur des intervalles fixes, par des stratégies adaptées à l'état réel des structures, la SHM permet une gestion plus efficace et potentiellement plus économique. Elle contribue ainsi à renforcer la sécurité, à optimiser les interventions et à réduire les coûts à long terme. Toutefois, son adoption à grande échelle demeure freinée par divers défis techniques et économiques.

Les méthodes de détection des dommages structurels peuvent être classées selon leur nature (statique ou dynamique), leur étendue (locale ou globale) et leur approche (basée sur un modèle numérique ou sur un modèle statistique de données).

La validation des méthodes de détection des dommages structurels dans les structures de ponts est une étape cruciale mais complexe. Si les essais en laboratoire ont longtemps été privilégiés, les contraintes liées à la réalisation d'expérimentations sur des structures réelles limitent notre compréhension des phénomènes en jeu. Les simulations numériques constituent un complément indispensable, mais leur transposition à la réalité reste un défi. Les recherches futures devront donc s'attacher à développer des méthodologies robustes permettant de valider ces modèles numériques sur des cas réels.

L'extensométrie par jauges de contraintes résistives est une méthode couramment employée pour mesurer les déformations et contraintes dans les matériaux et structures soumis à des sollicitations mécaniques. Les jauges disponibles couvrent une large gamme d'applications, allant de la mécanique des matériaux à la surveillance des structures. Toutefois, elles sont très sensibles aux interférences telles que les variations de température et les résistances des câbles. Le pont de Wheatstone, couplé à un montage en fils multiples, offre une solution efficace pour atténuer ces effets indésirables et assurer la fiabilité des résultats de mesure.

Une nouvelle méthode de détection de dommages structurelle est développée, elle permet d'évaluer la rigidité réelle d'une structure potentiellement endommagée en la comparant à la rigidité d'une de la structure saine modélisée par éléments finis. Cette rigidité est ajustée par un coefficient de correction, qui doit être déterminé. Les coefficients de correction sont calculés à partir d'une analyse inverse des données recueillies via des capteurs. Cela implique de résoudre un système d'équations non linéaires que le code IAFEM, développé sous Matlab, résout par optimisation en utilisant l'algorithme de Levenberg-Marquardt.

L'application numérique de la méthode développée sur un pont en treillis démontre que la qualité de l'analyse inverse repose sur un choix adéquat des nœuds, des degrés de liberté et des réponses structurelle à étudier ou à mesurer sous charges variables ou multiples. Ce choix doit être fait de manière à pouvoir estimer la rigidité globale de la structure. Les résultats des simulations numériques confirment la convergence et la stabilité de la méthode développée. De plus, l'analyse de la sensibilité aux incertitudes des déplacements mesurés a montré que l'augmentation du nombre de données recueillies améliore la convergence des résultats et permet d'atténuer l'impact des incertitudes.

Conclusion générale

La deuxième application de la méthode développée à un modèle prototype de tablier de pont en acier testé en laboratoire sous charge statique, a permis de déterminer la rigidité réelle des éléments structuraux et d'ajuster en conséquence le modèle numérique initial. Cette évaluation de la rigidité constitue ainsi une étape essentielle pour vérifier la conformité entre la conception théorique et la réalisation pratique d'une structure. Elle offre également un moyen de valider les modèles numériques et les méthodes de calcul employés. Plus encore, elle permet à l'ingénieur de détecter d'éventuels défauts ou dégradations au sein de la structure.

Dans une troisième application, il était plus intéressant d'examiner à quel point la méthode développée pourrait être mise en œuvre sur un pont réel dans des conditions opérationnelles et environnementales différentes de celles des cas numériques et de laboratoire.

Un pont ferroviaire du 19^{ème} siècle, construit en fer puddlé, présentant des dommages sur la membrure inférieure de sa poutre, a été analysé. Étant donné que le pont est un système à treillis, un modèle d'éléments finis de type "frame" s'est avéré le plus adapté. L'absence de la composante dynamique dans les signaux mesurés a facilité l'application de la méthode numérique IAFEM. Toutefois, le code développé nécessite une grande quantité de données lorsque le nombre d'inconnus est élevé. Il a donc été essentiel de réduire ce nombre en regroupant les éléments finis en parties distinctes du pont, permettant ainsi une convergence satisfaisante et des résultats cohérents.

Les résultats obtenus ont permis d'identifier avec succès les zones endommagées du pont métallique et d'estimer avec précision le taux de dommages, ainsi que l'excès de rigidité dans d'autres zones. Il a également été possible de détecter la rigidité d'éléments surfaciques qui avaient été omis dans le modèle numérique de référence. La méthode développée constitue un outil efficace pour l'analyse des structures soumises à des charges mobiles, comme les ponts ferroviaires et routiers, facilitant ainsi la détection de dommages et offrant une solution économique pour la surveillance de la santé des ponts.

Perspectives :

La réussite des résultats des travaux expérimentaux au laboratoire et in-situ sur un ouvrage d'art réel ouvre des perspectives plus audacieuses pour l'application de la méthode numérique d'analyse inverse sur d'autres ouvrages métalliques, en béton armé ou en maçonnerie.

Dans le cadre de cette thèse, un travail de tests par jauges de contraintes a été réalisé aussi sur le pont El-Ourit, pont en arc en fer puddlé, construit en 1989, monument historique de Tlemcen. C'est un ouvrage structurellement complexe. Des enregistrements de contraintes ont été réalisés à partir des jauges placées sur plusieurs éléments du pont suite au passage de plusieurs trains. L'étude de sa rigidité par analyse inverse est en cours (voir photos).

Le code de calcul, qui a été développé, est tributaire de la position des capteurs de déplacements ou des jauges de contraintes dans la structure pour une meilleure analyse de la structure. Il serait intéressant donc qu'il y ait un travail mathématique sur la recherche des positions optimales des capteurs de mesure sur une structure donnée pour garantir une évaluation correcte de la rigidité de la structure ou autrement dit de la santé de l'ouvrage.

Quoique l'utilisation des capteurs de déplacements ou des jauges de contraintes ont permis de recueillir des données sur les réponses de structure mais il faut dire que la préparation de ces capteurs est lourde, complexe et demande un savoir-faire non négligeable. Il serait donc intéressant de pouvoir appliquer ou utiliser des capteurs précis, mobiles, récupérables et faciles au montage tel que les

Conclusion générale

systèmes GPS ou autres. Un réseau ainsi élaboré (Capteurs + Enregistreur de données + PC + Code IAFEM + Wi-Fi) pourrait suivre l'état de santé d'une structure de manière continue.



Photo 1 – Vue globale du pont El-Ourit.



Photo 2 – Dispositif d'acquisition des données.



Photo 3 – Jauge de contrainte placée sur la poutre principale.

Références Bibliographiques :

- [1] Claudia Neves, *Structural Health Monitoring of Bridges Data-based damage detection method using Machine Learning CL ÁUDIA NEVES*. Stockholm, 2020.
- [2] K. Worden, C. R. Farrar, G. Manson, and G. Park, “The fundamental axioms of structural health monitoring,” *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 463, no. 2082, pp. 1639–1664, 2007, doi: 10.1098/rspa.2007.1834.
- [3] K. Worden and J. M. Dulieu-Barton, “An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures,” *Struct Health Monit*, vol. 3, no. 1, pp. 85–98, 2004, doi: 10.1177/1475921704041866.
- [4] C. R. Farrar and K. Worden, “An introduction to structural health monitoring,” *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 365, no. 1851, pp. 303–315, 2007, doi: 10.1098/rsta.2006.1928.
- [5] C. R. Farrar and K. Worden, *Structural health monitoring - A machine learning perspective*. 2013. doi: 10.1002/9781118443118.ch9.
- [6] H. Sohn, “Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring,” *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 365, no. 1851, pp. 539–560, Feb. 2007, doi: 10.1098/rsta.2006.1935.
- [7] S. Hassani and U. Dackermann, “A Systematic Review of Optimization Algorithms for Structural Health Monitoring and Optimal Sensor Placement,” 2023. doi: 10.3390/s23063293.
- [8] C. R. Farrar, P. J. Cornwell, S. W. Doebling, and M. B. Prime, “Structural Health Monitoring Studies of the Alamosa Canyon and I-40 Bridges,” vol. LA-13635-M, no. January 2014, pp. 1–170, 2000, doi: 10.2172/766805.
- [9] A. Gomez-Cabrera and P. J. Escamilla-Ambrosio, “Review of Machine-Learning Techniques Applied to Structural Health Monitoring Systems for Building and Bridge Structures,” Nov. 01, 2022, *MDPI*. doi: 10.3390/app122110754.
- [10] R. J. Barthorpe, “On Model and Data Based Approaches to Structural Health Monitoring,” thesis, University of Sheffield, 2010.
- [11] M. I. Friswell, “Damage identification using inverse methods,” Feb. 15, 2007, *Royal Society*. doi: 10.1098/rsta.2006.1930.
- [12] C. R. Farrar, S. W. Doebling, and D. A. Nix, “Vibration-based structural damage identification,” *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 359, no. 1778, pp. 131–149, 2001, doi: 10.1098/rsta.2000.0717.
- [13] A. Cury, C. Crémona, and E. Diday, “Application of symbolic data analysis for structural modification assessment,” *Eng Struct*, vol. 32, no. 3, pp. 762–775, 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.12.004.

Références bibliographiques

- [14] K. Worden, G. Manson, and N. R. J. Fieller, “Damage detection using outlier analysis,” *J Sound Vib*, vol. 229, no. 3, pp. 647–667, 2000, doi: 10.1006/jsvi.1999.2514.
- [15] A. Cury and C. CreMona, “Pattern recognition of structural behaviors based on learning algorithms and symbolic data concepts,” *Struct Control Health Monit*, no. May 2011, p. n/a-n/a, 2011, doi: 10.1002/stc.
- [16] B. Svendsen, O. Øiseth, G. Frøseth, and A. Rønnquist, “A hybrid structural health monitoring approach for damage detection in steel bridges under simulated environmental conditions using numerical and experimental data,” *Struct Health Monit*, vol. 22, pp. 1–22, May 2022, doi: 10.1177/14759217221098998.
- [17] L. Zhang, T. Lu, F. Wang, and Y. Xia, “Over 25-year monitoring of the Tsing Ma suspension bridge in Hong Kong,” *J Civ Struct Health Monit*, 2024, doi: 10.1007/s13349-024-00842-5.
- [18] K. Y. Wong, “Design of a structural health monitoring system for long-span bridges,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 3, no. 2, pp. 169–185, 2007, doi: 10.1080/15732470600591117.
- [19] F. Moreu, X. Li, S. Li, and D. Zhang, “Technical specifications of structural health monitoring for highway bridges: New chinese structural health monitoring code,” Feb. 16, 2018, *Frontiers Media S.A.* doi: 10.3389/fbuil.2018.00010.
- [20] A. Rytter, “Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures,” thesis, Aalborg, 1993.
- [21] D.Huston, [*D._Huston*]*_Structural_Sensing,_Health_Monitoring,(BookZZ.org)*. 2011.
- [22] Daniel. Balageas, C.-Peter. Fritzen, and Alfredo. Güemes, *Structural health monitoring*. ISTE, 2006.
- [23] Y.-Q. N. Hua-Peng Chen, *Structural Health Monitoring of Large Civil Engineering Structures*, 1st editio. Wiley-Blackwell, 2018. doi: 10.1002/9781119166641.
- [24] P. C. Chang and S. C. Liu, “Recent Research in Nondestructive Evaluation of Civil Infrastructures,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 15, no. 3, pp. 298–304, 2003, doi: 10.1061/(asce)0899-1561(2003)15:3(298).
- [25] S. Kashif Ur Rehman, Z. Ibrahim, S. A. Memon, and M. Jameel, “Nondestructive test methods for concrete bridges: A review,” *Constr Build Mater*, vol. 107, pp. 58–86, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.12.011.
- [26] K. Schabowicz, “Non-destructive testing of materials in civil engineering,” *Materials*, vol. 12, no. 19, pp. 1–13, 2019, doi: 10.3390/ma12193237.
- [27] M. Gupta, M. A. Khan, R. Butola, and R. M. Singari, “Advances in applications of Non-Destructive Testing (NDT): A review,” *Advances in Materials and Processing Technologies*, vol. 8, no. 2, pp. 2286–2307, 2022, doi: 10.1080/2374068X.2021.1909332.
- [28] L. Li, “Damage and Material Identification Using Inverse Analysis,” 2012. [Online]. Available: <http://scholar.uwindsor.ca/etd>

Références bibliographiques

- [29] J. J. Moughty and J. R. Casas, “A state of the art review of modal-based damage detection in bridges: Development, challenges, and solutions,” May 13, 2017, *MDPI AG*. doi: 10.3390/app7050510.
- [30] S. W. S. Doebeling, C. R. C. Farrar, M. B. M. Prime, and D. W. D. Shevitz, “Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review,” *Los Alamos National Laboratory*, May 1996, doi: 10.2172/249299.
- [31] H. Sohn, C. R. Farrar, F. Hemez, and J. Czarnecki, “A Review of structural health,” *Library.Lanl.Gov*, pp. 1–7, 2001, [Online]. Available: <https://library.lanl.gov/cgi-bin/getfile?00796820.pdf>
- [32] W. Fan and P. Qiao, “Vibration-based damage identification methods: A review and comparative study,” Jan. 2011. doi: 10.1177/1475921710365419.
- [33] O. Avci, O. Abdeljaber, S. Kiranyaz, M. Hussein, M. Gabbouj, and D. J. Inman, “A review of vibration-based damage detection in civil structures: From traditional methods to Machine Learning and Deep Learning applications,” Jan. 15, 2021, *Academic Press*. doi: 10.1016/j.ymsp.2020.107077.
- [34] M. Sanayei and O. Onipedet, “Damage Assessment of Structures Using Static Test Data,” *IAAA*, vol. 29, no. 7, pp. 1174–1179, 1991, doi: doi:10.2514/3.10720.
- [35] and K. D. H. M. R. Banan, M. R. Banan, “PARAMETER ESTIMATION OF STRUCTURES FROM STATIC RESPONSE. I. COMPUTATIONAL ASPECTS,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, no. 11, pp. 3243–3258, 1994, doi: doi:10.1061/(asce)0733-9445(1994)120:11(3243).
- [36] and K. D. H. M. R. Banan, M. R. Banan, “PARAMETER ESTIMATION OF STRUCTURES FROM STATIC RESPONSE. II: NUMERICAL SIMULATION STUDIES,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, no. 11, pp. 3259–3283, 1994, doi: doi:10.1061/(asce)0733-9445(1994)120:11(3259).
- [37] K. D. Hjelmstad and S. Shin, “Damage Detection and Assessment of Structures from Static Response,” *J Eng Mech*, vol. 123, no. 6, pp. 568–576, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:6(568).
- [38] F. Bakhtiari-Nejad, A. Rahai, and A. Esfandiari, “A structural damage detection method using static noisy data,” *Eng Struct*, vol. 27, no. 12 SPEC. ISS., pp. 1784–1793, 2005, doi: 10.1016/j.engstruct.2005.04.019.
- [39] C. Xiao-zhen, Z. H. U. Hong-ping, and C. Chuan-yao, “Structural damage identification using test static data based on grey system theory *,” *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, vol. 6, no. 8, pp. 790–796, 2005, doi: 10.1631/jzus.2005.A0790.
- [40] Q. W. Yang and B. X. Sun, “Structural damage localization and quantification using static test data,” *Struct Health Monit*, vol. 10, no. 4, pp. 381–389, Aug. 2010, doi: 10.1177/1475921710379517.
- [41] I. Y. Choi, J. S. Lee, E. Choi, and H. N. Cho, “Development of elastic damage load theorem for damage detection in a statically determinate beam,” *Comput Struct*, vol. 82, no. 29–30, pp. 2483–2492, 2004, doi: 10.1016/j.compstruc.2004.07.003.

Références bibliographiques

- [42] M. A. B. Abdo, “Parametric study of using only static response in structural damage detection,” *Eng Struct*, vol. 34, pp. 124–131, Jan. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.09.027.
- [43] I. Š. Grandić and D. Grandić, “Estimation of damage severity using sparse static measurement,” *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 23, no. 2, pp. 213–221, Feb. 2017, doi: 10.3846/13923730.2015.1027256.
- [44] E. T. Lee and H. C. Eun, “Disassembling-Based Structural Damage Detection Using Static Measurement Data,” *Shock and Vibration*, vol. 2019, 2019, doi: 10.1155/2019/6073828.
- [45] N. T. Le, D. P. Thambiratnam, A. Nguyen, and T. H. T. Chan, “A new method for locating and quantifying damage in beams from static deflection changes,” *Eng Struct*, vol. 180, pp. 779–792, Feb. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.11.071.
- [46] S. Caddemi and A. Morassi, “Crack detection in elastic beams by static measurements,” *Int J Solids Struct*, vol. 44, no. 16, pp. 5301–5315, 2007, doi: 10.1016/j.ijsolstr.2006.12.033.
- [47] O. Yazdanpanah, R. A. Izadifard, and M. Dehestani, “Static data based damage localization of beam-column structures considering axial load,” *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, vol. 27, no. 16, pp. 1433–1450, Aug. 2020, doi: 10.1080/15376494.2018.1513612.
- [48] N. Boumechra, “Damage detection in beam and truss structures by the inverse analysis of the static response due to moving loads,” *Struct Control Health Monit*, vol. 24, no. 10, Oct. 2017, doi: 10.1002/stc.1972.
- [49] G. F. Gomes, Y. A. D. Mendez, P. da Silva Lopes Alexandrino, S. S. da Cunha, and A. C. Anceletti, “A Review of Vibration Based Inverse Methods for Damage Detection and Identification in Mechanical Structures Using Optimization Algorithms and ANN,” *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 26, no. 4, pp. 883–897, 2019, doi: 10.1007/s11831-018-9273-4.
- [50] J. M. Ricles and J. B. Kosmatka, “Damage detection in elastic structures using vibratory residual forces and weighted sensitivity,” *AIAA Journal*, vol. 30, no. 9, pp. 2310–2316, 1992, doi: 10.2514/3.11219.
- [51] D. C. Zimmerman and M. Kaouk, “Structural damage detection using a minimum rank update theory,” *Journal of Vibration and Acoustics, Transactions of the ASME*, vol. 116, no. 2, pp. 222–231, 1994, doi: 10.1115/1.2930416.
- [52] D. J. T. A.-T. T.- Ewins, “Modal testing : theory, practice, and application,” 2000, *Research Studies Press, Baldock, Hertfordshire, England*. doi: LK - <https://worldcat.org/title/748988954>.
- [53] S. Ereiz, I. Duvnjak, and J. Fernando Jiménez-Alonso, “Review of finite element model updating methods for structural applications,” *Structures*, vol. 41, no. May, pp. 684–723, 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2022.05.041.
- [54] E. Simoen, G. De Roeck, and G. Lombaert, “Dealing with uncertainty in model updating for damage assessment: A review,” May 01, 2015, *Academic Press*. doi: 10.1016/j.ymsp.2014.11.001.
- [55] D. W. Marquardt, “AN ALGORITHM FOR LEAST-SQUARES ESTIMATION OF NONLINEAR PARAMETERS*,” 1963.

Références bibliographiques

- [56] H. F. Lam, J. H. Yang, and S. K. Au, “Markov chain Monte Carlo-based Bayesian method for structural model updating and damage detection,” *Struct Control Health Monit*, vol. 25, no. 4, Apr. 2018, doi: 10.1002/stc.2140.
- [57] Y. Zhang and K. V. Yuen, “Review of artificial intelligence-based bridge damage detection,” Sep. 01, 2022, *SAGE Publications Inc.* doi: 10.1177/16878132221122770.
- [58] D. A. Tibaduiza Burgos, R. C. Gomez Vargas, C. Pedraza, D. Agis, and F. Pozo, “Damage identification in structural health monitoring: A brief review from its implementation to the use of data-driven applications,” Feb. 01, 2020, *MDPI AG.* doi: 10.3390/s20030733.
- [59] M. Azimi, A. D. Eslamlou, and G. Pekcan, “Data-driven structural health monitoring and damage detection through deep learning: State-of-the-art review,” *Sensors (Switzerland)*, vol. 20, no. 10, May 2020, doi: 10.3390/s20102778.
- [60] K. Eltouny, M. Gomaa, and X. Liang, “Unsupervised Learning Methods for Data-Driven Vibration-Based Structural Health Monitoring: A Review,” Mar. 01, 2023, *MDPI.* doi: 10.3390/s23063290.
- [61] J. M. Ko and Y. Q. Ni, “Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges,” *Eng Struct*, vol. 27, no. 12 SPEC. ISS., pp. 1715–1725, 2005, doi: 10.1016/j.engstruct.2005.02.021.
- [62] J. M. W. Brownjohn, A. de Stefano, Y. L. Xu, H. Wenzel, and A. E. Aktan, “Vibration-based monitoring of civil infrastructure: Challenges and successes,” *J Civ Struct Health Monit*, vol. 1, no. 3–4, pp. 79–95, Dec. 2011, doi: 10.1007/s13349-011-0009-5.
- [63] S. Nagarajaiah and K. Erazo, “Structural monitoring and identification of civil infrastructure in the United States,” *Structural Monitoring and Maintenance*, vol. 3, no. 1, pp. 51–69, Mar. 2016, doi: 10.12989/smm.2016.3.1.051.
- [64] Y. An, E. Chatzi, S. H. Sim, S. Laflamme, B. Blachowski, and J. Ou, “Recent progress and future trends on damage identification methods for bridge structures,” Oct. 01, 2019, *John Wiley and Sons Ltd.* doi: 10.1002/stc.2416.
- [65] L. Sun, Z. Shang, Y. Xia, S. Bhowmick, and S. Nagarajaiah, “Review of Bridge Structural Health Monitoring Aided by Big Data and Artificial Intelligence: From Condition Assessment to Damage Detection,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 5, p. 04020073, May 2020, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0002535.
- [66] Z. Deng, M. Huang, N. Wan, and J. Zhang, “The Current Development of Structural Health Monitoring for Bridges: A Review,” Jun. 01, 2023, *MDPI.* doi: 10.3390/buildings13061360.
- [67] O. S. Sonbul and M. Rashid, “Algorithms and Techniques for the Structural Health Monitoring of Bridges: Systematic Literature Review,” May 01, 2023, *MDPI.* doi: 10.3390/s23094230.
- [68] H. W. Shih, D. P. Thambiratnam, and T. H. T. Chan, “Damage detection in truss bridges using vibration based multi-criteria approach,” *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 39, no. 2, pp. 187–206, 2011, doi: 10.12989/sem.2011.39.2.187.
- [69] S. Fariba, F. Khoshnoudian, and E. Akbar, “A frequency response-based structural damage identification using model updating method,” *Struct Control Health Monit*, vol. 23, no. 2, p. n/a-n/a, 2016, doi: 10.1002/stc.1768.

Références bibliographiques

- [70] S. M. Seyedpoor and M. Montazer, “A damage identification method for truss structures using a flexibility-based damage probability index and differential evolution algorithm,” *Inverse Probl Sci Eng*, vol. 24, no. 8, pp. 1303–1322, 2016, doi: 10.1080/17415977.2015.1101761.
- [71] K. Prajapat and S. Ray-Chaudhuri, “Damage detection in railway truss bridges employing data sensitivity under Bayesian framework: A numerical investigation,” *Shock and Vibration*, vol. 2017, 2017, doi: 10.1155/2017/6423039.
- [72] V. Srinivas, K. Ramanjaneyulu, and C. A. Jeyasehar, “Multi-stage approach for structural damage identification using modal strain energy and evolutionary optimization techniques,” *Struct Health Monit*, vol. 10, no. 2, pp. 219–230, 2011, doi: 10.1177/1475921710373291.
- [73] E. Viola and P. Bocchini, “Non-destructive parametric system identification and damage detection in truss structures by static tests,” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 9, no. 5, pp. 384–402, 2013, doi: 10.1080/15732479.2011.560164.
- [74] N. Il Kim, H. Kim, and J. Lee, “Damage detection of truss structures using two-stage optimization based on micro genetic algorithm,” *Journal of Mechanical Science and Technology*, vol. 28, no. 9, pp. 3687–3695, 2014, doi: 10.1007/s12206-014-0830-y.
- [75] N. Il Kim, S. Lee, N. Ahn, and J. Lee, “Damage identification of truss structures based on force method,” *Adv Appl Math Mech*, vol. 7, no. 2, pp. 229–244, 2015, doi: 10.4208/aamm.2013.m377.
- [76] F. Khoshnoudian and S. Talaei, “A New Damage Index Using FRF Data, 2D-PCA Method and Pattern Recognition Techniques,” *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 17, no. 8, 2017, doi: 10.1142/S0219455417500900.
- [77] Y. An and J. Ou, “Experimental and numerical studies on model updating method of damage severity identification utilizing four cost functions,” *Struct Control Health Monit*, vol. 20, no. 1, pp. 107–120, 2011, doi: 10.1002/stc.480.
- [78] Y. An, J. Ou, J. Li, and B. F. Spencer, “Stochastic DLV method for steel truss structures: Simulation and experiment,” *Smart Struct Syst*, vol. 14, no. 2, pp. 105–128, 2014, doi: 10.12989/sss.2014.14.2.105.
- [79] Y. An, B. Błachowski, Y. Zhong, and P. H. and J. Ou, “Rank-revealing QR decomposition applied to damage localization in truss structures,” *Struct Control Health Monit*, vol. 24, no. 2, p. n/a-n/a, 2016, doi: 10.1002/stc.1849.
- [80] F. L. Wang, T. H. T. Chan, D. P. Thambiratnam, and A. C. C. Tan, “Damage diagnosis for complex steel truss bridges using multi-layer genetic algorithm,” *J Civ Struct Health Monit*, vol. 3, no. 2, pp. 117–127, 2013, doi: 10.1007/s13349-013-0041-8.
- [81] S. G. Lee, G. J. Yun, M. R. Rahimi, and S. Shang, “Experimental validation of multistep quantitative crack damage assessment for truss structures by finite element model updating,” *Smart Mater Struct*, vol. 23, no. 12, Dec. 2014, doi: 10.1088/0964-1726/23/12/125034.
- [82] S. Jang, B. F. Spencer, and S. H. Sim, “A decentralized receptance-based damage detection strategy for wireless smart sensors,” *Smart Mater Struct*, vol. 21, no. 5, 2012, doi: 10.1088/0964-1726/21/5/055017.

Références bibliographiques


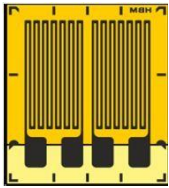
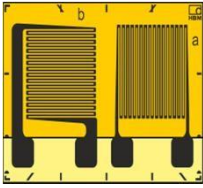

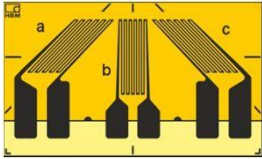
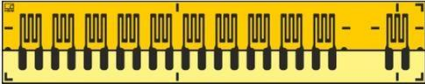
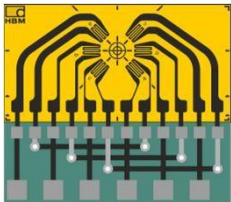
- [83] K. C. Chang and C. W. Kim, “Modal-parameter identification and vibration-based damage detection of a damaged steel truss bridge,” *Eng Struct*, vol. 122, no. 2, pp. 156–173, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.04.057.
- [84] Y. Goi and C. W. Kim, “Damage detection of a truss bridge utilizing a damage indicator from multivariate autoregressive model,” *J Civ Struct Health Monit*, vol. 7, no. 2, pp. 153–162, Apr. 2017, doi: 10.1007/s13349-017-0222-y.
- [85] C. W. Kim, K. C. Chang, S. Kitauchi, and P. J. McGetrick, “A field experiment on a steel Gerber-truss bridge for damage detection utilizing vehicle-induced vibrations,” *Struct Health Monit*, vol. 15, no. 2, pp. 174–192, Mar. 2016, doi: 10.1177/1475921715627506.
- [86] I. Behmanesh and B. Moaveni, “Probabilistic identification of simulated damage on the Dowling hall footbridge through Bayesian finite element model updating,” *Struct Control Health Monit*, vol. 22, no. 3, pp. 463–483, Mar. 2015, doi: 10.1002/stc.1684.
- [87] S. Mustafa, N. Debnath, and A. Dutta, “Bayesian probabilistic approach for model updating and damage detection for a large truss bridge,” *International Journal of Steel Structures*, vol. 15, no. 2, pp. 473–485, Jun. 2015, doi: 10.1007/s13296-015-6016-3.
- [88] S. Mustafa and Y. Matsumoto, “Bayesian Model Updating and Its Limitations for Detecting Local Damage of an Existing Truss Bridge,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 22, no. 7, p. 04017019, Jul. 2017, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0001044.
- [89] B. T. Svendsen, G. T. Frøseth, and A. Rønnquist, “Damage Detection Applied to a Full-Scale Steel Bridge Using Temporal Moments,” *Shock and Vibration*, vol. 2020, 2020, doi: 10.1155/2020/3083752.
- [90] B. T. Svendsen, G. T. Frøseth, O. Øiseth, and A. Rønnquist, “A data-based structural health monitoring approach for damage detection in steel bridges using experimental data,” *J Civ Struct Health Monit*, vol. 12, no. 1, pp. 101–115, Feb. 2022, doi: 10.1007/s13349-021-00530-8.
- [91] K. Nuno, “Damage detection of a steel truss bridge using frequency response function curvature method,” 2013.
- [92] Z.-W. Chen, S. Zhu, Y.-L. Xu, Q. Li, and Q.-L. Cai, “Damage Detection in Long Suspension Bridges Using Stress Influence Lines,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 20, no. 3, p. 05014013, Mar. 2015, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000681.
- [93] H. T.-N. T. B.-T. G. D. R. and M. A. W. D. H. Nguyen, “Damage detection in truss bridges using transmissibility and machine learning algorithm: Application to Nam O bridge,” *Smart Struct Syst*, vol. 26, no. 1, pp. 35–47, Jul. 2020.
- [94] S. Keil, *Technology and Practical Use of Strain Gages*, 1st editio. Ernst & Sohn, 2017.
- [95] E. and P. T. Kammer, “Electric resistance changes of fine wires during elastic and plastic strains,” *Proc. Soc. Exp. Stress Analysis*, vol. 7, no. 7, 1949.
- [96] K. Hoffmann and An, *An Introduction to Stress Analysis and Transducer Design using Strain Gauges*. 2012. [Online]. Available: www.hbm.com
- [97] Carl D. Meyer, *Matrix Analysis and Applied Linear Algebra*, First. Society for Industrial AND Applied Mathematics, 2000.

Références bibliographiques

- [98] L. Boukezzi, A. Benaissa, Z. Lehabab-Boukezzi, and B. Nasser, “Assessment of existing steel railway bridges, Algeria,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 25, no. 1, pp. 117–131, 2021, doi: 10.1080/19648189.2018.1518792.
- [99] N. Boumechra and K. Hamdaoui, “Dynamic and fatigue analysis of an 18th century steel arch bridge,” *AIP Conf Proc*, vol. 1020, no. PART 1, pp. 69–75, 2008, doi: 10.1063/1.2963903.

Annexes

Annexe 1 - Géométries des jauges de contraintes [HBM].

Forme	Application
	<p><u>Jauge de contrainte linéaire</u></p> <p>Une grille de mesure a une seule dimension pour la mesure de déformation dans une direction unique.</p>
	<p><u>Double Jauge de contrainte linéaire</u></p> <p>Équipée de deux grilles de mesure alignées en parallèle, ces jauges sont particulièrement adaptées à la quantification précise des déformations sur les faces supérieure et inférieure des poutres soumises à une flexion.</p>
	<p><u>Rosette en T</u></p> <p>Composé de deux grilles de mesure disposées décalées de 90° l'une par rapport à l'autre, cette disposition permet de mesurer les contraintes normales agissant sur une barre soumise à des efforts axiaux (traction/compression) et permet aussi une analyse de l'état de contrainte bi axial avec directions principales connues.</p>
	<p><u>Chevron pour Torsion / Cisaillement</u></p> <p>Constitué de deux grilles de mesure, disposées à $\pm 45^\circ$ par rapport à l'axe SG et destiné à la Mesures des contraintes de cisaillement.</p>
	<p><u>Rosette (0° / 45° / 90° ou 0° / 60° / 120°)</u></p> <p>Analyse de l'état de contrainte biaxial lorsque les directions principales sont inconnues.</p>
	<p><u>Chaînettes</u></p> <p>Réseau de 10 à 15 jauges de déformation miniatures, régulièrement réparties sur un support commun, complété par une jauge de compensation pour une mesure précise des gradients de déformation.</p>
	<p><u>Contraintes résiduelles</u></p> <p>Trois grilles ou plus</p>

Annexe 2 - Fiche technique Jauges de contraintes référence (1-LY11-10/120) [HBM].



Dehnmessstreifen
Strain gages
Jauges d'extensométrie

Bestellnummer
Order No.
No. de référence

1-LY11-10/120



Typ
Type
Type

10/120 LY11



Widerstand
Resistance
Résistance

120 Ω ±0.35 %

Stückzahl
Contents
Quantité

10



k-Faktor
Gage factor
Facteur k

2.06 ±1.0 %



Temperaturkoeffizient
des k-Faktors
Temperature coefficient
of gage factor
Coefficient de température
du facteur k

93 ±10 [10⁻⁶ / K]
(-10°C ... +45°C)

Querempfindlichkeit
Transverse sensitivity
Sensibilité transverse

-0.3 %



Folienlos
Foil lot
Lot de la feuille

A405/32



Herstellungslot
Production batch
Lot de fabrication

812059294

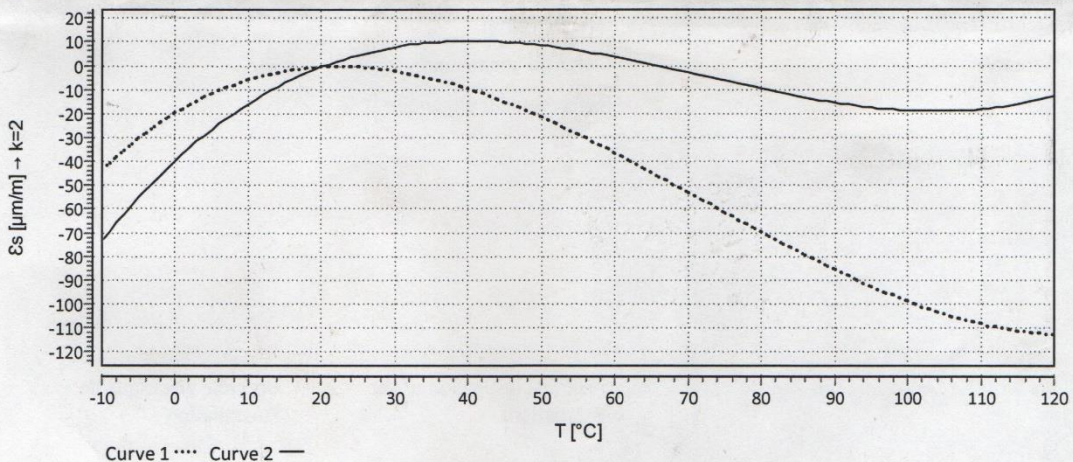


Daten / Data / Données



Temperaturkompensation: Ferritischer Stahl mit
Temperature compensation: steel with
Compensation de température: acier avec

$\alpha = 10.8 [10^{-6} / K]$



$$\epsilon_s(T) = -19.72 + 1.85 \cdot T - 4.91E-02 \cdot T^2 + 2.27E-04 \cdot T^3 \pm (T-20) \cdot 0.30 [\mu\text{m/m}] + 0.03330 \cdot L \cdot (T-20) [\mu\text{m/m}]$$

Alle technischen Daten nach OIML IR 62, bei Beachtung der abweichenden Toleranzangaben auch nach VDI/VDE 2635. Geben Sie bei Rückfragen bitte Bestellnummer und Herstellungslot an.

All specifications in accordance with OIML IR 62, also compliant with VDI/VDE 2635 if deviating tolerances are observed. In case of further inquiries please indicate order no. and production batch number.

Toutes caractéristiques techniques selon OIML IR 62 et VDI/VDE 2635 pour les indications différentes de tolérance. Pour toutes questions, indiquer le no. de référence ainsi que le lot de fabrication.

Réponse en température des jauges d'extensométrie appliquées sur des matériaux dont des coefficients de dilatation thermique α sont indiqués. Mesurée à variation continue de la température.

Courbe 1: Jauges sans pattes de raccordement.

Courbe 2: Jauges avec pattes de raccordement (longueur unitaire de la patte de 30 mm). Lorsque les pattes sont plus courtes, la réponse en température se trouvera entre les deux courbes 1 et 2. La représentation numérique permet de calculer exactement la réponse en température pour chaque longueur de patte. T = température en °C. L = longueur unitaire de la patte en mm (sans dimension)

Kopfdaten / Header / Titre



Temperaturgang der Dehnmessstreifen bei Applikationen mit oben angegebenen Wärmeausdehnungskoeffizienten α . Gemessen bei kontinuierlicher Temperaturänderung.

Kennlinie 1: DMS ohne Anschlussbändchen.

Kennlinie 2: DMS mit Anschlussbändchen (30mm einfache Bändchenlänge). Bei gekürzten Bändchen liegt der Temperaturgang zwischen Kennlinie 1 und 2. Die numerische Darstellung erlaubt, den Temperaturgang für jede Bändchenlänge exakt zu errechnen. T = Temperatur in °C. L = einfache Bändchenlänge in mm (dimensionlos)

The **temperature response** refers to strain gages bonded to materials with specified coefficients of thermal expansion α . Values are measured with continuous temperature variation.

Curve 1: Strain gages without leads.

Curve 2: Strain gages with leads (simple lead length of 30 mm). If the leads are shorter, the temperature response lies between curve 1 and 2. The numeric representation allows exact calculation of the temperature response for any lead length. T = temperature in °C. L = simple lead length in mm (dimensionless)

A point (".") is used as decimal separator in data; the separator needs to be configured accordingly for import into Excel.

Annexe 3 - Fiche technique Jauges de contrainte série Y [HBM]

Specifications – Series Y		
SG construction Measuring grid Material Thickness Carrier Material Thickness Covering agent Material Thickness Connections length without connection leads	μm (microinch) μm (microinch) μm (microinch)	Foil SG with embedded measuring grid Constantan foil approx. 3.8 or 5 (150 or 197), depending on SG type Polyimide 45 ± 10 (1.772 ± 394) Polyimide 25 ± 12 (984 ± 472) Nickel plated Cu leads, approx. 30 mm long Integrated solder tabs, approx. 1.5 mm long, approx. 1.6 ... 2.2 mm (0.063 ± 0.087 inch) wide Solder tabs with strain relief made of copper-beryllium
Nominal resistance Resistance tolerance ⁽²⁾ Gage factor Nominal value of gage factor Gage factor tolerance with ≤ 1.5 mm (0.059 inch) measuring grid length with ≥ 3 mm (0.118 inch) measuring grid length Temperature coefficient of the gage factor Nominal value of gage factor temperature coefficient	Ω % % % 1/K (1/°F)	120, 350, 700 or 1,000, depending on SG type ± 0.3 without; ± 0.35 with connection leads approx. 2 Specified on each package ± 1.5 ± 1 approx. (115 ± 10) · 10 ⁻⁶ ((64 ± 5.5) · 10 ⁻⁶) Specified on each package
Reference temperature Operating temperature range for static, i.e. zero point-related measurements for dynamic, i.e. non-zero point-related measurements	°C (°F) °C (°F) °C (°F)	23 (73.4) -70 ... +200 (-94 ... +392) -200 ... +200 (-328 ... +392)
Transverse sensitivity at reference temperature when using Z70 adhesive on SG type LY11-6/120 Temperature response Temperature response as required, adapted to coefficients of thermal expansion α for ferritic steel α for aluminum α for plastic material α for austenitic steel α for titanium α for molybdenum α for quartz glass / composite Tolerance of temperature response Temperature response with matching in the range of ⁽³⁾	% 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) 1/K (1/°F) °C (°F)	Specified on each package - 0.1 Specified on each package 10.8 · 10 ⁻⁶ (6.0 · 10 ⁻⁶) 23 · 10 ⁻⁶ (12.8 · 10 ⁻⁶) 65 · 10 ⁻⁶ (36.1 · 10 ⁻⁶) 16 · 10 ⁻⁶ (8.9 · 10 ⁻⁶) 9 · 10 ⁻⁶ (5.0 · 10 ⁻⁶) 5.4 · 10 ⁻⁶ (3.0 · 10 ⁻⁶) 0.5 · 10 ⁻⁶ (0.3 · 10 ⁻⁶) ± 0.3 · 10 ⁻⁶ (± 0.17 · 10 ⁻⁶) -10 ... +20 (14 ... 248)
Mechanical hysteresis ⁽¹⁾ at reference temperature and strain $\epsilon = \pm 1,000 \mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) on SG type LY11-6/120 at 1st load cycle and adhesive Z 70 at 3rd load cycle and adhesive Z 70 at 1st load cycle and adhesive X 60 at 3rd load cycle and adhesive X 60	$\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain)	1 0.5 2.5 1
Maximum elongation ⁽¹⁾ at reference temperature using adhesive Z 70 on SG type LY11-6/120 Absolute strain value ϵ for positive direction Absolute strain value ϵ for negative direction	$\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain)	50,000 (± 5 %) 50,000 (± 5 %)
Fatigue life ⁽¹⁾ at reference temperature using adhesive X 60 on SG type LY61-6/120 Achievable number of load cycles L_w at alternating strain $\epsilon_w = \pm 1,000 \mu\text{m}/\text{m}$ and zero point drift $\epsilon_m \Delta \leq 300$ $\epsilon_m \Delta \leq 30$	$\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain)	>> 10 ⁷ (test was interrupted at 10 ⁷) > 10 ⁷ (test was interrupted at 10 ⁷)
Minimum radius of curvature, longitudinal and transverse, at reference temperature for strain gauges with leads for SG with integrated solder tabs within measuring grid area within solder tabs area Bonding material than can be used Cold-curing adhesives Hot-curing adhesives	mm (inch) mm (inch) mm (inch)	0.3 (0.012) 0.3 (0.012) 2 (0.079) Z 70; X 60; X 280 EP 150; EP 310S

⁽¹⁾ The data depend on the various parameters of the specific application and are therefore stated for representative examples only.

⁽²⁾ With measuring grid lengths of 0.3 mm (0.012 inch) and 0.6 mm (0.024 inch), the nominal resistance may deviate by ± 1%. For the types LY 51/ LY5x the deviation is ± 0.75%. For XY9x, RY9x and the KY types (per chain) it is ± 0.5%.

⁽³⁾ Matching to plastic (code number 8) is only possible in the temperature range of -10°C ... +50°C (14°F ... +122°F).

Annexe 4 - Différentes configurations d'un pont de Wheatstone (compensation mécanique) [HBM].

1		$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B} - \varepsilon_g$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	1	1	1	0
T	F	Mb	Md							
1	1	1	0							
2		$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	1	1	0
T	F	Mb	Md							
0	1	1	0							
3		$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{1}{(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>1+μ</td> <td>1+μ</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	1+μ	1+μ	0
T	F	Mb	Md							
0	1+μ	1+μ	0							
4		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	0	2	0
T	F	Mb	Md							
0	0	2	0							
5		$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B} - \varepsilon_g$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	2	2	0	0
T	F	Mb	Md							
2	2	0	0							
6		$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>2(1+μ)</td> <td>2(1+μ)</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	2(1+μ)	2(1+μ)	0
T	F	Mb	Md							
0	2(1+μ)	2(1+μ)	0							
7		$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	2	0	0
T	F	Mb	Md							
0	2	0	0							
8		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>Mb</th> <th>Md</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	Mb	Md	0	0	4	0
T	F	Mb	Md							
0	0	4	0							

Annexes

9

$\varepsilon_{11}, \varepsilon_{12}$
 $\varepsilon_{21}, \varepsilon_{22}$
 $\varepsilon_{11}(\varepsilon_{21})$
 $\varepsilon_{12}(\varepsilon_{22})$

$$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$$

T	F	Mb	Md
0	0	2	0

10

$\varepsilon_1, \varepsilon_3$
 $\varepsilon_2, \varepsilon_4$
 ε_3
 ε_1

$$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2(1-\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$$

T	F	Mb	Md
0	0	2(1-μ)	0

11

$\varepsilon_1, \varepsilon_4$
 $\varepsilon_2, \varepsilon_3$
 $\varepsilon_4(\varepsilon_3)$
 $\varepsilon_1(\varepsilon_2)$

$$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$$

T	F	Mb	Md
0	0	2(1+μ)	0

12

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$
 $\varepsilon_3, \varepsilon_4$
 $\varepsilon_2(\varepsilon_4)$
 $\varepsilon_1(\varepsilon_3)$

$$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_B}$$

T	F	Mb	Md
0	2(1+μ)	0	0

Annexe 5 - Série de Neumann

1- La série de Neumann :

La série de Neumann est un outil souvent utilisée pour exprimer l'inverse d'une matrice, en particulier dans le cas de matrices qui sont proches de la matrice nulle.

Soit une matrice A avec $\|A\| < 1$; $\lim_{n \rightarrow \infty} A^n = 0$, la matrice $I - A$ n'est pas singulière est donc inversible, et son inverse peut être exprimé comme une série infinie [97] :

$$(I - A)^{-1} = I + A + A^2 + \dots = \sum_{k=0}^{\infty} A^k \quad (1)$$

Bien que l'inversion de la somme de deux matrices ($A+B$) ne dispose pas d'une expression analytique générale, la série de Neumann fournit une approximation pertinente lorsque la norme de B est suffisamment petite par rapport à celle de A . La convergence de cette série est garantie sous la condition ; $\lim_{n \rightarrow \infty} [A^{-1}B]^n = 0$

$$\begin{aligned} (A + B)^{-1} &= \left(A(I - [-A^{-1}B]) \right)^{-1} & (2) \\ &= (I - [-A^{-1}B])^{-1} A^{-1} \\ &= (I - A^*)^{-1} A^{-1} \quad \text{avec } A^* = [-A^{-1}B] \\ &= \left(\sum_{k=0}^{\infty} A^{*k} \right) A^{-1} \quad \text{Seulement si } \|A^*\| < 1 \\ &= \left(\sum_{k=0}^{\infty} [-A^{-1}B]^k \right) A^{-1} \end{aligned}$$

Annexe 6 - Algorithme de Levenberg-Marquardt

1- Algorithme de Levenberg-Marquardt :

L'algorithme de Levenberg-Marquardt (LM) est une technique numérique d'optimisation itérative couramment utilisée pour résoudre des problèmes de moindres carrés non linéaires. Il vise à déterminer les paramètres d'un modèle afin de minimiser une fonction de coût représentant la somme des carrés des différences entre les valeurs prédites par le modèle et les données observées (résidus).

$$F(x) = \sum (y_i - f(x_i; \beta))^2 \quad (1)$$

$F(x)$ représente la fonction de coût ; y_i désigne les points de données observés ; β symbolise les paramètres à estimer ; $f(x_i; \beta)$ est la valeur prédite par le modèle pour la donnée x_i .

L'algorithme de Levenberg-Marquardt associe deux techniques de minimisation numérique : la méthode du gradient et la méthode de Gauss-Newton. La première vise à réduire la somme des erreurs au carré en ajustant les paramètres β dans la direction de la pente la plus forte de la fonction de coût, garantissant ainsi une convergence globale. La seconde méthode, quant à elle, repose sur l'hypothèse que la fonction des moindres carrés se comporte de manière quadratique à proximité des coefficients β , permettant de déterminer le minimum de cette fonction quadratique. L'algorithme de Levenberg-Marquardt fonctionne principalement comme une méthode de gradient lorsque les coefficients sont loin de leur valeur optimale, et se rapproche de la méthode de Gauss-Newton lorsque les coefficients s'en approchent. En combinant ces deux approches, l'algorithme tire parti de leurs avantages respectifs et ajuste un paramètre d'amortissement à chaque itération pour mieux s'adapter à la nature du problème.

2- Les étapes principales de l'algorithme LM :

1- Initialisation :

Définir une estimation initiale du vecteur des paramètres à optimiser, noté $\beta = (\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n)$.

2- Mise à jour itérative :

À chaque itération :

- Calculer les résidus.
- Calculer la matrice jacobienne.
- Mettre à jour les paramètres en utilisant une combinaison de la descente de gradient et de la méthode de Gauss-Newton :

$$\beta_{nouveau} = \beta_{ancien} - (J^T J + \lambda I)^{-1} J^T r \quad (2)$$

3- Ajustement du facteur d'amortissement λ :

Le paramètre d'amortissement λ de l'algorithme LM permet d'interpoler entre ces deux méthodes en fonction de la réduction de la fonction coût. On ajuste le paramètre d'amortissement pour contrôler la taille du pas de mise à jour. Si le pas est trop grand, on augmente le facteur d'amortissement pour réduire la taille du pas (descente de gradient). Si le pas est trop petit, on diminue le facteur d'amortissement pour accélérer la convergence (Gauss-Newton).

4- Vérification de la convergence :

Répéter le processus jusqu'à ce que les variations des paramètres ou la somme des carrés des résidus soient inférieures à une tolérance prédéfinie. Si le critère de convergence n'est pas satisfait, retourner à l'étape 2.

Annexe 7 - Fiche technique capteur de déplacement inductif



WA

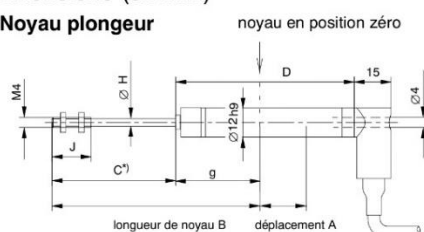
Capteurs de déplacement inductifs standard

Caractéristiques spécifiques

- Capteur de déplacement à pointe de touche et capteur à noyau plongeur libre
- Bonne résistance thermique en cas de gradients de température
- Peu encombrant
- Capteur résistant à la pression pour mesures de déplac. au sein de vérins hydrauliques
- Longue durée de vie due à la résistance à l'accélération
- Option : version haute température pour 150 °C maxi; version basse température jusqu'à -40°C
- Signal de sortie au choix : 80 mV/V; 0,5-10 V

Dimensions (en mm)

Noyau plongeur



Câble PVC fixe, Ø 6, longueur de câble et extrémité de câble selon option

*) en position zéro (noyau plongeur, capteur de dépl. à pointe de touche sortis)

Cotes non tolérancées selon DIN 7168

Rallonge de pointe de touche 20mm, pose facultative

Etendue de mesure	Noyau plongeur							Capteur dépl. à pointe de touche		
	A	B	C	D	G	ØH	J	A	E	F
0...2 mm	2	75,5	40	69	35,5	1,2	15	2	14	130
0...10 mm	10	66	40	69	26 ± 0,5	3,7	16	10	14	130
0...20 mm	20	87	55	84	32 ± 0,5	3,7	16	20	24	170
0...50 mm	50	117	85	114	32 ± 0,5	3,7	16	50	54	230
0...100 mm	100	180	134	181,6	46 ± 10	3,7	16	100	104	372,6
0...200 mm	200	280	234	281,6	46 ± 10	3,7	16			
0...300 mm	300	380	334	381,6	46 ± 10	3,7	16			
0...500 mm	500	580	534	581,8	46 ± 10	3,7	16			

Annexes

Caractéristiques techniques

Type		WA2	WA10	WA20	WA50	WA100	WA200	WA300	WA500	
Déflexion nominale	mm	0...2	0...10	0...20	0...50	0...100	0...200	0...300	0...500	
Sensibilité nominale Signal nominal de sortie pour déplacement nominal et sortie non chargée	mV/V	80								
Tolérance de sensibilité déviation de la sensibilité par rapport à la sensibilité nominale	%	± 1								
Tolérance du point zéro pour noyau en position zéro	mV/V	± 1							± 8	
Ecart de linéarité écart max. entre point initial et final (hystérésis rapportée à la sensibilité nominale comprise)	%	≤ ± 0,2 ou ≤ ± 0,1								
Plage nominale de température	°C	-20...+80								
Plage de température de service standard	°C	-25...+80								
version pour haute température	°C	-25...+150								
version basse température	°C	-40...+125								
Effet de température pour 10 K dans la plage nominale de température sur le zéro, rapporté à la sensibilité nominale	%	< ± 0,1								
Effet de température pour 10 K dans la plage nominale de température sur le signal de sortie, rapporté à la valeur effective	%	< ± 0,1								
Résistance d'entrée	Ω	100 ± 10%	350 ± 10 %							
Résistance de sortie	Ω	570 ± 10%	680 ± 10%							
Tension d'alimentation nominale	V _{eff}	2,5								
Plage admissible de la tension d'alimentation	V _{eff}	0,5...10								
Fréquence porteuse, Plage nominale	kHz	4,8 ± 1%								
Plage d'utilisation	kHz	4,8 ± 8%								
Masse du corps de capteur	g	54	56	57	68	104	147	190	276	
du noyau plongeur	g	4	6	7	9	13	20	28	42	
Résistance aux chocs , degré de sévérité selon DIN IEC 68, partie 2-27 ; IEC 68-2-27-1987 Nombre de chocs (par direction)	-	1000								
Accélération de choc	m/s ²	650								
Durée de choc	ms	3								
Forme de choc	-	Onde demi-sinusoïdale								
Tenue aux vibrations , degré de sévérité selon DIN IEC 68, partie 2-6, IEC 68-2-6-1982 Plage de fréquence	Hz	5 à 65								
Accélération vibratoire	m/s ²	150								
Durée de sollicitation (par direction)	h	0,5								
Accélération admissible max. du noyau plongeur	m/s ²	2500								
		version à pointe de touche					version noyau plongeur libre			
Durée de vie, typ.		10 millions de cycles de charge					-			
Constante de ressort	N/mm	0,116					0,063			
Effet de ressort en pos. zéro (p.course 1mm) env.	N	2,4					2			
Effet de ressort en pos. finale (= déflexion nominale) env.	N	2,67	3,56	4,72	8,2	8,3	-			
Accélération admiss. max. de la pointe de touche	m/s ²	170		140	95	45	-			
Fréquence de coupure de la pointe de touche pour course 1mm env.	Hz	60		55	45	30	-			
Fréquence de coupure de la pointe de touche pour déflexion nominale	Hz	18		10	5	3	-			
Indice de protection selon EN 60 529 pour tube de capteur et canal de noyau	-	IP67 (dépend de l'élément de raccordement)								
Pression admissible max. (charge ondulée)	bars	350								
Limite de surcharge (selon VDI/VDE 2600, feuille 4)	bars	450								
Plage de destruction (selon VDI/VDE2600, feuille 4)	bars	> 500								

Annexe 8 - Fiche technique amplificateur Quantum MX 410

Data sheet

QUANTUM^X MX410

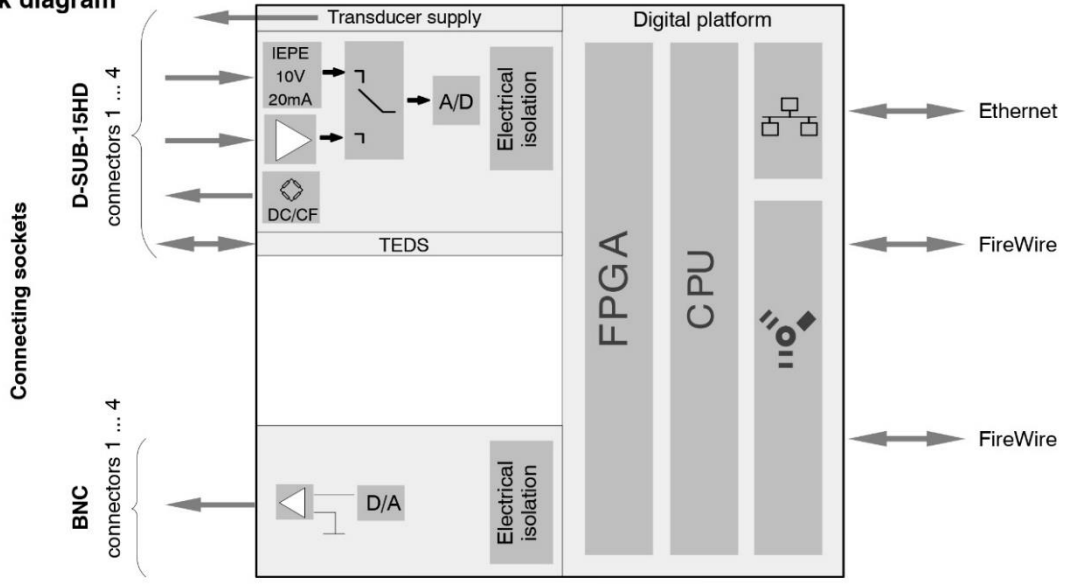
Highly dynamic
universal amplifier

Special features



- 4 individually configurable inputs (electrically isolated)
- Connection of more than 5 transducer technologies
- Data rate: up to 96,000 Hz
19,200 with 2 channels
- 24-bit A/D converter per channel for synchronous, parallel measurements
- Active low-pass filter
- 4 analog outputs
- Real-time computation (Peak, RMS)
- Supply voltage (DC) for active transducers: 5 V ... 24 V

Block diagram



Annexes

Specifications

General specifications		
Inputs	number	4, electrically isolated from each other and from supply ¹⁾
Transducer technologies per connector		Strain gage, half and full bridge (carrier frequency or DC), piezoelectric transducers (resistiv, current-fed) / IEPE, Inductive half and full bridge, voltage, (10 V) current (20 mA)
A/D conversion		24-bit delta-sigma converter
Data rate	Hz	0.1 ... 96,000 per channel, adjustable individually or 0.1 ... 192000 with 2 channels adjustable individually
Bandwidth	kHz	38 with 96,000 Hz data rate 78 with 192,000 Hz data rate
Active low pass filter (Bessel/Butterworth, adjustable)	Hz	0.1 ... 20,000
Transducer identification (TEDS, IEEE 1451.4) max. TEDS module distance	m	100
Transducer connection		D-SUB-15HD
Analog outputs		4 (BNC), electrically isolated to measurement inputs and to supply (not to one another)
Supply voltage range (DC)	V	10 ... 30 (nominal (rated) voltage 24 V)
Supply voltage interruption		max. for 5 ms at 24 V
Power consumption		
without adjustable transducer excitation	W	< 12
with adjustable transducer excitation	W	< 15
Supply voltage (active transducers)		
Adjustable transducer excitation (DC)	V	5 ... 24; adjustable channel by channel
Maximum output power	W	0.7 per channel / 2 in total
Ethernet (data link)		10Base-T / 100Base-TX
Protocol/addressing	-	TCP/IP (direct IP address or DHCP)
Plug connection	-	8P8C-modular plug (RJ-45) with twisted pair cable (CAT-5)
Max. cable length to module	m	100
FireWire (module synchronization, data link, optional supply voltage)		IEEE 1394b (HBM modules only)
Baud rate	MBaud	400 (approx. 50 MBytes/s)
Max. current from module to module	A	1.5
Max. cable length between nodes	m	5
Max. number of modules connected in series (daisy chain)	-	12 (= 11 hops)
Max. number of modules in a FireWire system (incl. hubs ²⁾ , backplane)	-	24
Max. number of hops ³⁾	-	14
Synchronization options		FireWire (automatically, recommended) via CX27 via Ethernet via MX440A- or MX840A input channel
EtherCAT		
NTP		
IRIG-B (B000 to B007; B120 to B127)		
Nominal (rated) temperature range	°C [°F]	-20 _□ ... +60 [-4 ... +140]
Operating temperature range	°C [°F]	-20 ... +65 [-4 ... +149]
Storage temperature range	°C [°F]	-40 ... +75 [-40 ... +167]
Relative humidity	%	5 ... 95 (non-condensing)
Protection class	-	III
Degree of protection		IP20 per EN60529
Mechanical tests⁴⁾		
Vibration (30 min)	m/s ²	50
Shock (6 ms)	m/s ²	350
EMC requirements		per EN 61326
Maximum input voltage at transducer socket to ground (PIN 6 or PIN 9)		
PIN 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 10 (bridge and TEDS)	V	± 5.5
PIN 14 (voltage)	V	± 40
PIN 13 (current)	V	± 1.5
PIN 4, 15 (control circuits)	V	+ 3.3
Dimensions, horizontal (H x W x D)	mm	52.5 x 200 x 122 (with case protection)
	mm	44 x 174 x 119 (without case protection)
Weight, approx.	g	990

1) When variable transducer supply is used, there is no electrical isolation from the supply.

2) Hub: FireWire node point or distributor

3) Hop: transition from module to module/signal conditioning

4) Mechanical stress is tested in accordance with European standards EN60068-2-6 for vibration and EN60068-2-27 for shock. The devices are exposed to an acceleration of 50 m/s² within the frequency range 5...65 Hz in all 3 axes. Duration of this vibration test: 30 minutes per axis. The shock test is implemented at a nominal (rated) acceleration of 350 m/s² for a duration of 6 ms, half sine and with shocks in each of the six possible directions.

Annexes

Specifications (continued)

Strain gage full bridge and half bridge 4 mV/V CF with excitation 1 V or 2.5 V or 5 V (AC, effective)		
Accuracy class		0.05
Carrier frequency (sine)	Hz	4,800 ± 2
Bridge excitation voltage (effective)	V	1 ; 2.5; 5 (± 5 %)
Transducers that can be connected		Strain gage and inductive full and half bridges
Permissible cable length between MX410 and transducer	m	100
Measuring ranges		
at 5 V excitation	mV/V	± 4
at 2.5 V excitation	mV/V	± 8
at 1 V excitation	mV/V	± 20
Measurement frequency range (-3 dB)	Hz	0 ... 1,600
Transducer impedance		
at 5 V excitation	Ω	300 ... 1,000
at 2.5 V excitation	Ω	110 ... 1,000
at 1 V excitation	Ω	80 ... 1,000
Noise at 25 °C and 5 V excitation (peak to peak)		
at 1 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.1
at 10 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.2
at 100 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.5
at 1 kHz Bessel filter	μV/V	< 1.5
Linearity error	%	< 0.02 of full scale value
Zero drift (full bridge with excitation 5 V)	% / 10 K	< 0.02 of full scale value
Full-scale drift (excitation 5 V)	% / 10 K	< 0.05 of measured value

Strain gage full bridge and half bridge 4 mV/V DC with excitation 1 V or 2.5 V or 5 V or 7.5 V (DC)		
Accuracy class		0.05
Bridge excitation voltage (DC)	V	1 ; 2.5; 5; 7.5 (± 8 %)
Transducers that can be connected		Strain gage full and half bridges
Permissible cable length between MX410 and transducer	m	100 (at U _B =7.5 V: 50 m)
Measuring ranges		
at 7.5 V excitation	mV/V	± 4
at 5 V excitation	mV/V	± 4
at 2.5 V excitation	mV/V	± 10
at 1 V excitation	mV/V	± 20
Measurement frequency range (-3 dB)	Hz	0 ... 39,300 with 96,000 Hz data rate 0 ... 78,600 with 192,000 Hz data rate
Transducer impedance		
at 7.5 V excitation	Ω	300 ... 5,000 (max. 50 m cable)
at 5 V excitation	Ω	110 ... 5,000
at 2.5 V excitation	Ω	110 ... 5,000
at 1 V excitation	Ω	80 ... 5,000
Noise at 25 °C and 5 V excitation (peak to peak)		
at 1 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.15
at 10 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.3
at 100 Hz Bessel filter	μV/V	< 0.6
at 1 kHz Bessel filter	μV/V	< 2
at 10 kHz Bessel filter	μV/V	< 9
at filter Off	μV/V	< 10
Linearity error	%	< 0.02 of full scale value
Zero drift (full bridge with excitation 5 V)	% / 10 K	< 0.05 of full scale value
Full-scale drift (excitation 5 V)	% / 10 K	< 0.05 of measured value