

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE MÉCANIQUE
Tasdawit n Lmulud At Meammer
Tazeddayt n Tasmédna n Taskekt
Agezdu n Tasmédna n Tamicanict



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de
MASTER EN ELECTROMECHANIQUE
SPECIALITE MAINTENANCE
INDUSTRIELLE

**Contribution à l'identification
d'endommagement des structures plaques
par des méthodes d'analyse dynamique et les
algorithmes d'optimisations.**

Réalisé par :

M. KEDDAM YANIS

M. OULEMANE Mohand-Said

Encadré par :

M. TIACHAHT Samir

Année Universitaire 2020/2021

Remerciements

Je rends grâce au Bon Dieu Tout Puissant et Miséricordieux de me bénir de leur présence et de la force d'avancer.

Je tiens à remercier mes parents, mes grands-parents et mes frères qui m'ont toujours mis dans des conditions pour l'accomplissement favorable de mes études, mes amis **BEDDEK Amar**, **KERROUCHE Ahcene**, **AKRED Ali** et **Amazigh** et toutes les personnes que j'affectionne qui ont contribué à la réalisation et l'accomplissement de ce mémoire de fin d'études par leurs précieux soutien et encouragements.

Je présente mes remerciements à **Monsieur TIACHACT Samir**, enseignant à la faculté de génie de la construction de l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, d'avoir bien voulu diriger ce travail pour la rédaction de mon mémoire de fin d'études.

Je remercie aussi le président du jury d'avoir accepté d'être à la tête du jury.

Mes remerciements vont également à l'examineur pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Par la même volonté et la même chaleur je tiens à exprimer ma gratitude à mes enseignants qui ont contribué à mon évolution et épanouissement au cours de mon parcours universitaire.

-Merci à tous-

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

À ma très chère mère Fatma. Je ne te remercierai jamais assez, quoi que je dise, pour tout ce que tu as fait pour moi, pour tous tes sacrifices ;

À mon très cher père Omar, l'homme de référence à mes yeux. Merci de toujours être là pour moi, de me montrer la voie et de croire en moi ;

À mon grand-père qui nous a quitté que dieu l'accueille dans son vaste paradis qui a été toujours fière de moi ;

À ma grand-mère que dieu la protège qui ne cesse de me soutenir et de m'encourager ;

À mes petits frères Rayane et Hocine, ceux sur lesquels je peux toujours compter ;

À mes frères de cœur, Amar, Ahcene, Youva, Danny, Chmissou et pépé, avec lesquels j'ai pu grandir,

qui m'ont toujours soutenu et qui ne m'ont jamais laissé le temps de m'ennuyer ni de manquer le bonheur d'une aventure ;

À mes amis Alilou, Amazigh, Said et Jugurtha avec lesquels j'ai partagé que complicité et joie de vivre.

Que ce travail et ma réussite traduisent ma gratitude et mon affection.

Keddam Yanis

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

À ma très chère mère Ouiza. Je ne te remercierai jamais assez, quoi que je dise, pour tout ce que tu as fait pour moi, pour tous tes sacrifices ;

À mon très cher père Idir, l'homme de référence à mes yeux. Merci de toujours être là pour moi, de me montrer la voie et de croire en moi ;

À mes grands frères Yassine et Djamel et à ma grande sœur Hayet, ceux sur lesquels je peux toujours compter ;

À mes frères de cœur, med ali, rouji, el bouj, hacene, rayene, cocos, sans oublier les rinchou et tous les amies avec lesquels j'ai pu grandir, qui m'ont toujours soutenu et qui ne m'ont jamais laissé le temps de m'ennuyer ni de manquer le bonheur d'une aventure ;

À mes amis Khaled, Massi, Said et Jugurtha avec lesquels j'ai partagé que complicité et joie de vivre.

Que ce travail et ma réussite traduisent ma gratitude et mon affection .

Oulmane mohand said

Table des matières

Table des matières

Introduction générale.....	1
I. CHAPITRE I : Méthodes des éléments finis et dynamiques des structures.....	3
I. 1. Méthode des éléments finis.....	3
I. 1.1. Introduction.....	3
I.1.2 Rappel sur la Méthode des éléments finis	4
I.1.2.1 Principe de la méthode des éléments finis	4
I.1.2.2 Introduction à la notation matricielle	6
I.1.3 Étapes générales de la méthode des éléments finis	8
I. 1.4. Méthode des éléments finis pour élément plaque	17
I. 1.4.1 Concepts de base de la flexion des plaques	17
I. 1.4.2 Flexion d'une plaque mince	18
I. 1.4.3 Hypothèses de Kirchhoff	19
I. 1.4.4 Relation contrainte/déformation	21
I. 1.4.5 Énergie potentielle d'une plaque	24
I. 1.4.6 Dérivation de la matrice et des équations de rigidité d'un élément de flexion de plaque	24
I. 2. Dynamique des structures sur les plaques.....	32
I. 2.1 Généralité.....	32
I. 2.2 Etude des plaque	33
I. 2.2.2. La matrice de masse	35
II. CHAPITRE II : Recherche bibliographiques	36
II.1 Introduction.....	36
II.2 Méthode de détection d'endommagement sur les plaques.....	37
II.2.1 Méthode basée sur changement de fréquence	38
II.2.2 Méthodes basée sur les données modales	39
II.2.2.1 Méthode de détection des dommages basée sur la forme des modes	39
II.2.2.2 Détection des dommages basée sur la courbure modale :.....	41
II.2.3 Méthode basée sur le changement de la matrice de flexibilité (MF) :	42
II.2.4 La méthode de la force résiduelle :.....	42
II.2.5 Méthode basée sur la régularisation éparse d'impédance électromécanique (IEM) : ..	44
II.3 Conclusion	46

Table des matières

III	CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques	47
III.1	Introduction.....	47
III.2	Présentation de la méthode d'énergie de déformation	47
III.3	Théorie.....	48
III.3.1	Structure des plaques.....	48
III.4	Résultats et applications	50
III.4.1	Première partie : détection de la présence de l'endommagement	50
III.4.2	Deuxième partie : localisation de l'endommagement	52
III.4.2.1	Première structure : « CCCC »	52
III.4.2.2	Deuxième structure : « SCSC »	55
III.5	Conclusion	58
IV	CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations	59
IV.1	Introduction.....	59
IV.2	La méthode BWOA	60
IV.2.1	Présentation de la méthode.....	60
IV.2.2	Matériaux et méthodes	62
IV.2.2.1	Formulation du problème d'élimination sélective des harmoniques.....	62
IV.3	La méthode JSOA.....	66
IV.3.1	Présentation de la méthode JSOA.....	66
IV.3.2	Modèle mathématique du problème d'optimisation structurelle	69
IV.3.3	Fonction objective et variables de conception	69
IV.3.4	Contraintes de conception	70
I. 1.4.7	Contraintes de résistance :	70
I. 1.4.8	Contraintes géométriques.....	71
IV.3.5	Évaluation de la condition physique	72
IV.4	Algorithme de l'araignée sociale	73
IV.4.1	Fondements biologiques de l'araignée sociale algorithme	73
IV.4.2	Algorithme de base du SSO	74
IV.4.3	Initialisation	75
IV.4.4	Attribution des aptitudes	75
IV.4.5	Opérateur coopératif femelle	76
IV.4.6	Opérateur coopératif mâle.....	77
IV.5	Résultats et discussions.....	78

Table des matières

IV.5.1	Premier structure (CCCC)	79
IV.5.1.1	Premier scenario.....	79
IV.5.1.2	Deuxième scenario	84
IV.5.2	Deuxième structure	87
IV.5.2.1	Premier scenario.....	87
IV.6	Conclusion	92
Conclusion générale		93
Références bibliographiques		95

Table des figures

<i>Figure I-1: Problème continu - problème discret.</i>	4
<i>Figure I-2 : Différents types d'éléments finis simples d'ordre le plus bas avec des nœuds d'angle uniquement et des éléments d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires.</i>	13
<i>Figure I-3: plaque mince</i>	19
<i>Figure I-4 : Tranche différentielle d'une plaque d'épaisseur t (a) avant chargement et (b) déplacements u point P après chargement, selon la théorie de Kirchhoff.</i>	21
<i>Figure I-5: Élément différentiel d'une plaque avec (a) les contraintes indiquées sur les bords de la plaque et (b) les moments et forces différentiels.</i>	22
<i>Figure I-6: Élément de plaque rectangulaire de base avec degrés de liberté nodaux.</i>	24
<i>Figure I-7: Éléments rectangulaires continus fléchis.</i>	27
<i>Figure I-8: Direction de la force et du moment par unité de longueur telle que définie pour les coquilles minces.</i>	30
<i>Figure III-1: Schéma illustrant les sous-régions $N_x \times N_y$ d'une plaque.</i>	49
<i>Figure III-2: Identification d'endommagements de la structure plaque « CCCC » à 64 éléments (Premier scénario d'endommagement).</i>	52
<i>Figure III-3: Identification d'endommagements de structure plaque « CCCC » à (64) éléments (Deuxième scénario d'endommagement).</i>	53
<i>Figure III-4: Identification d'endommagements de la structure plaque « CCCC » à 64 éléments (troisième scénario d'endommagement).</i>	54
<i>Figure III-5: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (premier scénario d'endommagement).</i>	55
<i>Figure III-6: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (Deuxième scénario d'endommagement).</i>	56
<i>Figure III-7: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (Troisième scénario d'endommagement).</i>	57
<i>Figure IV-1 : Onduleur multiniveau 3ϕ n-level (MLI). modules à pont en H avec des sources d'alimentation isolées sont également représentés.</i>	63
<i>Figure IV-2: Représentation générale et fonctionnement d'une tension de phase 3ϕ d'un onduleur multiniveau à n niveaux.</i>	64
<i>Figure IV-3: Sortie typique d'un onduleur multi niveau en forme d'escalier représentée en fonction des angles et des temps de commutation.</i>	64
<i>Figure IV-4: Connexion poutre-colonne des ossatures spatiales</i>	73
<i>Figure IV-5: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	79
<i>Figure IV-6: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations</i>	80
<i>Figure IV-7: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	80
<i>Figure IV-8: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 100 itérations et 200 populations.</i>	82
<i>Figure IV-9: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 100 itérations et 200 populations.</i>	82
<i>Figure IV-10: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	83

Table des figures

<i>Figure IV-11: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>84</i>
<i>Figure IV-12: Taux d'endommagements des l'éléments 19 et 29 plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>85</i>
<i>Figure IV-13: Taux d'endommagements des l'éléments 19 et 29 plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>85</i>
<i>Figure IV-14 : Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>87</i>
<i>Figure IV-15 : Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>87</i>
<i>Figure IV-16 : Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>88</i>
<i>Figure IV-17 : Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>90</i>
<i>Figure IV-18: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>90</i>
<i>Figure IV-19: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>91</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau II-1 : Classification de Rytter [13] des méthodes de détection des dommages</i>	<i>37</i>
<i>Tableau III-1: caractéristiques mécaniques et géométriques des deux structures</i>	<i>50</i>
<i>Tableau III-2: Scénarios d'endommagements de la structure</i>	<i>51</i>
<i>Tableau III-3: Fréquences naturelles saines et endommagées de la structure (CCCC).....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau III-4: Fréquences naturelles saines et endommagées de la structure (SCSC).....</i>	<i>51</i>
<i>Tableau IV-1: valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 100 et itérations a 200.</i>	<i>81</i>
<i>Tableau IV-2 : Valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 200 et itérations a 100.</i>	<i>83</i>
<i>Tableau IV-3: valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 100 et itérations a 200.</i>	<i>86</i>
<i>Tableau IV-4: valeurs best et curve obtenu par les deux méthode (BWOA, JSOA), Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.</i>	<i>89</i>
<i>Tableau IV-5: valeurs best et curve obtenu par les deux méthode (BWOA, JSOA), Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations</i>	<i>91</i>

Nomenclature

Liste des Symboles :

w : Représente le déplacement vertical.

E : Module d'élasticité.

G : Coefficient de Poisson.

ν : Module de cisaillement élastique.

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$: Contrainte normale.

M_x, M_y : Moment de flexion.

D : Rigidité flexionnelle.

$\beta_x(x, y), \beta_y(x, y)$: Les rotations.

$\{\epsilon_c\}$ ou $\{\gamma\}$: déformations de cisaillements.

$\{\epsilon_f\}$: Déformation de flexion.

$\{x\}$: Vecteur de variation de courbure.

$[C]$: Matrice de constantes élastiques.

$\{\sigma_c\}$: Contribution de cisaillement.

$\{\sigma_f\}$: Contribution de flexion.

Q_{ij} : Coefficients de rigidité.

k : Coefficient de correction de cisaillement transversal.

$[D_f]$: Matrice de rigidité à la flexion.

$[D_c]$: Matrice de rigidité cisaillement transversal.

U : Énergie déformation.

U_F : Énergie de déformation de flexion.

U_C : Énergie de déformation de cisaillement.

D_τ : Matrice constitutive de cisaillement.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

$\{q\}$: Vecteur de déplacements nodaux.

$\{F\}$: Vecteur chargement extérieur.

V : est le volume du corps.

S : La surface extérieure du corps où les forces surfaciques sont appliquées.

f_i^V : Forces volumiques.

f_i^S : Forces surfaciques appliquées à la surface extérieure S du corps.

Nomenclature

Q_i : Forces concentrées.

σ_{ij} : Tenseur des contraintes.

ε_{ij} : Tenseur des déformations infinitésimales.

$\langle \varepsilon \rangle$: Vecteur des déformations, transposé.

$\{ \sigma \}$: Vecteur des contraintes.

$\langle u \rangle$: Vecteur des déplacements, transposé.

$\{ f_V \}$: Vecteur des forces volumiques.

$\{ f_S \}$: Vecteur des forces surfaciques.

$\{ Q_i \}$: Vecteur des forces concentrées.

V : Énergie potentielle totale.

W : Travail des forces appliquées.

n_e : Indique le nombre de nœuds par élément.

$[J]$: Matrice Jacobéenne de la transformation géométrique.

ξ_i, η_j : sont les coordonnées des points d'intégration.

W_i, W_j : sont les coefficients de pondérations (ou poids) correspondants.

$F_i(t)$: force définie par le travail virtuel des forces extérieures.

$[M]^e$: Matrice de masse cohérente de l'élément e.

φ^A, φ^B : Déformées modales.

γ_{trMAC} : le carré de la trace de la matrice trace de la matrice MAC.

$\bar{v}_{i,j}$: représente la courbure modale.

i : représente le numéro du nœud.

j : représente le numéro du mode.

$\phi_{i,j}$: La valeur modale normalisée en masse pour le $i^{\text{ème}}$ nœud dans le $j^{\text{ème}}$ mode.

N : est le nombre total de modes.

U : L'énergie de déformation.

u_i : L'énergie de déformation pour une forme de mode particulière (x, y).

U_{ijk} : L'énergie associée à la sous-région jk pour le $i^{\text{ème}}$ mode.

D : la rigidité en flexion de la plaque.

N_x, N_y : Sous-régions d'une plaque.

Nomenclature

Liste des abréviations :

SHM : la Surveillance de l'état des structures.

FRF : la fonction de réponse en fréquence.

SLV : technique utilisant le vibromètre laser à balayage.

MAC : Le critère d'assurance modale.

MSC : courbure de la forme du mode.

CMSC : Le changement de courbure de la forme du mode.

CDF : facteur d'endommagement.

MF : matrice de flexibilité.

IEM : Méthode basée sur la régularisation éparsée d'impédance électromécanique.

RMSD : l'écart quadratique moyen.

CC : coefficient de corrélation.

BWOA : Algorithme d'optimisation Black Widow.

JSOA : l'algorithme d'optimisation de l'araignée sociale avec technique de saut d'araignée.

MLI : Les onduleurs multi niveaux.

EMI : interférences électromagnétiques.

PWM : stratégies de modulation de largeur d'impulsion.

SHE : la stratégie de contrôle d'élimination sélective des harmoniques.

PSO : l'optimisation par essaims de particules.

WOA : l'algorithme d'optimisation de la baleine.

GWO : l'optimisation du loup gris.

MGWO : version modifiée de l'optimisation du loup gris.

GA : l'algorithme génétique.

ACO : l'optimisation des colonies de fourmis.

ABC : la colonie d'abeilles artificielle.

CS : algorithme de recherche de coucou.

FF : algorithme de luciole.

SSO : algorithme Social Spider Optimisation.

LRFD : facteurs de charge et de résistance.

Nomenclature

AISC : l'American Institute for Steel Construction.

LFABC : colonie d'abeilles artificielle avec vol de Lévy.

HS : recherche d'harmonie.

DHS : recherche d'harmonie dynamique.

hTLBO-HS : optimisation hybride basée sur l'apprentissage et la recherche d'harmonie.

EFF : algorithmes Firefly améliorés.

Introduction générale

Pendant le processus d'exploitation des structures, l'apparition de différents types de dommages est inévitable et ces derniers doivent être détectés avant qu'ils ne causent de dégâts pouvant être irréversibles non seulement à la structure elle-même mais aussi à la vie des gens.

Par conséquent, la surveillance de l'état des structures (ou SHM, pour Structural Health Monitoring) en lien avec l'identification des dommages structurels attire de plus en plus l'attention des communautés scientifiques et techniques qui l'ont particulièrement développée durant ces dernières décennies et ont ainsi augmenté de manière significative le nombre de recherches faites dans la conception, le développement et l'implémentation de techniques pour la détection, la localisation et la quantification d'endommagements ou de changements dans une structure existante.

La surveillance en temps réel ou à intervalles réguliers de l'intégrité des structures est devenue une question essentielle et impérative en ingénierie structurelle. En utilisant ce concept, les dommages locaux d'une structure peuvent être détectés et cela joue un rôle très important dans l'amélioration de l'état, de la sécurité et de la longévité des structures. Mathématiquement, le problème de l'identification des dommages structurels est un problème hautement non linéaire qui implique l'utilisation de méthodes spéciales pour le résoudre correctement.

Afin de pouvoir surveiller l'état des structures, deux catégories de méthodes d'identification d'endommagements non destructives sont utilisées. La première catégorie comprend des méthodes locales telles que les méthodes par ultrasons et les méthodes aux rayons X, qui nécessitent que le voisinage des dommages soit connu a priori et facilement accessible pour les tests. La deuxième catégorie comprend des méthodes globales pour surveiller l'état d'une structure plus complexe, ce sont des méthodes destinées à fournir des informations sur le comportement mécanique d'une structure en utilisant des mesures réalisées à partir d'un ensemble de capteurs dispersés dans la structure pour obtenir des informations globales sur les changements des caractéristiques vibratoires. Contrairement à la première catégorie il n'est pas nécessaire que les capteurs soient situés à proximité du site d'endommagement.

L'idée fondamentale pour l'identification des dommages basée sur les vibrations est que les changements induits par les dommages dans les propriétés physiques (masse, amortissement et rigidité) entraîneront des changements détectables dans les propriétés modales (fréquences

Introduction générale

naturelles, amortissement modal et formes modales). Par conséquent, on comprend que les dommages puissent être identifiés en analysant les changements dans les caractéristiques vibratoires de la structure.

Dans ce travail, nous nous limiterons à l'étude d'une des méthodes globales pour la détection d'endommagements dans les structures.

L'objectif de ce travail est de faire, en premier lieu, une étude comparative entre les fréquences saines d'une plaque et les fréquences endommagées afin de pouvoir détecter la présence d'un endommagement, en deuxième lieu en utilisant la méthode d'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle. On peut aboutir à la localisation de l'endommagement, et au final on va effectuer une quantification des endommagements, avec des méthodes et des programmes d'optimisations, et une étude comparative entre les deux méthodes d'optimisations « JSOA et MBOA » afin d'identifier la méthode la plus fiable d'entre ces deux dernières.

Pour se faire, nous avons structuré le mémoire de sorte qu'il comporte une introduction générale, quatre chapitres et une conclusion générale.

- Le chapitre I rappelle la méthode des éléments finis et de la dynamique des structures, et la présentation de la méthode des éléments finis et la dynamique des structures pour l'élément plaque.
- Le chapitre II est consacré à une étude bibliographique constituée principalement d'une documentation de quelques méthodes d'identification d'endommagements.
- Le chapitre III est consacré à la détection de la présence d'endommagements et leur localisation grâce à la méthode d'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle.
- Le chapitre IV est dédié à la présentation d'une étude comparative entre deux algorithmes d'optimisation « JSOA et MBOA » qui vont servir à la quantification des endommagements.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale.

***CHAPITRE I : Méthodes des éléments finis et
dynamiques des structures.***

I. CHAPITRE I : Méthodes des éléments finis et dynamiques des structures.

I. 1. Méthode des éléments finis

I. 1.1. Introduction

Sans aucun doute, la méthode des éléments finis représente l'une des réalisations les plus importantes dans le domaine des méthodes de calcul au cours du siècle dernier, [1] de cette méthode on a connu un développement très important ces dernières années, en grande partie grâce au développement des technologies informatiques, son utilisation s'est largement développée et peut sembler de moins en moins une affaire de spécialistes.

La MEF est une méthode qui permet de résoudre les problèmes pouvant se formuler par des systèmes d'équations aux dérivées partielles assortis de conditions aux limites, dans un cadre général (c'est-à-dire sans recourir à des hypothèses simplificatrices au niveau de la forme des ouvrages calculés ou du comportement des matériaux impliqués). Le principe fondamental de la MEF (voir Figure I.1) est de transformer un problème continu (modélisé mathématiquement par un système d'équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites) en un problème discret qui est modélisé mathématiquement par un système d'équations linéaires. La solution d'un problème continu est un champ continu d'une grandeur physique (par exemple les déplacements en mécanique), alors que la solution d'un problème discret est un ensemble de valeurs prises par une grandeur physique (les déplacements aux extrémités des ressorts pour l'exemple choisi) en des points particuliers, appelés nœuds dans le cadre de la MEF.

En mécanique, la MEF permet (lorsqu'elle est utilisée de manière éclairée) de dimensionner ou de calculer la résistance mécanique des pièces, assemblages et structures de manière très précise [2].

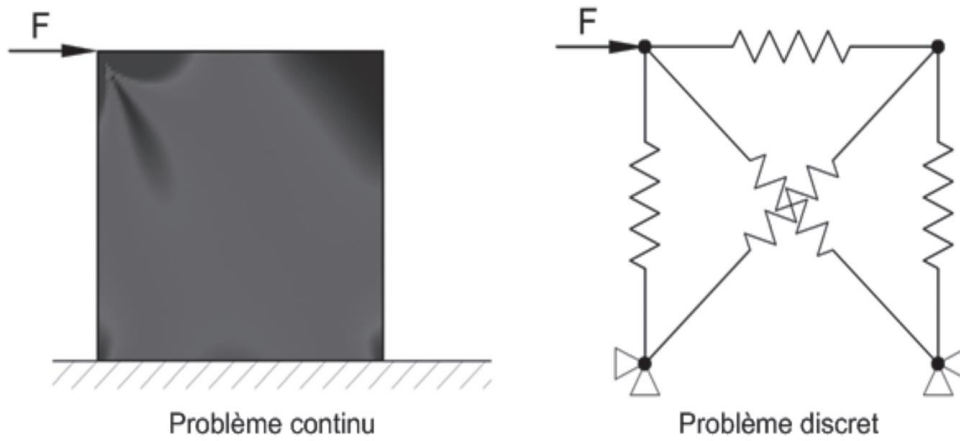


Figure I-1: Problème continu - problème discret.

I.1.2 Rappel sur la Méthode des éléments finis

I.1.2.1 Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode approchée de calcul numérique, permettant de déterminer l'équilibre élastique des structures continues à deux ou trois dimensions : structures planes, solides élastiques, plaques minces, membranes et coques.

Grâce au principe de d'Alembert, elle permet d'étudier les vibrations de ces structures. Elle peut également être étendue aux structures viscoélastiques ou plastiques.

La méthode des éléments finis consiste à déterminer les déplacements en un certain nombre de points $A_V (V = 1, 2, \dots, N)$ de la structure; ces déplacements sont définis par des matrices colonnes qui sont les inconnues qu'il faut calculer. La méthode repose sur deux hypothèses.

La première hypothèse : consiste à diviser, au moyen de lignes ou de surfaces imaginaire passant par les nœuds A_V , la structure en un nombre fini d'éléments $E^\mu (\mu = 1, 2, \dots, M)$ et à supposer que les éléments E^μ ne sont mécaniquement assemblés entre eux qu'aux nœuds A_V .

La seconde hypothèse : consiste à représenter le déplacement en un point M de l'élément E^μ par une fonction d'interpolation $U(M)$ prenant les valeurs $\Delta_\alpha, \Delta_\beta, \Delta_\gamma$ lorsque le point M vient aux nœuds $\Delta_\alpha, \Delta_\beta, \Delta_\gamma, \dots$ de l'élément.

Le théorème des travaux virtuels permet de déterminer quelles forces il faut appliquer aux nœuds $\Delta_\alpha, \Delta_\beta, \Delta_\gamma, \dots$ pour assurer l'équilibre de E^μ connaissant les déplacements $\Delta_\alpha, \Delta_\beta, \Delta_\gamma, \dots$ des nœuds, les forces extérieures appliquées à l'élément et les déformations éventuelles (dilatation thermique, retrait) imposées à l'élément. On obtient ainsi les matrices de rigidité généralisées des éléments. Il est donc possible de calculer les déplacements des nœuds.

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

La première hypothèse : conduit à n'écrire que l'équilibre d'ensemble des éléments ; localement, les équations de l'équilibre ne sont pas vérifiées, puisqu'on néglige les réactions mutuelles qui s'exercent le long de la frontière commune à deux éléments.

La deuxième hypothèse : peut donner lieu à des discontinuités du déplacement (ou de ses dérivées) interpolé à partir des valeurs aux nœuds lorsqu'on traverse la frontière commune à deux éléments. Il est souhaitable de choisir des fonctions d'interpolation ne conduisant pas à des discontinuités du déplacement, mais ce n'est pas toujours possible. Pour que la méthode des éléments finis converge vers la solution exacte lorsque le nombre des éléments tend vers l'infini, la plus grande dimension de chaque élément tendant vers zéro, il est *nécessaire* que les deux critères suivants soient respectés :

- La fonction d'interpolation doit être choisie de façon à n'entraîner aucune déformation d'un élément non sollicité dont les déplacements des nœuds résultent d'un déplacement d'ensemble de l'élément.
- La fonction d'interpolation doit être choisie de façon à obtenir un état de déformation uniforme d'un élément non sollicité lorsque les déplacements des nœuds sont compatibles avec cet état de déformation uniforme.

Enfin, pour obtenir une bonne approximation, il faut choisir des éléments dont les différentes dimensions sont sensiblement égales : triangles voisins d'un triangle équilatéral, rectangles voisins d'un carré, etc.

La méthode des éléments finis peut être considérée comme un cas particulier de la méthode de Ritz pour la résolution approchée des problèmes d'élasticité. La méthode de Ritz consiste à représenter le déplacement par une combinaison linéaire de fonctions vérifiant les conditions aux limites, et à adopter pour solution approchée la combinaison linéaire qui rend minimale l'énergie potentielle totale.

Ce dernier aspect de la méthode des éléments finis a permis de l'appliquer à de nombreux problèmes de champ, lorsqu'une méthode vibrationnelle est possible, par exemple déterminer dans un domaine donné les valeurs numériques d'une fonction scalaire $U(M)$ vérifiant une équation aux dérivées partielles linéaire du second ordre, et satisfaisant à des conditions aux limites linéaires sur la frontière du domaine. De tels problèmes, dont le problème de Dirichlet et le problème de Neumann ne sont que des cas particuliers, se rencontrent souvent [3].

I.1.2.2 Introduction à la notation matricielle

Les méthodes matricielles sont un outil nécessaire utilisé dans la méthode des éléments finis dans le but de simplifier la formulation des équations de rigidité de l'élément, pour résoudre à la main divers problèmes et, surtout, pour programmer les méthodes pour les applications électroniques numériques à grande vitesse. Par conséquent, la notation matricielle représente une notation simple et facile à utiliser pour écrire et résoudre des ensembles d'équations algébriques simultanées.

Une matrice est un tableau rectangulaire de quantités disposées en lignes et en colonnes qui est souvent utilisé comme une aide pour exprimer et résoudre un système d'équations algébriques. A titre d'exemples de matrices qui seront décrites dans les chapitres suivants, les composantes de force ($F_{1x}, F_{1y}, F_{1z}, F_{2x}, F_{2y}, F_{2z}, \dots \dots F_{nx}, F_{ny}, F_{nz}$) agissant aux différents nœuds ou points (1, 2, . . . , n) sur une structure et l'ensemble correspondant de déplacements nodaux ($u_1, v_1, w_1, u_2, v_2, w_2, \dots u_n, v_n, w_n$) peuvent tous deux être exprimés sous forme de matrices :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{1z} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \\ F_{2z} \\ \vdots \\ F_{nx} \\ F_{ny} \\ F_{nz} \end{Bmatrix} \quad \{d\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (I.1)$$

Les indices à droite de F identifient respectivement le nœud et la direction de la force. Par exemple, F_{1x} désigne la force au nœud 1 appliquée dans la direction x. Les déplacements x, y et z à un nœud sont notés respectivement u, v et w. L'indice à côté de u, v et w désigne le nœud. Par exemple, u_1, v_1 et w_1 désignent les composantes de déplacement dans les directions x, y et z, respectivement, au nœud 1. Les matrices dans les équations. (I.1) sont appelées matrices de colonnes et ont une taille de n*1. La notation accolade { } sera utilisée dans tout le texte pour désigner une matrice de colonnes. L'ensemble des valeurs de force ou de déplacement dans la matrice de colonnes est simplement représenté par {F} ou {d}.

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

Le cas plus général d'une matrice rectangulaire connue sera indiqué par l'utilisation de la notation entre crochets []. Par exemple, les matrices de rigidité de l'élément et de la structure globale [k] et [K], respectivement, développées tout au long du texte pour divers types d'éléments (comme ceux de la figure I.2), sont représentées par des matrices carrées données comme suit :

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ k_{1n} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \quad (I.2)$$

Et

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ K_{1n} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (I.3)$$

Où, dans la théorie des structures, les éléments k_{ij} et K_{ij} sont souvent appelés coefficients d'influence de la rigidité.

Vous apprendrez que les forces nodales globales {F} et les déplacements nodaux globaux {d} sont liés par l'utilisation de la matrice de rigidité globale par

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (I.4)$$

L'équation (I.4) est appelée équation de rigidité globale et représente un ensemble d'équations simultanées. C'est l'équation de base formulée dans la méthode d'analyse de la rigidité ou du déplacement.

Pour obtenir une compréhension plus claire des éléments K_{ij} dans l'équation (I.3), nous utilisons l'équation (I.1) et écrivons la forme développée de l'équation (I.4) comme suit

$$\begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ \vdots \\ F_{nz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ K_{1n} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (I.5)$$

Supposons maintenant qu'une structure soit forcée dans une configuration déplacée définie par $u_1=1$, $u_1=w_1=w_n=0$. Ensuite, à partir de l'Eq. (I.5), on a :

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

$$F_{1x} = K_{11} \quad F_{1y} = K_{21}, \dots, \quad F_{nz} = K_{n1} \quad (\text{I.6})$$

Les équations (I.6) contiennent tous les éléments de la première colonne de [K]. De plus, elles montrent que ces éléments, $K_{11}, K_{21}, \dots, K_{n1}$ sont les valeurs de l'ensemble complet des forces nodales requises pour maintenir l'état de déplacement imposé. De manière similaire, la deuxième colonne de [K] représente les valeurs des forces requises pour maintenir l'état de déplacement $v_1 = 1$ et toutes les autres composantes nodales de déplacement égales à zéro. Nous devrions maintenant avoir une meilleure compréhension de la signification des coefficients d'influence de la rigidité.

L'utilisation de concepts et d'opérations matricielles deviendra une routine avec la pratique ; ils seront des outils précieux pour résoudre de petits problèmes à la main. Et les méthodes matricielles sont cruciales pour l'utilisation des ordinateurs numériques nécessaires à la résolution de problèmes complexes avec leur grand nombre associé d'équations simultanées [1].

I.1.3 Étapes générales de la méthode des éléments finis

Cette section présente les étapes générales de la formulation et de la résolution d'un problème d'ingénierie par la méthode des éléments finis.

Pour simplifier la présentation des étapes suivantes, nous ne considérerons que le problème structurel.

Typiquement, pour le problème de l'analyse des contraintes structurelles, l'ingénieur cherche à déterminer les déplacements et les contraintes dans l'ensemble de la structure, qui est en équilibre et est soumise à des charges appliquées. Pour de nombreuses structures, il est difficile de déterminer la distribution des déformations en utilisant les méthodes conventionnelles, et donc la méthode des éléments finis est nécessairement utilisée.

Il existe trois méthodes principales qui peuvent être utilisées pour dériver les équations d'éléments finis d'un système physique. Il s'agit (1) de la méthode directe ou méthode de l'équilibre direct pour les problèmes d'analyse structurelle, (2) les méthodes vibrationnelles constituées parmi les sous-ensembles des méthodes énergétiques et le principe du travail virtuel, et (3) les méthodes résiduelles pondérées. Nous décrivons brièvement ces trois méthodes principales comme suit, et plus de détails sur chacune seront décrits plus loin dans cette section à l'étape 4[1]

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

- La méthode directe :

La méthode directe, qui est la plus simple et qui donne un aperçu physique clair de la méthode des éléments finis, est recommandée au début de l'apprentissage des concepts des éléments finis. Cependant, l'application de la méthode directe est limitée dans son application à la dérivation des matrices de rigidité des éléments pour des éléments unidimensionnels comprenant des ressorts, des barres unies axiales, des fermes et des poutres.

Il existe deux approches directes générales traditionnellement associées à la méthode des éléments finis appliquée aux problèmes de mécanique des structures. L'une des approches, appelée méthode de la force, ou de la flexibilité, utilise les forces internes comme inconnues du problème. Pour obtenir les équations gouvernantes, on utilise d'abord les équations d'équilibre. Ensuite, les équations supplémentaires nécessaires sont trouvées en introduisant des équations de compatibilité. Le résultat est un ensemble d'équations algébriques pour déterminer les forces redondantes ou inconnues.

La deuxième approche, appelée méthode des déplacements ou des rigidités, considère les déplacements des nœuds comme des inconnues du problème. Par exemple, les conditions de compatibilité exigeant que les éléments connectés à un nœud commun, le long d'une arête commune ou sur une surface commune restent connectés à ce nœud, cette arête ou cette surface avant le chargement restent connectés à ce nœud, cette arête ou cette surface après la déformation sont initialement satisfaites. Ensuite, les équations directrices sont exprimées en termes de déplacements nodaux en utilisant les équations d'équilibre et une loi applicable reliant les forces aux déplacements.

Ces deux approches directes donnent lieu à des inconnues différentes (forces ou déplacements) dans l'analyse et à des matrices différentes associées à leurs formulations (flexibilités ou rigidités). [4]

- Méthodes vibrationnelles

La méthode vibrationnelle est beaucoup plus facile à utiliser pour dériver les équations des éléments finis pour les éléments bidimensionnels et tridimensionnels que la méthode directe. Cependant, elle nécessite l'existence d'une fonction qui, lorsqu'elle est minimisée, donne la matrice de rigidité et les équations d'éléments connexes. Pour les problèmes d'analyse structurelle/des contraintes, nous pouvons utiliser le principe de l'énergie potentielle minimale comme fonction, car ce principe est un concept physique relativement facile à comprendre [5].

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

Il peut être utilisé pour développer les équations de base pour les problèmes structurels et non structurels. La méthode vibrationnelle comprend un certain nombre de principes. L'un de ces principes, utilisé de manière extensive dans ce texte car il est relativement facile à comprendre et est souvent introduit dans les cours de mécanique de base est le théorème d'énergie potentielle minimale qui s'applique aux matériaux se comportant de manière linéaire élastique. Ce théorème est expliqué et utilisé dans la section pour l'élément de flexion de plaque.

- Méthodes résiduelles pondérées

Les méthodes résiduelles pondérées [6] permettent d'appliquer directement la méthode des éléments finis à n'importe quelle équation différentielle sans avoir à appliquer un principe variationnel.

La méthode des éléments finis consiste à modéliser la structure à l'aide de petits éléments interconnectés appelés éléments finis. Une fonction de déplacement est associée à chaque élément fini. Chaque élément interconnecté est lié, directement ou indirectement, à tous les autres éléments par des interfaces communes (ou partagées), notamment des nœuds et/ou des lignes de délimitation et/ou des surfaces. En utilisant des propriétés de contrainte/déformation connues pour le matériau constituant la structure, on peut déterminer le comportement d'un nœud donné en fonction des propriétés de chaque autre élément de la structure. L'ensemble des équations décrivant le comportement de chaque nœud se traduit par une série d'équations algébriques exprimées au mieux en notation matricielle.

➤ Les étapes sont présentées dans ce qui suit :

Étape 1 : Discrétiser et sélectionner les types d'éléments

L'étape 1 consiste à diviser le corps en un système équivalent d'éléments finis avec des nœuds associés et à choisir le type d'élément le plus approprié pour modéliser le plus fidèlement possible le comportement physique réel.

Le nombre total d'éléments utilisés et la variation de leur taille et de leur type dans un corps donné sont principalement des questions de jugement technique. Les éléments doivent être suffisamment petits pour donner des résultats utilisables et suffisamment grands pour réduire l'effort de calcul.

Les éléments de petite taille (et éventuellement les éléments d'ordre supérieur) sont généralement souhaitables lorsque les résultats changent rapidement, par exemple lorsque des changements de géométrie se produisent ; les grands éléments peuvent être utilisés lorsque les résultats sont

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

relativement constants. Le corps discrétisé ou le maillage est souvent créé à l'aide de programmes de génération de maillage ou de préprocesseurs mis à la disposition de l'utilisateur. Le choix des éléments utilisés dans une analyse par éléments finis dépend de la constitution physique du corps dans des conditions de charge réelles et de la proximité du comportement réel que l'analyste souhaite que les résultats soient. Un jugement concernant la pertinence des idéalizations à une, deux ou trois dimensions est nécessaire. De plus, le choix de l'élément le plus approprié pour un problème particulier est l'une des tâches majeures qui doit être réalisée par le concepteur/analyste.

Les éléments de ligne principaux [Figure I-2(a)] se composent d'éléments de barre (ou de ferme) et de poutre. Ils ont une section transversale mais sont généralement représentés par des segments de ligne. En général, la section transversale à l'intérieur de l'élément peut varier. L'élément de ligne le plus simple (appelé élément linéaire) a deux nœuds, un à chaque extrémité, bien que les éléments d'ordre supérieur ayant trois nœuds [Figure I-2(a)] ou plus (appelés éléments quadratiques, cubiques, etc.) existent.

Les éléments bidimensionnels (ou plans) de base [Figure I-2(b)] sont chargés par des forces dans leur propre plan (conditions de contrainte plane ou de déformation plane). Ce sont des éléments triangulaires ou quadrilatères. Les éléments bidimensionnels les plus simples ont uniquement des nœuds d'angle (éléments linéaires) avec des côtés droits ou des limites, bien qu'il existe également des éléments d'ordre supérieur, généralement avec des nœuds médians [Figure I-2(b)] (appelés éléments quadratiques) et des côtés incurvés. Les éléments peuvent avoir des épaisseurs variables partout ou être constants. Ils sont souvent utilisés pour modéliser un large éventail de problèmes d'ingénierie.

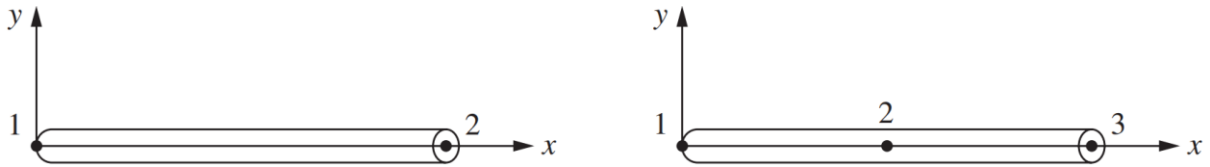
Les éléments tridimensionnels les plus courants [Figure I-2(c)] sont les éléments tétraédriques et hexaédriques (ou en brique) ; ils sont utilisés lorsqu'il devient nécessaire d'effectuer une analyse des contraintes en trois dimensions. Les éléments tridimensionnels de base ont uniquement des nœuds d'angle et des côtés droits, tandis que les éléments d'ordre supérieur avec des nœuds médians (et éventuellement des nœuds médians) ont des surfaces courbes pour leurs côtés [Figure I-2(c)].

L'élément axisymétrique [Figure I-2(d)] est développé en faisant tourner un triangle ou un quadrilatère autour d'un axe fixe situé dans le plan de l'élément jusqu'à 360 degrés. Cet élément peut être utilisé lorsque la géométrie et le chargement du problème sont axisymétriques [1].

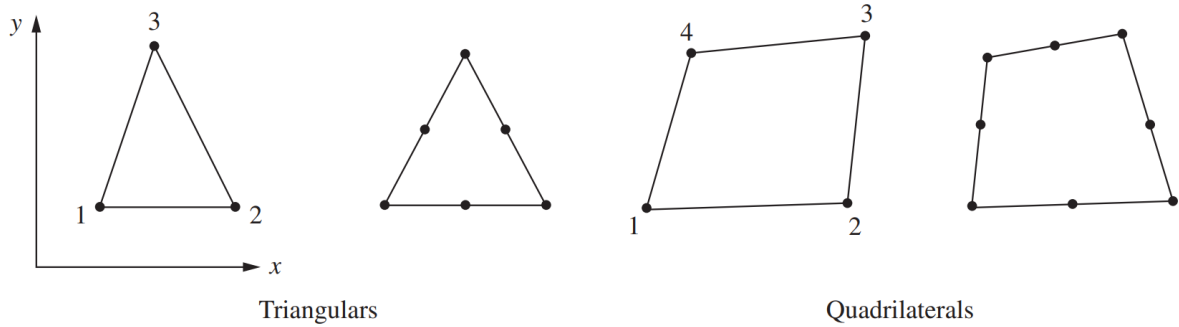
Étape 2 : Sélectionner une fonction de déplacement

L'étape 2 consiste à choisir une fonction de déplacement au sein de chaque élément. La fonction est définie dans l'élément en utilisant les valeurs nodales de l'élément. Linéaire, quadratique et cubique les polynômes sont des fonctions fréquemment utilisées parce qu'elles sont simples à utiliser dans la formulation des éléments. Cependant, des séries trigonométriques peuvent également être utilisées. Pour un bidimensionnel élément, la fonction de déplacement est une fonction des coordonnées dans son plan (disons, le x-y plan). Les fonctions sont exprimées en termes d'inconnues nodales (dans le problème bidimensionnel, en termes de composantes x et y). La même fonction de déplacement général peut être utilisée à plusieurs reprises pour chaque élément. Par conséquent, la méthode des éléments finis est une méthode dans laquelle une quantité, telle que le déplacement dans tout le corps, est approximée par une valeur discrète modèle composé d'un ensemble de fonctions continues par morceaux définies dans chaque domaine fini ou élément fini.

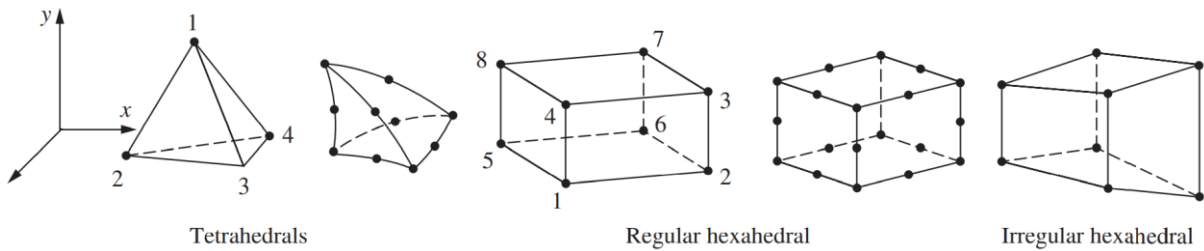
Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures



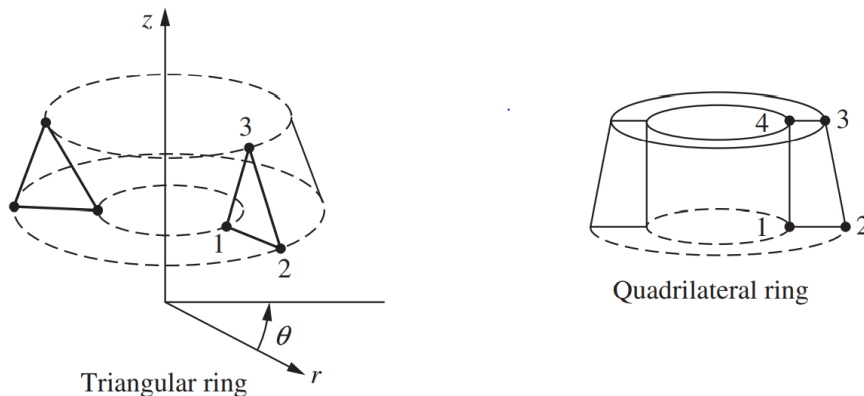
(a) Élément de ligne simple à deux nœuds (généralement utilisé pour représenter un élément de barre ou de poutre) et l'élément de ligne d'ordre supérieur



(b) Éléments bidimensionnels simples avec des nœuds d'angle (généralement utilisés pour représenter la contrainte/déformation plane) et éléments bidimensionnels d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires le long des côtés



(c) Éléments tridimensionnels simples (généralement utilisés pour représenter l'état de contrainte tridimensionnelle) et éléments tridimensionnels d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires le long des bords



(d) Éléments triangulaires et quadrilatéraux axisymétriques simples utilisés pour les problèmes axisymétriques

Figure I-2 : Différents types d'éléments finis simples d'ordre le plus bas avec des nœuds d'angle uniquement et des éléments d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires.

Étape 3 : Définir les relations déformation/déplacement et contrainte/déformation

Les relations déformation/déplacement et contrainte/déformation sont nécessaires pour dériver les équations de chaque élément fini. Dans le cas d'une déformation unidimensionnelle, disons, dans la direction x , nous avons une déformation ε_x liée au déplacement u par

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} \quad (1.7)$$

Pour les petites souches. De plus, les contraintes doivent être liées aux déformations par la loi contrainte/déformation - appelée généralement loi de comportement. La capacité à définir avec précision le comportement du matériau est la plus importante pour obtenir des résultats acceptables. La plus simple des lois contrainte/déformation, la loi de Hooke, qui est souvent utilisée dans l'analyse des contraintes, est donnée par [1]

$$\sigma_x = E \varepsilon_x \quad (1.8)$$

où ε_x = contrainte dans la direction x et E = module d'élasticité

Étape 4 : Dérivation de la matrice de rigidité des éléments et des équations

Initialement, le développement des matrices de rigidité des éléments et des équations des éléments était basé sur le concept des coefficients d'influence de la rigidité, qui présuppose une formation en analyse structurelle. Nous présentons maintenant des méthodes alternatives utilisées dans ce texte qui ne nécessitent pas ce contexte particulier.

- Méthode d'équilibre direct

Selon cette méthode, la matrice de rigidité et les équations des éléments reliant les forces nodales aux déplacements nodaux sont obtenues en utilisant des conditions d'équilibre de force pour un élément de base, ainsi que des relations force/déformation. Étant donné que cette méthode est plus facilement adaptable aux éléments linéaires ou unidimensionnels.

- Méthodes de travail ou d'énergie

Pour développer la matrice de rigidité et les équations pour les éléments bidimensionnels et tridimensionnels, il est beaucoup plus facile d'appliquer une méthode de travail ou d'énergie [5]. Le principe du travail virtuel (utilisant des déplacements virtuels), le principe de l'énergie potentielle minimale et le théorème de Castigliano sont des méthodes fréquemment utilisées dans le but de dériver des équations d'éléments.

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

Le principe de l'énergie potentielle minimale et le théorème de Castigliano ne s'appliquent qu'aux matériaux élastiques. De plus, le principe du travail virtuel peut être utilisé même lorsqu'une fonction potentielle n'existe pas. Cependant, les trois principes donnent des équations d'éléments identiques pour les matériaux linéaires-élastiques ; ainsi, la méthode à utiliser pour ce type de matériau dans l'analyse structurelle est en grande partie une question de commodité et de préférence personnelle. Le principe de l'énergie potentielle minimale - probablement la plus connue des trois méthodes énergétiques est couramment utilisée comme base pour dériver toutes les autres matrices de rigidité d'analyse des contraintes et des équations d'éléments poutres.

- Méthodes des résidus pondérés

Les méthodes des résidus pondérés sont utiles pour développer les équations des éléments ; la méthode de Galerkin est particulièrement populaire. Ces méthodes donnent les mêmes résultats que les méthodes énergétiques partout où les méthodes énergétiques sont applicables. Ils sont particulièrement utiles lorsqu'une fonction telle que l'énergie potentielle n'est pas facilement disponible. Les méthodes résiduelles pondérées permettent d'appliquer directement la méthode des éléments finis à toute équation différentielle.

Comme méthode résiduelle la plus facilement adaptée, la méthode de Galerkin sera également utilisée pour dériver les équations des éléments de barre et les équations des éléments de poutre au et pour résoudre le problème combiné de conduction thermique/convection/transport de masse.

L'utilisation de l'une des méthodes décrites ci-dessus produira les équations pour décrire le comportement d'un élément. Ces équations sont écrites commodément sous forme matricielle comme

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \dots & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & \dots & k_{3n} \\ \vdots & & & & \vdots \\ k_{n1} & & & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (I.9)$$

Ou sous forme de matrice compacte comme

$$\{f\} = [k]\{d\} \quad (I.10)$$

Où $\{f\}$ est le vecteur des forces nodales de l'élément, $[k]$ est la matrice de rigidité de l'élément (normalement carrée et symétrique), et $\{d\}$ est le vecteur des degrés de liberté nodaux de

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

l'élément inconnu ou des déplacements généralisés, n . Ici, les déplacements généralisés peuvent inclure des quantités telles que des déplacements réels, des pentes ou même des courbures. [1]

Étape 5 : Assembler les équations des éléments pour obtenir les équations globales ou totales et introduire les conditions aux limites

Dans cette étape, les équations d'équilibre nodal des éléments individuels générées à l'étape 4 sont assemblées dans les équations d'équilibre nodal global. Une autre méthode de superposition plus directe (appelée méthode de raideur directe), dont la base est l'équilibre des forces nodales, peut être utilisée pour obtenir les équations globales pour l'ensemble de la structure.

L'équation finale assemblée ou globale écrite sous forme matricielle est

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (I.11)$$

Où $\{f\}$ est le vecteur des forces nodales globales, $[K]$ est la matrice de rigidité globale ou totale de la structure (pour la plupart des problèmes, la matrice de rigidité globale est carrée et symétrique) et $\{d\}$ est maintenant le vecteur des degrés de liberté nodaux connus et inconnus de la structure ou déplacements généralisés. On peut montrer qu'à ce stade, la matrice de rigidité globale $[K]$ est une matrice singulière car son déterminant est égal à zéro. Pour supprimer ce problème de singularité, nous devons invoquer certaines conditions aux limites (ou contraintes ou supports) pour que la structure reste en place au lieu de se déplacer comme un corps rigide. A ce stade, il suffit de noter que l'invocation de conditions aux limites ou de support entraîne une modification de l'équation globale. (I.11). Nous soulignons également que les charges connues appliquées ont été prises en compte dans la matrice de force globale $\{f\}$ [1].

Étape 6 : Résoudre les degrés de liberté inconnus (ou déplacements généralisés)

L'équation (I.11), modifiée pour tenir compte des conditions aux limites, est un ensemble d'équations algébriques simultanées qui peuvent être écrites sous forme de matrice

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2n} \\ \vdots & & & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (I.12)$$

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

Où maintenant n est le nombre total de degrés de liberté nodaux inconnus de la structure. Ces équations peuvent être résolues pour le ds en utilisant une méthode d'élimination (telle que la méthode de Gauss) ou une méthode itérative (telle que la méthode de Gauss-Seidel). Les ds sont appelées les inconnues primaires, car ce sont les premières quantités déterminées à l'aide de la méthode des éléments finis de rigidité (ou de déplacement).

Étape 7 : Résoudre l'élément Déformations et contraintes

Pour le problème d'analyse des contraintes structurelles, des quantités secondaires importantes de déformation et de contrainte (ou moment et force de cisaillement) peuvent être obtenues car elles peuvent être directement exprimées en termes de déplacements déterminés à l'étape 6. Les relations typiques entre la déformation et le déplacement et entre la contrainte et la déformation, telles que les Eqs. (1.7) et (1.8) pour la contrainte unidimensionnelle donnée à l'étape 3 peuvent être utilisés.

Étape 8 : Interpréter les résultats

L'objectif final est d'interpréter et d'analyser les résultats à utiliser dans le processus de conception/analyse. La détermination des emplacements dans la structure où se produisent de grandes déformations et de grandes contraintes est généralement importante dans la prise de décisions de conception/analyse. Les programmes informatiques de post-processeur aident l'utilisateur à interpréter les résultats en les affichant sous forme graphique.

I. 1.4. Méthode des éléments finis pour élément plaque

I. 1.4.1 Concepts de base de la flexion des plaques

Une plaque peut être considérée comme l'extension bidimensionnelle d'une poutre en flexion simple. Les poutres et les plaques supportent des charges transversales ou perpendiculaires à leur plan et par l'action de la flexion. Une plaque est plate (si elle était courbée, elle deviendrait une coquille). Une poutre a un seul moment de flexion tandis qu'une plaque résiste à la flexion autour de deux axes et a un moment de torsion.

Nous considérerons la théorie classique des plaques minces ou théorie des plaques de Kirchhoff. Plusieurs des hypothèses de cette théorie sont analogues à la théorie classique des poutres ou théorie des poutres d'Euler-Bernoulli [7].

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

I. 1.4.2 Flexion d'une plaque mince

Sous une charge perpendiculaire à la surface de la plaque, la plaque mince se plie. Si la déviation w par rapport à l'épaisseur est faible, les hypothèses suivantes peuvent être utilisées dans l'analyse du problème de la flexion de la plaque :

- 1) La contrainte normale dans la direction de l'épaisseur est négligeable et l'épaisseur ne change pas après la déformation.
- 2) Après la flexion, la ligne normale de la plaque reste normale à la surface médiane de la plaque mince.
- 3) Pour les points de la surface médiane, il n'y a pas de déplacement parallèle à la surface médiane de la plaque

En utilisant les hypothèses ci-dessus, toutes les composantes de contrainte et de déformation peuvent être exprimées par la déviation w . Comme le montre la figure I.3, la surface médiane est une surface xy et l'axe z lui est perpendiculaire à celle-ci. Selon la première hypothèse, nous pouvons obtenir

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (I. 13)$$

Donc w est indépendant de z et $w = w(x, y)$ est obtenu, c'est-à-dire que tous les points sur chaque ligne normale de la surface moyenne ont le même déplacement w . Selon la deuxième hypothèse, après flexion, les lignes normales de la plaque restent perpendiculaires aux tangentes de la surface élastique dans la direction de x ou de y . [8]. Il n'y a pas de déformation de cisaillement, à savoir, $\gamma_{yz} = 0$, $\gamma_{zx} = 0$, c'est-à-dire

$$\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad (I. 14)$$

Et

$$\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (I. 15)$$

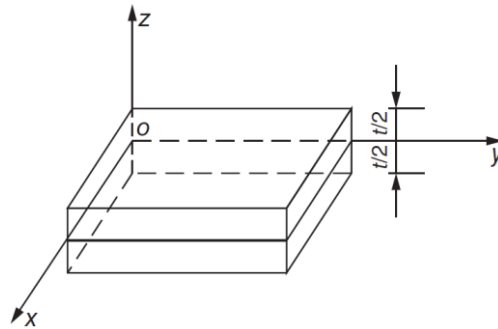


Figure I-3: plaque mince

A partir des équations ci-dessus, nous pouvons obtenir :

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{\partial w}{\partial y} \quad (I.16)$$

Et

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\partial w}{\partial x} \quad (I.17)$$

I. 1.4.3 Hypothèses de Kirchhoff

Considérons une tranche différentielle découpée dans la plaque par des plans perpendiculaires à l'axe x , comme le montre la figure I.4(a). Le chargement (q) provoque la déformation de la plaque latéralement ou vers le haut dans la direction z , et la déflexion w du point P est supposée être une fonction de x et y uniquement, c'est-à-dire que $w=w(x, y)$ et que la plaque ne s'étire pas dans la direction z . Une ligne a - b tracée perpendiculairement aux surfaces de la plaque avant la charge reste perpendiculaire aux surfaces après la charge [figure I.4(b)] [1].

Ceci est cohérent avec les hypothèses de Kirchhoff comme suit :

1. Les normales restent normales. Cela implique que les déformations de cisaillement transversal $\gamma_{yz} = 0$ et, de même, $\gamma_{xz} = 0$. Cependant, γ_{xy} n'est pas égal à 0 ; les angles droits dans le plan de la plaque peuvent ne pas rester des angles droits après le chargement. La plaque peut se tordre dans le plan.
2. Les changements d'épaisseur peuvent être négligés et les normales ne subissent aucune extension. Cela signifie que la déformation normale déformation, $\epsilon_z = 0$.

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

3. La contrainte normale σ_z n'a aucun effet sur les déformations dans le plan "x et "y dans les équations de contrainte/déformation est considérée comme négligeable.

Sur la base des hypothèses de Kirchhoff, tout point P de la figure I.4 est déplacé dans la direction x en raison d'une petite rotation α d

$$u = -z\alpha = -z \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (I.18)$$

Et de même, le même point a un déplacement dans la direction y de

$$v = -z \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) \quad (I.19)$$

Les courbures de la plaque sont alors données comme le taux de variation des déplacements angulaires des normales et sont définies comme

$$k_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad k_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad k_{xy} = -\frac{2\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (I.20)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (I.21)$$

La première des équations (I.20) est utilisée dans la théorie des poutres [équation $K = \frac{d^2 v}{dx^2}$].

En utilisant les définitions des déformations dans le plan de l'équation (I.21), ainsi que l'équation (I.20), les équations de déformation-déplacement dans le plan deviennent

$$\varepsilon_x = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \varepsilon_y = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad \gamma_{xy} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (I.22)$$

Ou en utilisant l'équation (I.20) dans l'équation (I.22) nous avons

$$\varepsilon_x = -zk_x \quad \varepsilon_y = -zk_y \quad \gamma_{xy} = -zk_{xy} \quad (I.23)$$

Dans le cas de petites déformations, $\partial^2 w / \partial x^2$ et $\partial^2 w / \partial y^2$ représentent la courbure en x et y de la surface élastique. Et $\partial^2 w / \partial x \partial y$ représente la torsion dans les directions x et y. Ces trois termes déterminent entièrement les composantes de la déformation en chaque point de la plaque. Ils peuvent donc être décrits comme des déformations de la plaque mince et exprimés par la matrice comme. [8]

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

$$\{\psi\} \left[-\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right]^T \quad (I.24)$$

Par la formule (I.22), la déformation $\{\varepsilon\}$ de chaque point de la plaque peut être exprimée avec la déformation de la plaque $\{\psi\}$ comme suit [8]

$$\{\varepsilon\} = z\{\psi\} \quad (I.25)$$

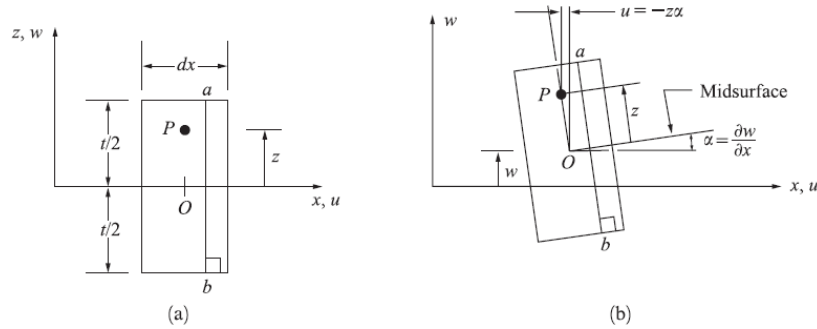


Figure I-4 : Tranche différentielle d'une plaque d'épaisseur t (a) avant chargement et (b) déplacements u point P après chargement, selon la théorie de Kirchhoff.

I. 1.4.4 Relation contrainte/déformation

Sur la base de la troisième hypothèse ci-dessus, les équations de contraintes planes peuvent être utilisées pour relier les contraintes dans le plan aux déformations dans le plan pour un matériau isotrope comme suit [1].

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y) \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x) \\ \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} \end{aligned} \quad (I.26)$$

h

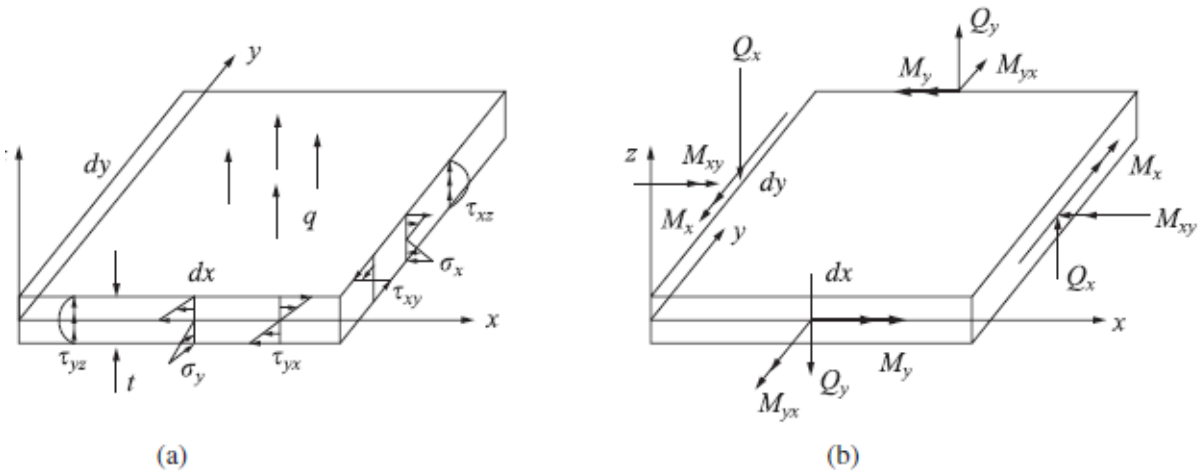


Figure I-5: Elément différentiel d'une plaque avec (a) les contraintes indiquées sur les bords de la plaque et (b) les moments et forces différentiels.

La figure I.5 (a) montre les contraintes normales et la contrainte de cisaillement dans le plan agissant sur les bords de la plaque. Comme pour la variation des contraintes dans une poutre, ces contraintes varient linéairement dans la direction z à partir du milieu de la plaque. Les contraintes de cisaillement transversal yz et xz sont également présentes, même si la déformation de cisaillement transversal est négligée. Comme dans la théorie des poutres, ces contraintes transversales varient de façon quadratique à travers l'épaisseur de la plaque. Les contraintes de l'équation (I.26) peuvent être liées aux moments de flexion M_x et M_y et au moment de torsion M_{xy} agissant le long des bords de la plaque, comme le montre la figure I.5(b).

Les moments sont en fait des fonctions de x et de y et sont calculés par unité de longueur dans le plan de la plaque. et sont donc exprimés en lb-po/pi. Par conséquent, les moments sont

$$M_x = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} z \sigma_x dz \quad M_y = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} z \sigma_y dz \quad M_{xy} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} z \tau_{xy} dz \quad (I.27)$$

Les moments peuvent être reliés aux courbures en substituant les équations (I.23) aux équations (I.26) et en utilisant ensuite ces contraintes dans l'équation (I.27) pour obtenir

$$M_x = D(k_x + \nu k_y) \quad M_y = D(k_y + \nu k_x) \quad M_{xy} = \frac{D(1-\nu)}{2} k_{xy} \quad (I.28)$$

où $D = Et^3/[12(1 - \nu^2)]$ est appelée la rigidité à la flexion de la plaque (en unités de lb-po).

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

Les amplitudes maximales des contraintes normales sur chaque bord de la plaque sont situées en haut ou en bas à $z = t/2$. Par exemple, on peut montrer que

$$\sigma_x = \frac{6M_x}{t^2} \quad (I.29)$$

Cette formule est similaire à la formule de flexion $\sigma_x = M_x c/I$ lorsqu'elle est appliquée à une largeur unitaire de plaque et lorsque $c = t/2$.

L'équation différentielle d'équilibre régissant la flexion de la plaque est importante pour la sélection des champs de déplacement des éléments. La base de cette relation est l'équation différentielles d'équilibre dérivées de l'équilibre des forces par rapport à la direction z et de l'équilibre des moments autour des axes x et y , respectivement. Ces équations d'équilibre se traduisent par les équations différentielles suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + q &= 0 \\ \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} - Q_x &= 0 \\ \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y &= 0 \end{aligned} \quad (I.30)$$

Où q est la charge répartie transversale (en unités de psi) et Q_x et Q_y sont les charges de ligne de cisaillement transversales (en unités de lb/in) illustrées à la figure 12-4(b).

Maintenant, en substituant les relations moment/courbure de l'équation (I.28) dans les deuxièmes et troisièmes équations. (I.30), puis en résolvant ces équations pour Q_x et Q_y , et enfin en substituant les expressions résultantes dans la première des équations. (I.30), nous obtenons l'équation différentielle partielle régissant le comportement en flexion d'une plaque mince isotrope, sous la forme suivante.

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q \quad (I.31)$$

D'après l'équation (I.31), nous observons que la solution de la flexion d'une plaque mince du point de vue du déplacement dépend de la sélection de la composante de déplacement unique w , le déplacement transversal.

I. 1.4.5 Énergie potentielle d'une plaque

L'énergie potentielle totale d'une plaque est donnée par

$$U = \frac{1}{2} \int (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dv \quad (I.32)$$

L'énergie potentielle peut être exprimée en termes de moments et de courbures en substituant les équations (I.23) et (I.30) à l'équation (I.32) comme suit [1]

$$U = \frac{1}{2} \int (M_x k_x + M_y k_y + M_{xy} k_{xy}) dA \quad (I.33)$$

I. 1.4.6 Dérivation de la matrice et des équations de rigidité d'un élément de flexion de plaque

De nombreux éléments finis pour la flexion des plaques ont été développés au fil des ans. Dans cette section, nous ne présenterons qu'une seule formulation d'élément, l'élément rectangulaire de base à 12 degrés de liberté illustré à la Figure I.6.

La formulation sera développée de manière cohérente avec la matrice de rigidité et les équations pour les éléments barres, poutres, contraintes/déformations planes, axisymétriques et solides [1].

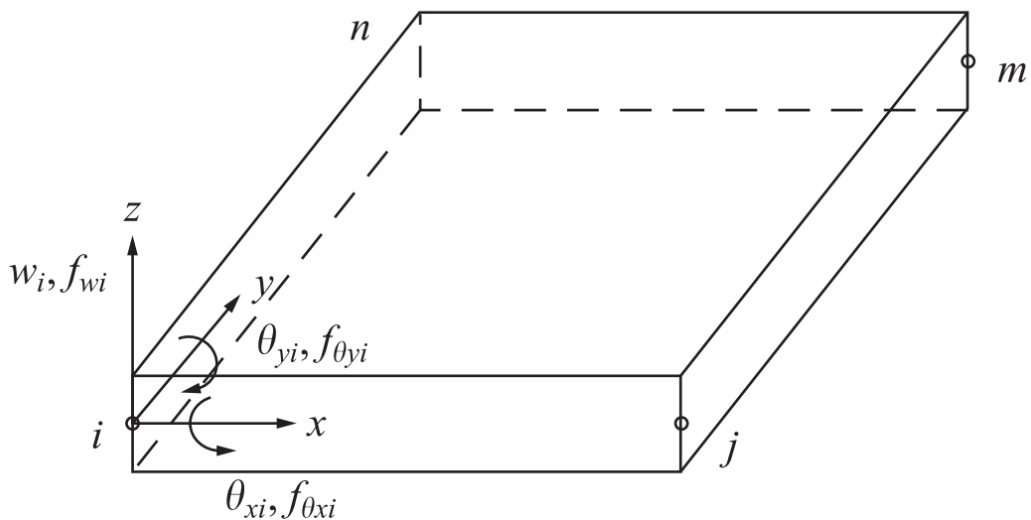


Figure I-6: Élément de plaque rectangulaire de base avec degrés de liberté nodaux.

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

I. 2.2.1.1 Étape 1 Sélection du type d'élément

Nous allons considérer l'élément de flexion de plaque plate à 12 degrés de liberté illustré à la figure I.6.

Chaque nœud possède 3 degrés de liberté - un déplacement transversal w dans la direction z , une rotation θ_x autour de l'axe x et une rotation θ_y autour de l'axe y . La matrice de déplacement nodal au nœud i est donnée par la formule suivante

$$\{d_i\} = \begin{Bmatrix} w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{Bmatrix} \quad (I.34)$$

Où les rotations sont liées au déplacement transversal par

$$\theta_x = -\frac{\partial w}{\partial y} \quad \theta_y = \frac{\partial w}{\partial x} \quad (I.35)$$

Le signe négatif de θ_y est dû au fait qu'un déplacement négatif w est nécessaire pour produire une rotation positive autour de l'axe y .

La matrice de déplacement de l'élément total est maintenant donnée par

$$\{d\} = \{ [d_i] [d_m] [d_n] \}^T \quad (I.36)$$

I. 2.2.1.2 Étape II : Sélection d'une fonction de déplacement appropriée

Étant donné que l'élément rectangulaire en flexion de plaque possède douze degrés de liberté, l'expression polynomiale choisie pour les déplacements normaux w , doit contenir 12 constantes. Une fonction polynomiale appropriée est donnée par.[9]

$$w = c_1 + c_2x + c_3y + c_4x^2 + c_5xy + c_6y^2 + c_7x^3 + c_8x^2y + c_9xy^2 + c_{10}y^3 + c_{11}x^3y + c_{12}xy^3 \quad (I.37)$$

La fonction de déplacement pour les rotations θ_x et θ_y est alors obtenue à partir des eqs (I.35) et (I.37) comme

$$\theta_x = -\frac{\partial w}{\partial y} = -\left(c_{3x} + c_{5x} + 2c_{6y} + c_{8x^2} + 2c_{9xy} + 3c_{10y^2} + c_{11x^3} + c_{12xy^3} \right) \quad (I.38)$$

$$\theta_y = \frac{\partial w}{\partial x} = 2c_{4x} + c_{5y} + 3c_{7x^2} + 2c_{8xy} + c_{9y^2} + 3c_{11x^2y} + c_{12y^3} \quad (I.39)$$

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

En considérant les déplacements au bord d'un élément, c'est-à-dire dans la frontière entre éléments adjacents, on peut démontrer qu'il y a continuité des déplacements latéraux normaux et du déplacement de rotation dans la direction de la ligne frontière, mais pas dans le sens direction transversale à cette ligne comme cela est illustré graphiquement sur la Fig I.7. La fonction de déplacement dans l'équation. (I.37) est appelée « une fonction non conforme » car elle ne satisfait pas la condition de continuité aux frontières entre les éléments pour les trois déplacements w , θ_x et θ_y .

I. 2.2.1.3 **Étape III : Les déplacements $\{q(x, y)\}$ en un point de l'élément sont exprimés en termes des déplacements nodaux $\{q\}_e$**

En écrivant les équations (I.37), (I.38) et (I.39) en notation matricielle, en évaluant les déplacements aux coordonnées nodales et en résolvant les constantes inconnues, on obtient les résultats suivants et en résolvant les constantes inconnues, on obtient les résultats suivants

$$\{q(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \\ w \end{Bmatrix} = [g(x, y)]\{c\} \quad (I.40)$$

$$\{q\}_e = [A]\{c\} \quad (I.41)$$

$$\{c\} = [A]^{-1}\{q\}_e \quad (I.42)$$

Où $[A]^{-1}$ est l'inverse de la matrice $[A]$ de l'équation (I.41), $[g(x, y)]$ est une fonction des coordonnées x, y en un point de l'élément, et $\{q\}_e$ est le vecteur des 12 déplacements aux coordonnées nodales de l'élément (Fig.I.7). La substitution du vecteur des constantes $\{c\}$ de l'Eq. (I.42) dans l'Eq. (I.40) fournit la relation requise pour les déplacements $\{q(x, y)\}$ en un point intérieur de l'élément rectangulaire et les déplacements $\{q\}_e$ aux nœuds [9]

$$\{q(x, y)\} = [g(x, y)][A]^{-1}\{q\}_e \quad (I.43)$$

Ou en utilisant l'équation (I.35) :

$$\{q(x, y)\} = \begin{Bmatrix} -\frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} \\ w \end{Bmatrix} = [f(x, y)]\{q\}_e \quad (I.44)$$

dans laquelle $[f(x, y)] = [g(x, y)][A]^{-1}$ est uniquement une fonction des coordonnées x, y en un point de l'élément

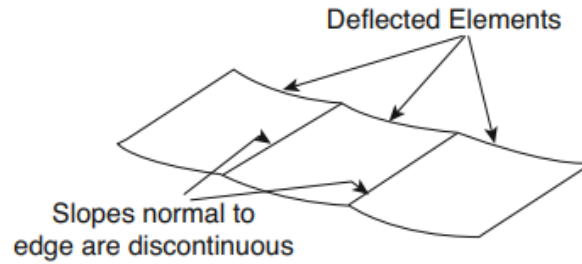


Figure I-7: Éléments rectangulaires continus fléchis.

I. 2.2.1.4 **Étape IV : Relation entre les déformations $\{\varepsilon(x, y)\}$ en tout point de l'élément et les déplacements $\{q(x, y)\}$ et donc les déplacements nodaux $\{q\}_e$.**

Pour la flexion de plaque, l'état de déformation en tout point de l'élément peut être représenté par trois composantes : la courbure dans la direction x , la courbure dans la direction y et une composante représentant la torsion dans la plaque. La courbure dans la direction x est égale au taux de variation de la pente dans cette direction, c'est-à-dire à la dérivée de la pente[9].

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (I.45)$$

De même, la courbure dans la direction y est de

$$-\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (I.46)$$

Enfin, la composante de déformation de torsion est égale au taux de variation, par rapport à y , de la pente dans la direction x , c'est-à-dire

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (I.47)$$

Les moments de flexion M_x et M_y et les moments de torsion M_{xy} et M_{yx} agissent chacun sur deux côtés opposés de l'élément, mais comme M_{xy} est numériquement égal à M_{yx} , l'un de ces moments de torsion, M_{xy} , peut être considéré comme agissant sur les quatre côtés de l'élément, permettant ainsi de doubler simplement la composante de déformation en torsion. Par conséquent, le vecteur de « déformation », $\{\varepsilon(x, y)\}$ pour un élément de flexion de plaque peut être exprimé par

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad (I. 48)$$

La substitution dans l'équation (15.42) des dérivées secondes obtenues par différentiation de l'équation (15.38) donne

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B]\{q\}_e \quad (I. 49)$$

dans laquelle [B] est une fonction des coordonnées (x, y) uniquement.

Où [B] est une matrice 3 × 12

$$[B] = - \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 N_i}{\partial x^2} & \frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x^2} & \frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial x^2} & \dots & \frac{\partial^2 N_{yl}}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 N_i}{\partial y^2} & \frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial y^2} & \frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial y^2} & \dots & \frac{\partial^2 N_{yl}}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2 N_i}{\partial x \partial y} & 2 \frac{\partial^2 N_{xi}}{\partial x \partial y} & 2 \frac{\partial^2 N_{yi}}{\partial x \partial y} & \dots & 2 \frac{\partial^2 N_{yl}}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} \quad (I. 50)$$

I. 2.2.1.5 **Étape V : Relation entre les Déformations internes $\{\sigma(x, y)\}$ et les Déformations internes $\{\varepsilon(x, y)\}$ et donc avec les Déplacements nodaux $\{q\}_e$**

Dans une flexion de plaque, les « contraintes » internes sont exprimées en moments de flexion et de torsion, et les « déformations » sont les courbures et la torsion. Ainsi, pour la flexion des plaques, l'état des "contraintes" internes peut être représenté par

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} \quad (I. 51)$$

Où M_x et M_y sont des moments de flexion internes par unité de longueur et M_{xy} est le moment de torsion interne par unité de longueur. Pour un petit élément rectangulaire de la flexion de la plaque. Les relations moment-courbure obtenues à partir de la théorie de la flexion de la plaque (Timoshenko et Goodier, 1970) sont :

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

$$\begin{aligned}M_x &= -\left(D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \\M_y &= -\left(D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \\M_{xy} &= 2D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\end{aligned}\tag{I.52}$$

Ces relations s'écrivent en général pour une plaque orthotropique, c'est-à-dire une plaque qui a des propriétés élastiques différentes, dans deux directions perpendiculaires, où D_x et D_y sont les rigidités en flexion dans les directions x et y , respectivement, D_1 est un coefficient de rigidité "de couplage" représentant l'effet de type coefficient de Poisson et D_{xy} est la rigidité torsionnelle. Pour une plaque isotrope qui possède les mêmes propriétés dans toutes les directions, les rigidités de flexion et de torsion sont données par

Ces relations s'écrivent en général pour une plaque orthotropique, c'est-à-dire une plaque qui a des propriétés élastiques différentes dans deux directions perpendiculaires, dans lesquelles D_x et D_y sont des rigidités en flexion dans les directions x et y , respectivement, D_1 est un coefficient de rigidité « de couplage » représentant l'effet de type coefficient de Poisson et D_{xy} est la rigidité en torsion

Pour une plaque isotrope qui a les mêmes propriétés dans toutes les directions, les rigidités en flexion et en torsion sont données par [10]

$$\begin{aligned}D_x = D_y = D &= \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \\D_1 &= \nu D \quad D_{xy} = \frac{(1-\nu)}{2} D\end{aligned}\tag{I.53}$$

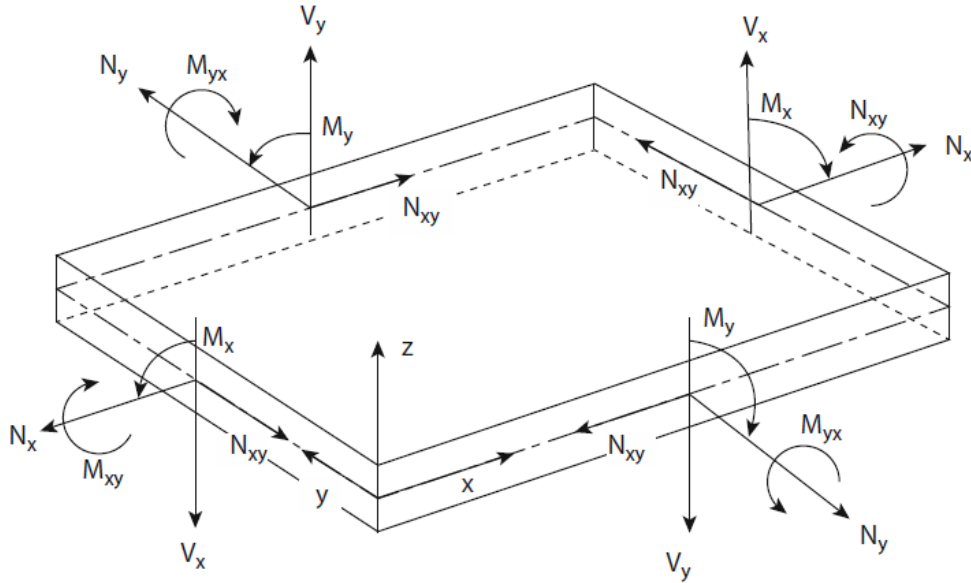


Figure I-8: Direction de la force et du moment par unité de longueur telle que définie pour les coquilles minces.

Les équations (I.52) peuvent être écrites sous forme de matrice comme suit

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & D^1 & 0 \\ D^1 & D_Y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad (I.54)$$

Ou symboliquement comme

$$\{\sigma(x, y)\} = [D]\{\varepsilon(x, y)\} \quad (I.55)$$

Ou [D] : [1]

$$[D] = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (I.56)$$

Où la matrice [D] est définie dans l'équation (I.54). La substitution dans l'Eq. (I.55) de

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

$\{\varepsilon(x, y)\}$ Eq. (I.49) donne la relation requise entre les contraintes des éléments et les déplacements nodaux comme suit

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{q\}_e \quad (I.57)$$

I. 2.2.1.6 Étape VI : Détermination de la matrice et des équations de rigidité des éléments

La matrice de rigidité est donnée par la forme habituelle de la matrice de rigidité, soit

$$[k] = \iint [B]^T [D] [B] \, dx \, dy \quad (I.58)$$

Où $[B]$ est défini par l'équation (I.50) et $[D]$ est défini par l'équation (I.56). La matrice de rigidité pour l'élément rectangulaire à quatre nœuds est d'ordre 12×12

La matrice de force de surface due à la charge distribuée q agissant par unité de surface dans la direction z est obtenue à l'aide de l'équation standard

$$\{F_s\} = \iint [N_s]^T q \, dx \, dy \quad (I.59)$$

Pour une charge uniforme q agissant sur la surface d'un élément de dimensions $2b \times 2c$, Eq. (12.2.20) donne les forces et les moments au nœud i comme suit

$$\begin{pmatrix} f_{wi} \\ f_{\theta xi} \\ f_{\theta yi} \end{pmatrix} = 4qcb \begin{pmatrix} \frac{1}{4} \\ -\frac{c}{12} \\ \frac{b}{12} \end{pmatrix} \quad (I.60)$$

Avec des expressions similaires aux nœuds j , m et n . Nous devons noter qu'une charge uniforme produit des couples appliqués aux nœuds dans le cadre du remplacement de la charge équivalente au travail [16].

Les équations de l'élément sont données par

$$\begin{pmatrix} f_{wi} \\ f_{\theta xi} \\ f_{\theta yi} \\ \vdots \\ f_{\theta yn} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1,12} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2,12} \\ k_{31} & k_{32} & \dots & k_{3,12} \\ \vdots & & \dots & \dots \\ k_{12,1} & & \dots & k_{12,12} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \\ \vdots \\ \theta_{yn} \end{pmatrix} \quad (I.61)$$

I. 2. Dynamique des structures sur les plaques

I. 2.1 Généralité

La relation analytique entre le déplacement u , et le temps t , est donnée par la deuxième loi de Newton qui, en notation moderne, peut être exprimée comme suit [10].

$$\vec{F} = \overline{m}\vec{a} \quad (I.62)$$

Où « F » est la force résultante agissant sur une particule de masse « m » et « a » son accélération résultante. Le lecteur doit reconnaître que l'équation est une relation vectorielle et qu'en tant que telle, elle peut être écrite sous forme équivalente en termes de ses composantes le long des axes de coordonnées x, y et z , à savoir

$$\begin{aligned} \sum F_x &= ma_x \\ \sum F_y &= ma_y \\ \sum F_z &= ma_z \end{aligned} \quad (I.63)$$

L'accélération est définie comme la dérivée seconde du vecteur position par rapport au temps ; il s'ensuit que les équations sont bien des équations différentielles. Il convient également de rappeler au lecteur que ces équations telles qu'énoncées par Newton ne sont directement applicables qu'à des corps idéalisés comme des particules, c'est-à-dire des corps supposés posséder une masse mais pas de volume, Cependant, comme le prouve la mécanique élémentaire, La loi du mouvement de Newton est aussi directement applicable aux corps de dimensions finies qui subissent un mouvement de translation [10].

Pour un mouvement plan d'un corps rigide qui est symétrique par rapport au plan de référence du mouvement (plan x - y), la loi du mouvement de Newton donne les équations suivantes [10].

$$\begin{aligned} \sum F_y &= m(a_G)_y \\ \sum F_x &= m(a_G)_x \\ \sum M_G &= I_G a \end{aligned} \quad (I.64)$$

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

I. 2.2 Etude des plaque

Une plaque est un élément structurel dont les dimensions en plan sont grandes par rapport à son épaisseur et qui est soumis à des charges qui provoquent une déformation par flexion en plus de l'étirement. Dans la plupart des cas, l'épaisseur n'est pas supérieure à un dixième de la plus petite dimension dans le plan. En raison de la faible dimension de l'épaisseur, il n'est souvent pas nécessaire de les modéliser à l'aide d'équations d'élasticité en 3D. Des théories simples de plaques en 2D peuvent être développées pour étudier la déformation et les contraintes dans les structures de plaques. Les théories des plaques sont développées à l'aide de la méthode semi-inverse dans laquelle une supposition éclairée est faite quant à la forme du champ de déplacement ou du champ de contrainte, laissant suffisamment de liberté dans le champ supposé pour satisfaire les équations d'élasticité. Dans le cas des poutres, des plaques et des coquilles, le champ de déplacement est exprimé en termes de fonctions inconnues ϕ_j i des coordonnées de surface (x, y) et du temps t :

$$u_i(x, y, z, t) = \sum_{i=0}^N (z)^j \varphi_i^j(x, y, t) \quad (I. 65)$$

Et les équations régissant φ_i^j sont déterminées de telle sorte que le principe des déplacements virtuels soit satisfait. La forme spécifique de l'équation dépend de la cinématique de la déformation à inclure.

I. 2.2.1 Equation de mouvement

I. 2.2.1.1 L'équation d'équilibre d'un mouvement vibratoire par Hamilton

Le principe de Hamilton stipule que parmi tous les chemins possibles qu'une particule matérielle peut emprunter de sa position au temps t1 à sa position au temps t2, son chemin réel sera celui pour lequel l'intégrale [11] , est un extremum

$$\int_{t_1}^{t_2} (T - V) dt \quad (I. 66)$$

T : l'énergie cinétique

V : l'énergie potentielle

La différence entre l'énergie cinétique et l'énergie potentielle est appelée la fonction lagrangienne $L = T - V \rightarrow L = T - V_I - V_E$

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

L'énergie cinématique et l'énergie potentielle pour le mode d'un système peuvent être définies comme exprimées dans énergie cinétique :

$$E_T = \frac{1}{2} \{\ddot{u}_i\}^T [M] \{\ddot{u}_i\} = T \quad (I.66)$$

Energie potentielle :

$$E_E = \frac{1}{2} \{u_i\}^T [K] \{u_i\} = V \quad (I.67)$$

Ainsi, [11] le principe de Hamilton peut être exprimé comme suit :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc} dt = 0 \quad (I.68)$$

Où W_{nc} le travail des forces non conservatives, telles les forces d'amortissement, le principe de Hamilton stipule que pour tout intervalle de temps $[t_1, t_2]$

Où δ désigne une variation arbitraire des quantités.

Les équations de Lagrange qui représentent une autre forme bien connue de mise en équation d'un système peuvent se déduire du principe de Hamilton [11]. Dans la formulation de lagrange, les énergies cinétique et potentielle, ainsi que le travail des forces non conservatives sont exprimées en fonction de coordonnées, dites généralisées, du système. Le choix de ce système de coordonnées généralisées, $q_i = 1, n$, permet de faciliter la description de la cinématique du système ;

$$T = T(q_i, \dot{q}_i) \quad , \quad V = V(q_i) \quad , \quad \delta W_{nc} = \sum Q_i \delta q_i \quad (I.69)$$

Où \dot{q}_i désigne la dérivée par rapport au temps de q_i . Le principe de Hamilton s'écrit alors :

$$\int_{t_1}^{t_2} \sum_i \left(\frac{\partial T}{\partial q_i} \delta q_i + \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \delta \dot{q}_i - \frac{\partial V}{\partial q_i} \delta q_i + Q_i \delta q_i \right) dt = 0 \quad (I.70)$$

Pour les petits mouvements des systèmes élastiques, les énergies cinétiques et de déformation s'expriment comme suit [12] :

$$T = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \dot{q}_i M_{ij} \dot{q}_j = \frac{1}{2} \dot{q}^T M \dot{q} \quad (I.71)$$

Chapitre I : Méthode des éléments finis et dynamiques des structures

$$U = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n q_i K_{ij} q_j = \frac{1}{2} \{q^T\} [K] \{q\} \quad (I.72)$$

I. 2.2.1.2 Dédution de l'équation de Lagrange

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{F(t)\} \quad (I.73)$$

Et c'est aussi l'équation du mouvement [12].

I. 2.2.2. La matrice de masse

$$[M]^e = \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \quad (I.74)$$

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

II. CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

II.1 Introduction

Pour les structures, l'apparition de divers types de dommages pendant le processus d'exploitation est inévitable. Si ces dommages ne sont pas détectés à temps, ils causeront de graves dommages non seulement à la structure elle-même mais aussi à la vie des gens.

Par conséquent, la surveillance de l'état des structures (SHM) est un domaine d'étude très nécessaire et joue un rôle très important dans l'amélioration de l'état des structures, la sécurité et la longévité de la structure. L'une des solutions pour assurer la sécurité et l'intégrité de la structure est de effectuer régulièrement des SHM afin que les dommages puissent être détectés tôt dans la phase initiale, lorsqu'ils ne sont pas dangereux.

Sur ces dernières années, les études sur la SHM se sont concentrées sur l'analyse de la réponse des structures, le développement de techniques de mesure, le développement de méthodes de détection des dommages, et le déploiement d'applications.

En raison des limites associées aux méthodes d'inspection manuelles et de la nécessité de maintenir les structures en état de fonctionnement, des alternatives de surveillance plus robustes sont recherchées.

De nos jours, les systèmes de surveillance de l'état des structures (SHM) surtout pour les grandes structures, par exemple les ponts, immeubles de grande hauteur, structures du patrimoine culturel peuvent être basés sur une autre technique de contrôle non destructif, à savoir la surveillance vibratoire. Dans ce cas, le comportement global d'une structure est décrit par ses propriétés dynamiques telles que les fréquences propres, les formes de mode.

Dans ce chapitre nous allons essayer d'introduire quelques méthodes de détection d'endommagement sur les plaques plus précisément.

II.2 Méthode de détection d'endommagement sur les plaques

Actuellement, des méthodes analytiques de surveillance de la santé basées sur les mathématiques décrivant le mouvement harmonique simple sont en cours de développement. Les schémas de ces systèmes de surveillance de l'état de santé sont généralement classés en fonction de l'étendue des informations sur les dommages qu'ils peuvent extraire du comportement de la réponse structurelle.

Ces dernières décennies ont vu l'utilisation de ces techniques mathématiques.

On attribue à Rytter [13] le mérite d'avoir été le premier à effectuer une telle classification comme indiqué dans le tableau suivant :

Différent niveaux	Classification
Catégorie 01	Détection (une indication qualitative de la présence d'un dommage)
Catégorie 02	Localisation (l'emplacement probable des dommages)
Catégorie 03	Évaluation de l'ampleur des dégâts
Catégorie 04	Conséquence (la sécurité de la structure compte tenu d'un certain état d'endommagement)

Tableau II-1 : Classification de Rytter [13] des méthodes de détection des dommages

Typiquement, il existe d'autres méthodes optionnelles comme la méthode de détection des dommages basée sur les vibrations qui peuvent localiser la région endommagée plus efficacement tel que :

Les fréquences propres, Les donnée modale (les formes de mode, la courbe modale), les vecteurs propres (le vecteur de force résiduelle) et La méthode fondée sur la régularisation éparsée d'impédance électromécanique

Dans ce qui va suivre, nous allons présenter ces différentes méthodes d'identification d'endommagements.

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

II.2.1 Méthode basée sur changement de fréquence

Les données de la fonction de réponse en fréquence (FRF) sont l'une des méthodes possibles pour la détection des dommages par vibration [14].

La méthode basée sur les fréquences propres est sans doute la plus simple des méthodes de détection des dommages basées sur la dynamique. En raison de la facilité de mesure des fréquences propres (un seul capteur et un seul point de mesure sont nécessaires dans de nombreuses applications).

Cette méthode repose sur le fait que les dommages produisent un changement (une diminution dans la plupart des cas) de la rigidité de la structure, ce qui a pour effet d'augmenter le risque d'endommagement. Qui à son tour, entraîne des modifications des fréquences propres par rapport aux structures saines ou intactes.

Cawley et Adams (1979) ont démontré que le rapport des changements de fréquence est une fonction de la localisation des dommages [15].

Gomes et Silva (1999) [16] ont montré que les changements locaux de rigidité produisent des décalages dans les fréquences naturelles, qui affectent chaque mode différemment selon l'emplacement de l'endommagement. Par conséquent, la mesure des fréquences de différents modes peut être utilisée pour déterminer les dommages. Leur étude a montré que la méthode d'identification des dommages basée sur les fréquences a été appliquée avec succès à des structures de laboratoire simples.

Kessler et al. (2001) [17] ont étudié plus en détail l'effet de divers types de dommages (trous, délamination, etc.) sur la détection des dommages sur des plaques composites fixées sur la réponse en fréquence. La méthode basée sur la fréquence est généralement fiable pour détecter la présence de dommages dans une structure composite simple, mais les informations importantes sur la taille et le type de dommage, l'emplacement et l'orientation ne peuvent pas être obtenues en utilisant cette méthode simple, car plusieurs combinaisons de ces variables peuvent produire des changements de fréquence similaires ou identiques [17].

Une autre application de cette méthode consiste à prédire la durée de vie restante de la structure.

Surendra (2000) [18] a utilisé la méthode des décalages de fréquence pour prédire avec succès la durée de vie en fatigue d'une structure en béton. Les résultats expérimentaux ont montré que les fréquences propres étaient sensibles à la présence de fissures de fatigue.

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

Les fréquences propres ont ensuite été corrélées avec la durée de vie en fatigue [18].

II.2.2 Méthodes basée sur les données modales

On peut tirer deux méthode sans être limiter qui se base sur les données modales :

- une méthode qui se base sur la forme du mode.
- une autre qui se base sur la courbe modale.

II.2.2.1 Méthode de détection des dommages basée sur la forme des modes

Une application plus robuste de l'approche basée sur la dynamique pour la détection des dommages est basée sur les formes de mode. Cette méthode a été développée pour évaluer les dommages directement en utilisant les formes de mode de déplacement ou les formes de mode de courbure mesurées.

Rizos et al. (1991) ont été parmi les premiers à développer l'idée de la détection des dommages en utilisant les formes des modes de déplacement, leur étude été sur une poutre [19].

Une autre étude, Salawu et Williams [20] (1995) ont testé un pont en béton armé avant et après réparation. Bien que les sept premières fréquences propres se soient déplacées de moins de 3%, les formes de mode ont montré des changements substantiels, ce qui a conduit les auteurs à affirmer que la comparaison des formes de mode pourrait être une technique plus robuste pour la détection des dommages que de mesurer uniquement les changements des fréquences propres [20].

I. 2.2.2 Technique SLV :

Inconvénient potentiel de la méthode basée sur la forme du mode est qu'elle nécessite de mesurer un grand nombre de points. Une technique utilisant le vibromètre laser à balayage (SLV), qui permet de mesurer facilement un grand nombre de points, devient de plus en plus prometteuse [21].

Le site vibromètre laser à effet Doppler, utilisé comme transducteur de vibrations, présente l'avantage d'être sans contact, une haute résolution spatiale et un temps de travail réduit. Il s'est avéré être d'une utilisation générale pour mesurer les vibrations structurelles dans les essais modaux [21].

D'autres recherches ont été menées sur l'application de SLV (Khan et al. 2000) [22]. Trois types de structures d'essai en laboratoire (c'est-à-dire une poutre métallique en porte-à-

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

faux avec une fente étroite jusqu'à 80% de son épaisseur, des plaques métalliques minces en porte-à-faux avec et sans fente traversant et fissure de fatigue et des poutres en béton armé avec et sans fissures induites par la charge) ont été évaluées. A chaque étape, les fonctions de réponse en fréquence (FRF) (jusqu'à 1 kHz) et les formes de mode ont été mesurées et comparées. Une méthode de détection des défauts en utilisant un court balayage linéaire à l'emplacement de la fissure a été développée. Il a été constaté que les fissures traversants étaient facilement détectées dans les plaques métalliques minces, mais que dans les structures épaisses, les défauts n'étaient détectables que lorsque la fissure avait été détectée [21].

Dans les structures épaisses, les défauts ne sont détectables que lorsqu'ils traversent plus de la moitié de l'épaisseur.

Il a été conclu que le SLV avait un potentiel considérable pour la détection des défauts sur le terrain. D'autres essais et améliorations de la technique, en particulier pour particulièrement en ce qui concerne le contrôle de l'interférence du bruit de speckle, étaient nécessaires avant qu'elle puisse être appliquée de manière fiable dans la pratique [22].

I. 2.2.3 Méthode MAC (modal assurance criterion) :

Le critère d'assurance modale (MAC) est utilisé pour déterminer le niveau de corrélation entre les formes de mode déterminées pour l'état non endommagé et endommagé de la structure [23].

Allemang et Brown 1983 ont présenté cette méthode se basant sur la comparaison entre 2 suites de déformées modales correspondant à 2 états différents, pour détecter l'endommagement. Le coefficient MAC est considéré comme l'indice de similarité entre 2 modes. Supposons que φ^A de taille $n \times m_A$ et φ^B de taille $n \times m_B$ représentent 2 collections des déformées modales correspondant aux 2 états différents où n est le nombre de degrés de liberté, m_A et m_B le nombre des modes à considérer de l'état A et B. Le coefficient MAC est défini par :

$$MAC_{j,k} = \frac{|\sum_{i=1}^n \varphi_{i,j}^A \varphi_{i,k}^B|^2}{\sum_{i=1}^n (\varphi_{i,j}^A)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\varphi_{i,k}^B)^2} \quad (II. 1)$$

Les éléments diagonaux de la matrice MAC contiennent seulement des formes de mode par paire et indiquent quels modes sont les plus affectés par le dommage. L'idée de base de la méthode MSDI est d'utiliser uniquement les éléments diagonaux de la matrice MAC :

$$\gamma_{trMAC} = \left(\sum_{k=l=1}^n MAC_{tr} \right)^2 \quad (II. 2)$$

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

Où γ_{trMAC} représente le carré de la trace de la matrice trace de la matrice MAC additionnée. La valeur γ_{trMAC} varie entre 0 et n où la valeur n indique le nombre de vecteurs de formes de mode comparés. Les valeurs égales à n signifient que les formes de mode comparées pour deux états sont identiques. Si les valeurs sont différentes de n et tendent vers zéro, cela signifie que les formes modales comparées sont dissemblables et la structure est affectée par un dommage. L'affirmation précédente ne peut être valable que s'il n'y a pas erreurs ou incertitudes de mesure [23].

II.2.2.2 Détection des dommages basée sur la courbure modale :

La réduction de la rigidité à un endroit donné de la structure endommagée entraîne une augmentation de la courbure modale locale

L'approximation de la différence centrale est utilisée pour estimer les courbures de forme de mode (MSC) à partir des formes de mode normalisées en masse obtenues à partir de l'analyse par éléments finis.

La MSC est obtenue numériquement comme suit : [24].

$$\bar{v}_{i,j} = \frac{\phi_{(i+1),j} - 2\phi_{i,j} + \phi_{(i-1),j}}{h^2} \quad (II.3)$$

où $\bar{v}_{i,j}$ représente la courbure modale, le premier indice i représente le numéro du nœud, le deuxième indice j représente le numéro du mode, et $\phi_{i,j}$ représente la valeur modale normalisée en masse pour le $i^{\text{ème}}$ nœud dans le $j^{\text{ème}}$ mode [24].

Le changement de courbure de la forme du mode (CMSC) est calculé en soustrayant le vecteur MSC non endommagé du vecteur MSC endommagé. [24].

$$\Delta\bar{v}_{i,j} = \bar{v}_{i,j}^{(d)} - \bar{v}_{i,j}^{(u)} \quad (II.4)$$

Le CMSC est obtenu à l'aide de l'équation à chaque nœud du modèle d'éléments finis est normalisé à la même plage en utilisant l'équation suivante [24].

$$\Delta v_{i,j} = 1 + \frac{\Delta\bar{v}_{i,j}}{\max(\Delta\bar{v}_{i,j}) - \min(\Delta\bar{v}_{i,j})} \quad (II.5)$$

La localisation des dommages peut être déduit par l'inspection visuelle de ces tracés mais il est trop onéreux de quantifier le niveau de dommage. Un système de raisonnement

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

automatisé est avantageux pour traiter ces données et identifier la localisation et la taille des dommages.

Yoon et al. (2005) [25] ont récemment mis au point une méthode de lissage bidimensionnel à trous pour détecter l'emplacement d'un dommage dans la plaque.

Cette méthode était une extension de la méthode normale de gapped smooth en une dimension, et elle est capable de localiser les régions de la variabilité de la rigidité, soit à partir des données de forme du mode de courbure, soit à partir des données de forme du déplacement opérationnel dépendant de la fréquence [25].

Wahab et De Roeck (1999) [26] ont appliqué avec succès une méthode basée sur la courbure au pont Z24 en Suisse, et ont introduit un indicateur de dommages appelé facteur d'endommagement (CDF). La différence de courbure avant et après l'endommagement, moyennée sur un certain nombre de modes considérés, est définie comme le CDF.

$$CDF = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^i |\phi_{oi}'' - \phi_{di}''| \quad (II.5)$$

Où N est le nombre total de modes à considérer [26].

II.2.3 Méthode basée sur le changement de la matrice de flexibilité (MF) :

Une autre classe de détection d'endommagement pour estimer les changements du comportement de la structure utilise la matrice de flexibilité.

La présence d'endommagement diminue la rigidité de la structure. Comme la flexibilité est l'inverse de la rigidité, la réduction de la rigidité doit augmenter la flexibilité de la structure. Le changement de flexibilité peut donc être utilisé pour détecter et localiser un endommagement.

Pandey et Biswas [24] ont proposé l'usage de la flexibilité comme mesure d'indice d'intégrité relative d'un pont.

La méthode n'exige pas un modèle analytique de la structure et seules quelques fréquences propres et déformées propre, avant et après endommagement, sont nécessaires.

II.2.4 La méthode de la force résiduelle :

L'accumulation de dommages sur la structure peut provoquer une grave défaillance structurelle. Le développement d'une méthode de détection précoce des dommages pour les

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

défaillances structurelles est l'une des clés les plus importantes pour maintenir l'intégrité et la sécurité des structures. La méthode de détection des dommages basée sur la dynamique est une méthode efficace en raison de sa simplicité de mise en œuvre et de sa capacité à acquérir des informations globales et locales sur la structure. D'importants efforts ont déjà été déployés sur le site [27].

Les techniques basées sur des paramètres dynamiques pour détecter des dommages dans une structure ont attiré beaucoup d'attention ces dernières années. Les fréquences modales et les formes de mode sont les paramètres les plus populaires utilisés dans l'identification des dommages. L'idée de base de ces techniques est que les paramètres modaux sont des fonctions de propriétés physiques de la structure (masse, amortissement et rigidité). Par conséquent, des changements dans les propriétés physiques entraîneront des changements dans les propriétés modales [27].

De nombreuses méthodes ont été développées récemment utilisant les paramètres modaux comme indicateurs de dommages.

Une classe importante de méthodes d'identification des dommages est basée sur la mise à jour ou la modification des matrices structurelles.

Le vecteur de force résiduelle est largement utilisé dans de nombreuses méthodes de détection des dommages utilisant une modification optimale de la matrice.

Chen et al [28] ont proposé une théorie pour évaluer l'occurrence, l'emplacement et l'étendue des dommages potentiels en utilisant des mesures de réponse en orbite. Cette méthode détecte les dommages en utilisant la solution à norme minimale de l'équation de la force résiduelle [28].

Zimmerman et al.[29] Ont utilisé une théorie de mise à jour du rang minimum pour détecter les dommages structurels. Les sites de dommages sont d'abord localisés par le vecteur de force résiduelle, puis l'étendue des dommages est évaluée par la théorie de la mise à jour du rang minimum [29].

Doebbling [30] a amélioré cette méthode et a présenté une nouvelle technique appelée la mise à jour élémentaire de rang minimum en calculant les mises à jour de rang minimum directement sur les paramètres de rigidité élémentaire [30].

Leandro et al. Et Damir et al Chiang et al ont présenté une méthode de détection des dommages structurels en deux étapes : [31] [32] [33].

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

- 1- Le vecteur de force résiduelle est utilisé pour localiser les dommages de façon préliminaire
- 2- la méthode d'évolution simulée est employée pour déterminer les dommages.

Mares et Surace [34] ont proposé un algorithme génétique pour identifier les dommages dans les structures élastiques .[34].

La localisation et la quantification de l'étendue des dommages sont effectuées avec des techniques génétiques mises en œuvre en utilisant la méthode de la force résiduelle, qui est basée sur la théorie de l'analyse modale conventionnelle

En résumé la méthode de la force résiduelle est la technique de quantification des dommages la plus simple qui a été approuvée comme étant suffisamment précise pour être utilisée dans des applications pratiques.

II.2.5 Méthode basée sur la régularisation éparsée d'impédance électromécanique (IEM) :

Les méthodes de détection des dommages basées sur l'IEM peuvent être divisées en deux catégories différentes : les méthodes d'IEM non basées sur un modèle et les méthodes d'IEM basées sur un modèle.

Pour les méthodes d'IEM non basées sur un modèle, l'apparition d'un dommage structurel est détectée en évaluant simplement la différence entre les signatures d'EMI mesurées à l'état neuf et à l'état endommagé de la structure surveillée.

Pour estimer quantitativement cette différence entre les signatures d'impédance, plusieurs indicateurs statistiques de dommages ont été développés.

Sun et al [35] ont présenté une détection des dommages basée sur la signature d'impédance dans le domaine de la fréquence en utilisant l'écart quadratique moyen (RMSD) pour décrire une telle différence [35].

Par la suite, le coefficient de corrélation (CC) entre les signatures d'impédance a été calculé pour refléter la gravité des dommages par Raju [36].

Tseng et Naidu [37] ont comparé les performances de l'utilisation d'indicateurs de dommages non paramétriques, à savoir la RMSD et le CC

CHAPITRE II : Recherche bibliographiques

Pour distinguer les dommages à différents endroits qui ont la même distance du lieu de mesure, des méthodes d'intelligence artificielle basées sur les techniques EMI ont été développées [38, 39, 40, 41].

Il est toujours difficile de prédire les comportements d'impédance précis des structures en utilisant les méthodes analytiques, surtout pour les structures à relativement grande échelle, par exemple les plaques. Pour surmonter cet inconvénient, des modèles numériques pour les

Techniques SHM basées sur les EMI ont été développés pour simuler le comportement EMI de l'actionneur PZT lié à la surface. [42,43, 44, 45].

Les méthodes de modélisation par éléments finis ont été utilisées dans les méthodes EMI basées sur un modèle en raison de leur grande efficacité de calcul.

Au lieu d'évaluer les signatures d'impédance par des mesures pour la détection des dommages, des méthodes d'IEM basées sur des modèles peuvent être développées pour identifier l'emplacement et la gravité des dommages structurels en utilisant des méthodes de modélisation par éléments finis

Une méthode spectrale tridimensionnelle par éléments finis a été mise au point par Sean.

Sepehry et al [46] ont développé une méthode spectrale tridimensionnelle par éléments finis basée sur la méthode de convolution singulière discrète. Les résultats numériques ont montré un bon accord avec les résultats expérimentaux pour un faisceau étroit [46].

Un modèle précis par éléments finis a été développé sur la base de la modélisation tridimensionnelle par éléments finis des simulations EMI pour les structures de plaques.

La précision du modèle d'éléments finis développé a été vérifiée par les résultats des essais de la plaque à l'état intact. Compte tenu du nombre d'emplacements potentiels de dommage, seul un petit nombre de décalages de fréquence dans la réponse d'impédance d'un seul transducteur PZT ont été utilisés pour l'identification des dommages. La méthode de régularisation de Tikhonov conduit à de nombreuses fausses identifications par rapport à l'approche proposée basée sur une régularisation clairsemée [47].

Finalement, L'approche proposée permet une identification précise de l'emplacement et de la gravité des dommages structurels avec seulement un faible niveau d'erreur.

II.3 Conclusion

Dans notre recherche bibliographique on distingue que le domaine de la détection des fissures est en constante évolution, Il existe de nombreux types de méthodes dynamiques dans la littérature. Ces méthodes comprennent, sans s'y limiter, parmi lesquelles qu'on a pu étudier :

- La méthode basée sur la fréquence.
- Utilisation de données modales (les formes de mode, la courbe modale).
- Les vecteurs propres (le vecteur de force résiduelle).
- La méthode fondée sur la régularisation éparsée d'impédance électromécanique.

Et D'après l'analyse des différents travaux de recherches présentée ci-dessus, on note que les méthodes de détection des endommagements basée sur les vibrations ont reçu une grande attention.

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

III CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on va effectuer en premier lieu une étude comparative entre les fréquences saines et endommagées afin de pouvoir détecter la présence des endommagements et ensuite utiliser la méthode d'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle pour la localisation de l'endommagement

III.2 Présentation de la méthode d'énergie de déformation

Des travaux importants ont été réalisés dans le domaine de la détection des dommages dans les structures en utilisant les changements dans la réponse dynamique de la structure. Comme les fréquences propres et les formes de mode d'une structure dépendent des distributions de masse et de rigidité, tout changement ultérieur de celles-ci devrait, en théorie, être répercuté dans les changements de fréquence et de forme de mode de la structure. Le problème de l'utilisation des fréquences et des formes de mode mesurées et leur sensibilité aux dommages c'est une question qui ne sera pas abordée. Une revue exhaustive de la littérature [48] sur l'état de l'art de la détection des dommages et de la surveillance de l'état de santé à partir des caractéristiques vibratoires a récemment été publiée. Ce chapitre montre clairement qu'il existe un grand nombre de méthodes proposées pour la détection des dommages.

Malheureusement, nombre de ces méthodes nécessitent un modèle à éléments corrélés et/ou des formes de mode normalisées en masse. Si les propriétés modales sont obtenues à l'aide d'une excitation ambiante, comme ce serait très probablement le cas pour un système de surveillance de la santé automatisé et à distance, les formes de mode ne seront pas normalisées en masse. La méthode proposée dans ce chapitre permet d'éviter ces deux exigences.

Pandey et al. [49] ont démontré que les changements absolus dans la courbure des formes de mode peuvent être un bon indicateur de dommages pour la structure de poutre FEM qu'ils ont considérée. Stubbs et al. [50] ont présenté une méthode basée sur la diminution de l'énergie de déformation modale entre deux degrés de liberté structurels, telle que définie par la courbure des formes de mode mesurées. Cette méthode a été appliquée avec succès aux données d'un

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

pont endommagé [51] et a été comparée à plusieurs autres méthodes [52, 53]. Plusieurs autres chercheurs ont également utilisé les changements de courbure des formes de mode pour détecter les dommages [54±57].

Dans ce chapitre, une extension de la méthode proposée par Stubbs et al [50, 51] sera présentée. Cette méthode exige que les formes des modes avant et après l'endommagement soient connues, mais les modes n'ont pas besoin d'être normalisés en masse et seuls les fréquences propres sont nécessaires. La formulation originale de Stubbs et al. est intrinsèquement limitée aux structures qui sont caractérisées par une courbure unidimensionnelle (c'est-à-dire une courbure qui est uniquement fonction d'une variable spatiale indépendante). En d'autres termes, la méthode de l'énergie de déformation 1-D ne peut être appliquée qu'aux structures qui se comportent globalement comme des poutres ou qui peuvent être décomposées en éléments de poutres. (Il convient de noter que la méthode de l'énergie de déformation 1-D a été appliquée avec succès à des structures 2-D et 3-D, mais uniquement en les décomposant en éléments de type poutre), la méthode sera généralisée aux structures de type plaque qui sont caractérisées par une courbure bidimensionnelle. Pour examiner les limites de la méthode, elle sera appliquée à plusieurs ensembles de données simulées et des comparaisons seront faites entre l'application de la formulation originale à une série de tranches de la structure et la véritable formulation bidimensionnelle.

III.3 Théorie

III.3.1 Structure des plaques

L'énergie de déformation d'une plaque est donnée par la référence [58] comme :

$$U = \frac{D}{2} \int_0^b \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + 2(1 - \nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy, (III. 1)$$

Où $D = Eh^3/12(1 - \nu^2)$ est la rigidité en flexion de la plaque. Pour une forme de mode particulière, $\psi_i(x, y)$, l'énergie associée à cette forme de mode est la suivante

$$U_i = \frac{D}{2} \int_0^b \int_0^a \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right) + 2(1 - \nu) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy (III. 2)$$

Si la plaque est subdivisée en N_x subdivisions dans la direction x et N_y subdivisions dans la direction y , comme le montre la figure III.1, l'énergie associée à la sous-région jk pour le i ème mode est donnée par :

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

$$U_{ijk} = \frac{D_{jk}}{2} \int_{b_k}^{b_{k+1}} \int_{a_j}^{a_{j+1}} \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right) + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy \quad (III.3)$$

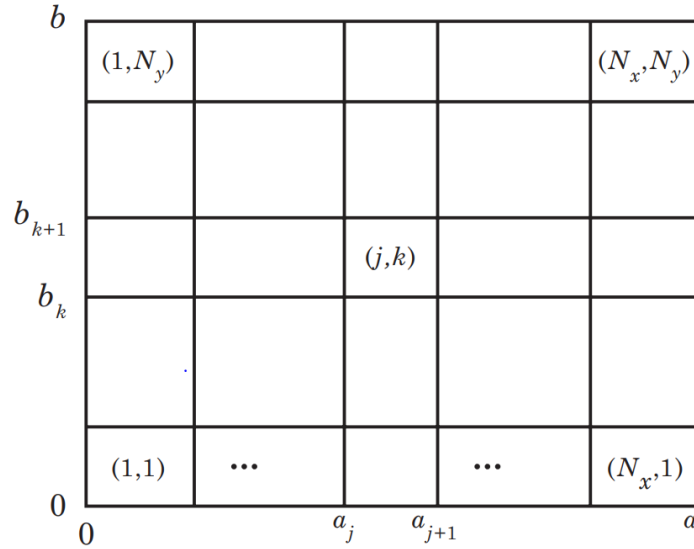


Figure III-1: Schéma illustrant les sous-régions $N_x \times N_y$ d'une plaque.

$$U_i = \sum_{k=1}^{N_y} \sum_{j=1}^{N_x} U_{ijk} \quad (III.4)$$

Et l'énergie fractionnelle à l'emplacement jk est définie comme suit :

$$F_{ijk} = U_{ijk} / U_i \quad (III.5)$$

Et

$$\sum_{k=1}^{N_y} \sum_{j=1}^{N_x} F_{ijk} = 1 \quad (III.6)$$

Des expressions similaires peuvent être écrites en utilisant les modes de la structure endommagée, c i. En utilisant des arguments similaires à ceux utilisés pour les structures en forme de poutre, on peut déterminer un rapport de paramètres qui indique le changement de rigidité dans la structure, comme le montrent les équations ((III. 7), (III. 8)) :

$$D_{jk} / D_{jk}^* = f_{ijk}^* / f_{ijk} \quad (III.7)$$

Où :

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

$$f_{ijk} = \frac{\int_{b_k}^{b_{k+1}} \int_{a_j}^{a_{j+1}} \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right) + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy}{\int_0^b \int_0^a \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial y^2} \right) + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy} \quad (III.8)$$

et un terme analogue f_{ijk} peut être défini en utilisant les formes des modes endommagés. Afin de tenir compte de tous les modes mesurés, on utilise la formulation suivante pour l'indice de dommage de la sous-région jk :

$$\beta_{jk} = \frac{\sum_{i=1}^m f_{ijk}^*}{\sum_{i=1}^m f_{ijk}} \quad (III.9)$$

III.4 Résultats et applications

Cette section est divisée en deux parties :

La première est consacrée à la détection de l'endommagement en utilisant la comparaison entre les fréquences (saines et endommagées)

La deuxième nous permet de localiser les éléments endommagés en utilisant la méthode d'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle.

III.4.1 Première partie : détection de la présence de l'endommagement

Deux structures plaque simulées sont utilisées pour vérifier les résultats obtenus des fréquences saines par notre programme Matlab on prend comme référence les résultats obtenus par « ferriera ».

Pour pouvoir détecter la présence d'endommagement on effectue une étude comparative entre les fréquences saines et celle des scénarios endommagés.

Les caractéristiques mécaniques et géométriques sont indiquées dans le tableau III.2

On a dans (SCSC et CCCC) le « S » signifie simplement appuyée et « C » signifie encastree

Caractéristiques	Structure SCSC	Structure CCCC
Module de Young(Pa)	10920	10920
Coefficient de poisson	0,3	0,3
Rho(kg/m)	1	1
Moments d'inertie(n*m)	8,33*10 ⁻⁵	8,33*10 ⁻⁵
Épaisseur(m)	0,1	0,1
Largeur(m)	1	1
Longueur(m)	1	1
Kapa	0,822	0,8601

Tableau III-1: caractéristiques mécaniques et géométriques des deux structures

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

Afin de valider la technique d'évaluation des endommagements proposée, trois scénarios sont considérés, dans lesquels les endommagements simples ainsi que les endommagements multiples sont étudiés comme indiqué dans le Tableau III.3. Dans ce dernier, les numéros d'éléments et le pourcentage de réduction de la rigidité sont listés. Les fréquences naturelles de chaque scénario d'endommagements sont présentées dans les Tableaux III.4.

Les scenarios d'endommagement pour les deux structures			
	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3
Élément endommagé	Élément 13	Élément 19 et 29	Éléments 7 et 18
Pourcentage d'endommagement	15%	30%, 25%	20%, 25%

Tableau III-2: Scénarios d'endommagements de la structure

		Maillage 20*20		Maillage 8*8		Maillage 8*8		Maillage 8*8		Maillage 8*8	
		Saine		Saine		Scénario 1		Scénario 2		Scénario 3	
Modes	Ferriera [Hz]	saine [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	
1	1,5955	1,5996	0,2570	1,6461	1,6338	0,7472	1,6338	0,7472	1,643	0,1883	
2	3,0662	3,0784	0,3979	3,3025	3,2738	0,8690	3,2738	0,8690	3,2933	0,2786	
3	3,0662	3,0784	0,3979	3,3025	3,2863	0,4905	3,2863	0,4905	3,2952	0,2210	
4	4,2924	4,3129	0,4776	4,5897	4,556	0,7343	4,556	0,7343	4,5682	0,4684	
5	5,1232	5,1513	0,5485	5,9027	5,8723	0,5150	5,8723	0,5150	5,8911	0,1965	
6	5,173	5,2011	0,5432	5,9652	5,9111	0,9069	5,9111	0,9069	5,9454	0,3319	

Tableau III-3: Fréquences naturelles saines et endommagées de la structure (CCCC)

		Maillage 15*15			Maillage 8*8		Maillage 8*8		Maillage 8*8		Maillage 8*8	
		Saine			Saine		Scénario 1		Scénario 2		Scénario 3	
Modes	Ferreira [Hz]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]	Fréquence [Hz]	Erreur [%]		
1	1,294	1,294	0	1,3208	1,32	0,0606	1,3112	0,7268	1,3161	0,3558		
2	2,3971	2,3971	0	2,4833	2,4814	0,0765	2,4678	0,6242	2,4704	0,5195		
3	2,929	2,929	0	3,1189	3,1142	0,1507	3,0979	0,6733	3,1081	0,3463		
4	3,8394	3,8394	0	4,0089	4,0059	0,0748	3,9823	0,6635	3,9823	0,6635		
5	4,3475	4,3475	0	4,7527	4,7485	0,0884	4,7188	0,7133	4,7297	0,4839		
6	5,1354	5,1354	0	5,7788	5,7652	0,2353	5,7416	0,6437	5,7586	0,3496		

Tableau III-4: Fréquences naturelles saines et endommagées de la structure (SCSC)

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

III.4.2 Deuxième partie : localisation de l'endommagement

Deux structures plaques simulées est utilisée pour vérifier la méthode d'énergie de déformation en exploitant la fonction de la reponse fréquentielle. Les propriétés des plaques simulées sont présentées dans le tableau III. 2 et les scénarios d'endommagements sont indiqués dans le tableau III. 3.

Les résultats des indicateurs d'endommagements de différents scénarios d'endommagement sont présentés dans les Figures ci dessous.

III.4.2.1 Première structure : « CCCC »

- Premier scénario d'endommagement

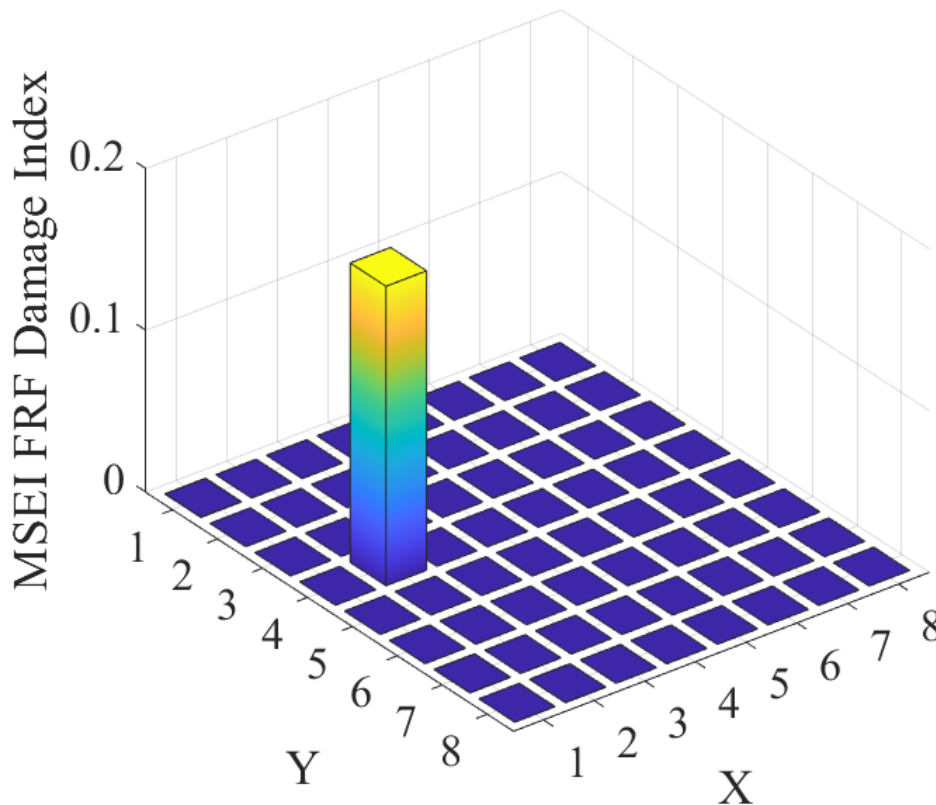


Figure III-2: Identification d'endommagements de la structure plaque « CCCC » a 64 éléments (Premier scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau du l'élément 13.

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

- Deuxième scénario d'endommagement

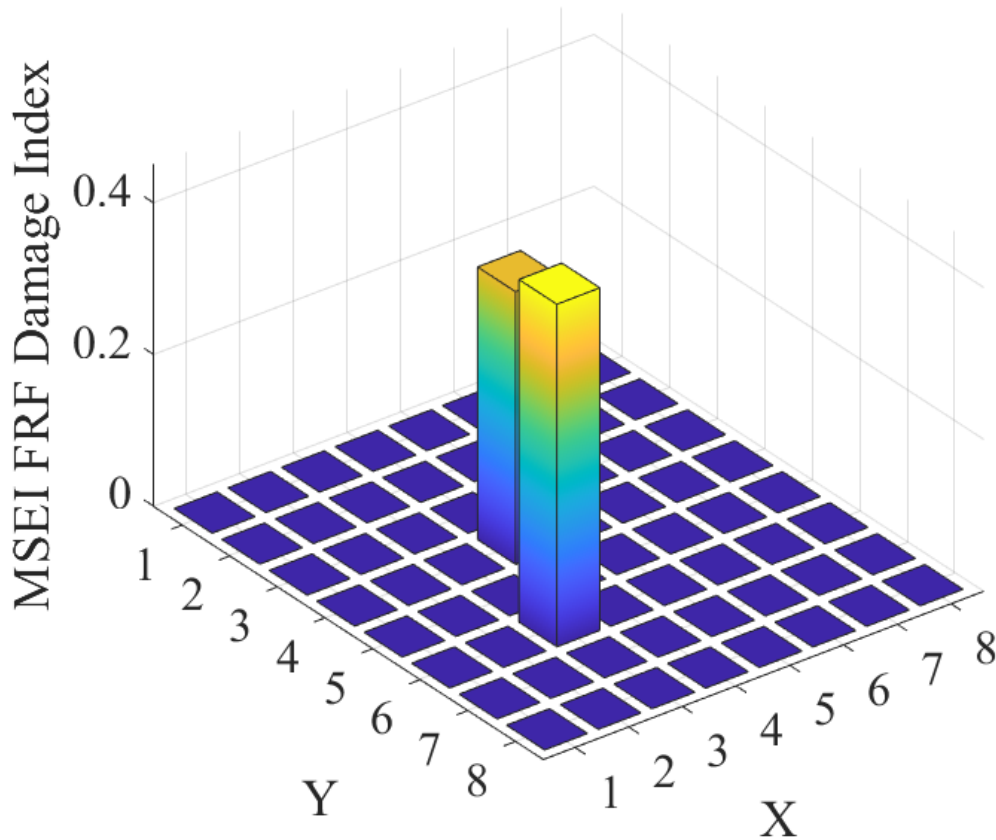


Figure III-3: Identification d'endommagements de structure plaque « CCCC » à (64) éléments (Deuxième scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau des éléments 19 et 29 avec un taux de défaillance différent.

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

- Troisième scénario d'endommagement

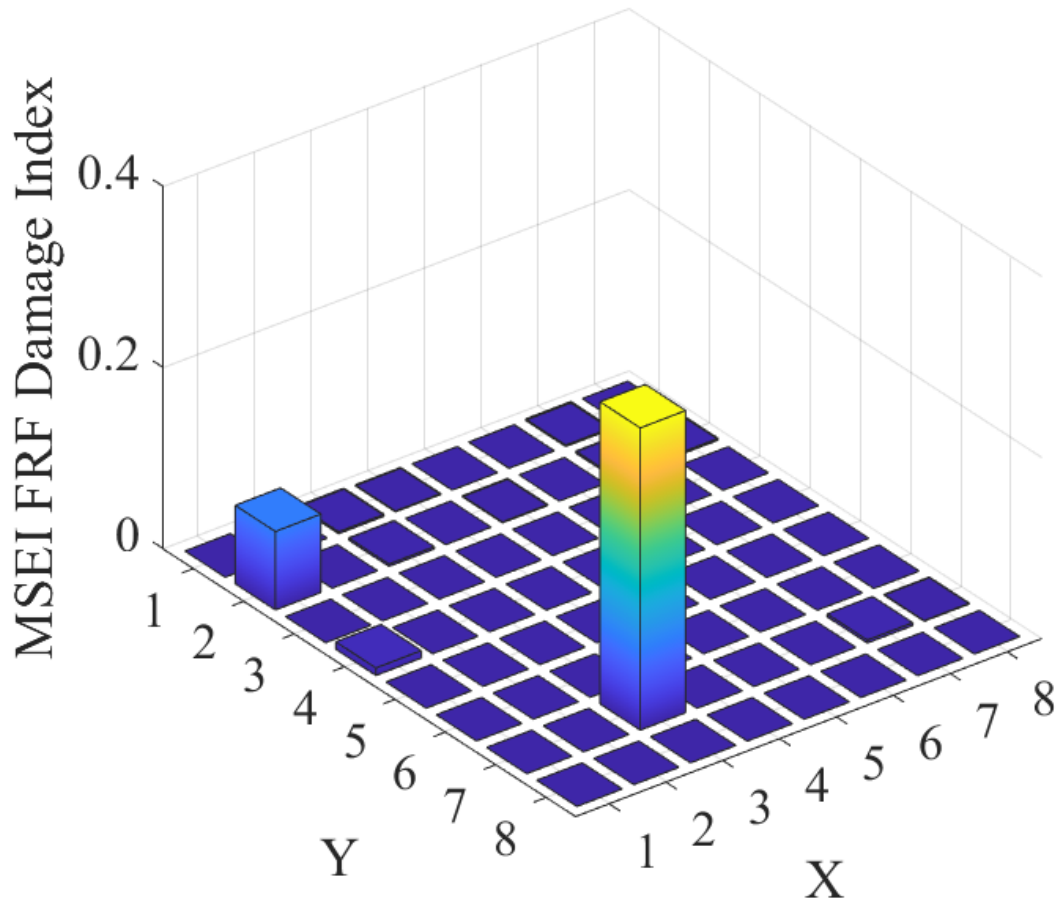


Figure III-4: Identification d'endommagements de la structure plaque « CCCC » a 64 éléments (troisième scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau des éléments 7 et 18 avec un taux de défaillance différent (l'endommagement de l'élément 18 est plus important que celui de l'élément 7).

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

III.4.2.2 Deuxième structure : « SCSC »

- Premier scénario d'endommagement

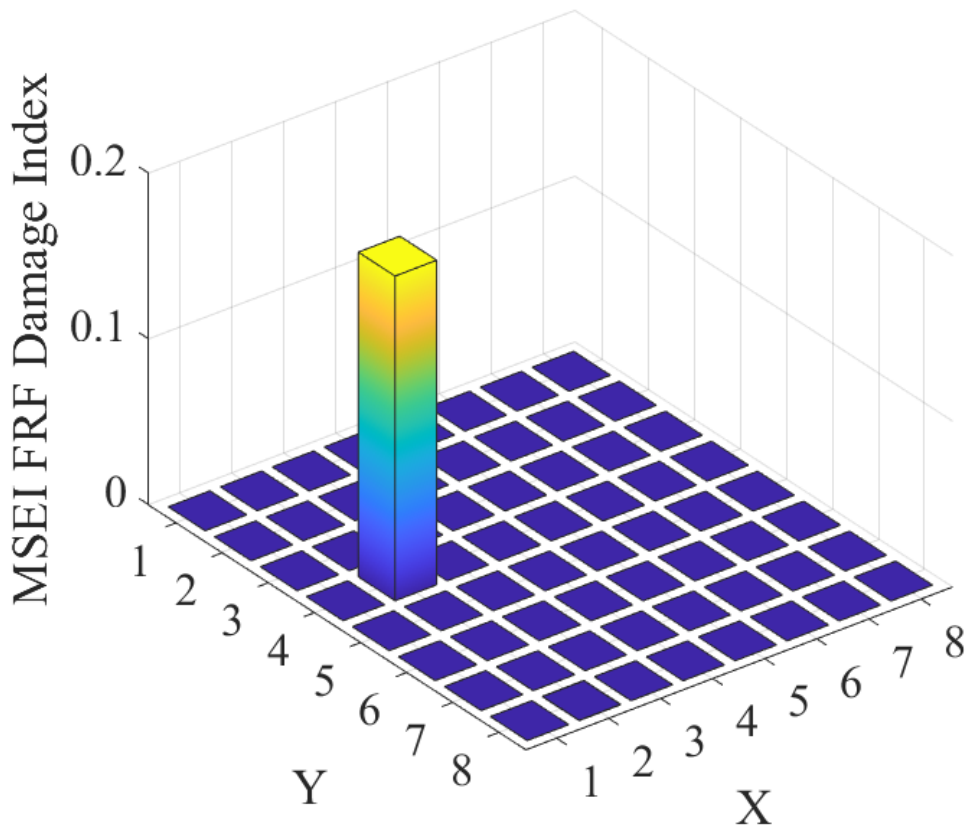


Figure III-5: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (premier scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau de l'élément 13.

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

- Deuxième scénario d'endommagement

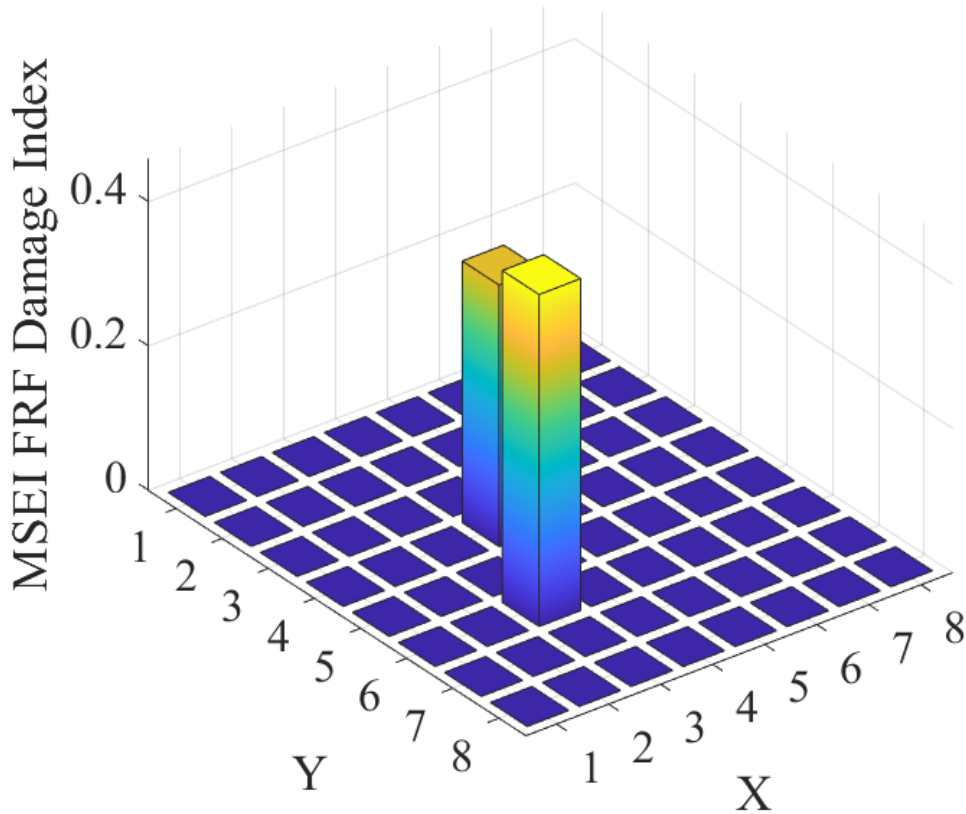


Figure III-6: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (Deuxième scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau des éléments 19 et 29 avec un taux de défaillance différent.

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

- Troisième scénario d'endommagement

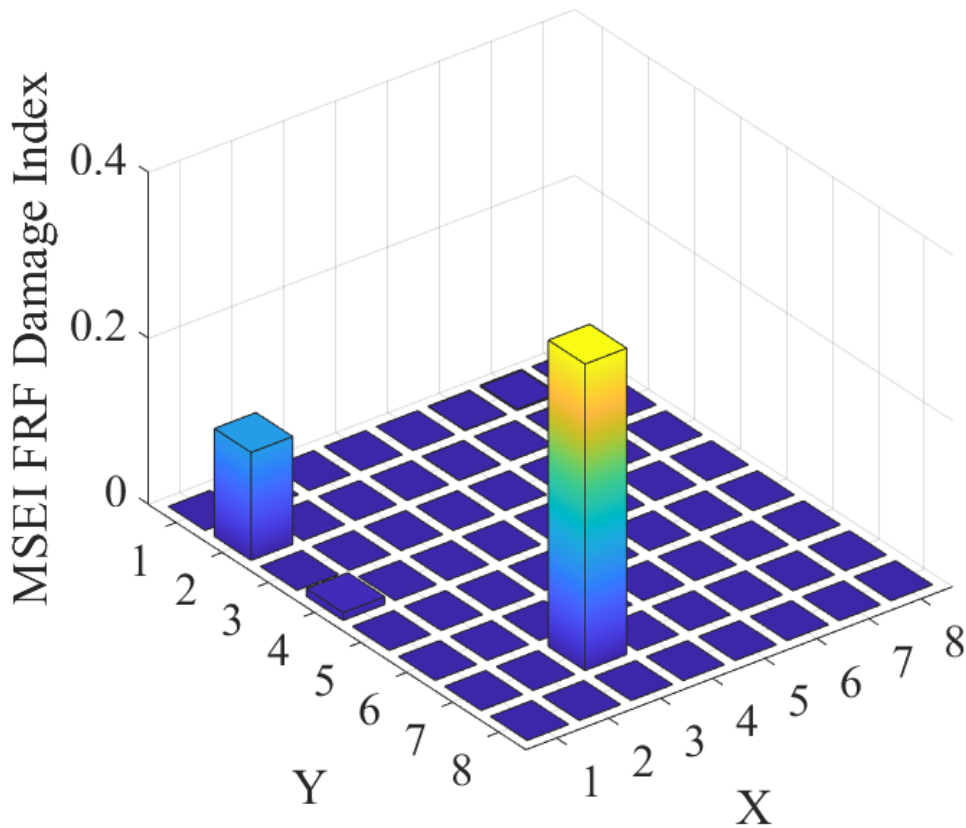


Figure III-7: Identification d'endommagements de structure plaque « SCSC » à (64) éléments (Troisième scénario d'endommagement).

Commentaire : en utilisant l'indicateur MSEI FRF on constate la présence d'un endommagement au niveau des éléments 7 et 18 avec un taux de défaillance différent (l'endommagement de l'élément 18 et plus important que celui de l'élément 7).

CHAPITRE III : Application de l'énergie de déformation dans la détection des dommages aux structures en forme de plaques

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons d'abord effectué une étude comparative entre les fréquences saines et endommagées et constaté une différence entre ces deux dernières ce qui nous a permis de détecter la présence d'un endommagement ensuite nous avons utilisé la méthode de l'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle pour localiser l'endommagement dans les structures plaques utilisant l'indicateur MSEI FRF. Nous avons prouvé l'efficacité de cette méthode dans la localisation de l'emplacement des endommagements grâce aux calculs effectués avec le logiciel MATLAB™.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

IVCHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

IV.1 Introduction

De nombreux problèmes du monde réel dans le domaine de l'apprentissage automatique et de l'intelligence artificielle sont généralement de nature continue, discrète, contrainte ou non contrainte [59]. En raison de ces caractéristiques, il est difficile d'aborder certaines classes de problèmes à l'aide d'approches de programmation mathématique conventionnelles telles que le gradient conjugué, la programmation quadratique séquentielle, la méthode de la pente rapide et la méthode quasi-Newton.

Plusieurs types de recherches ont permis de vérifier que ces méthodes ne sont pas suffisamment ou toujours efficaces pour traiter de nombreux problèmes multimodaux, non-continus et non-différentiables à plus grande échelle dans le monde réel.

En conséquence, les algorithmes méta heuristiques ont été conçus et utilisés pour résoudre de nombreux problèmes en tant que solutions alternatives compétitives, en raison de leur simplicité et de leur processus de mise en œuvre facile. En outre, les opérations de base de ces méthodes ne reposent pas sur les informations de gradient du paysage objectif ou sur ses caractéristiques mathématiques.

Dans se travaille de recherche, nous allons appliquer deux algorithmes d'optimisation :

1° Algorithme d'optimisation Black Widow (BWOA) [60].

2° l'algorithme d'optimisation de l'araignée sociale avec technique de saut d'araignée (JSOA) [61].

IV.2 La méthode BWOA

IV.2.1 Présentation de la méthode

Les onduleurs sont des dispositifs d'électronique de puissance capables de fournir une forme d'onde de sortie alternative à partir d'une source de courant continu à la fréquence et la tension de sortie requises. Les onduleurs à forme d'onde de sortie carrée ou quasi-carrée sont parmi les types d'onduleurs les plus courants et les plus basiques. Comme les onduleurs simples, un onduleur multi niveau convertit une source de courant continu en une sortie alternative. Sortie alternative. Cependant, le courant de sortie est généré comme une forme d'onde à plusieurs étapes à plusieurs niveaux de tension. Les onduleurs multi niveaux (MLI) ont été introduits pour la première fois au milieu des années 70. Cependant, en raison de leur polyvalence, ils ont été systématiquement appliqués comme des onduleurs à moyenne et haute tension. Conducteurs industriels, compensateurs de VAR statique, ainsi que pour les systèmes de transmission et de distribution, pour ne citer que quelques exemples. Systèmes de transmission et de distribution, pour n'en citer que quelques-uns [62, 63].

Leur principal avantage réside dans leur meilleure qualité de l'énergie, leurs faibles pertes de commutation et leur meilleure compatibilité électromagnétique. Même si quelques décennies se sont écoulées depuis leur développement initial, les chercheurs continuent de concevoir de nouvelles topologies et stratégies de modulation afin d'améliorer les systèmes multi niveaux, y compris, mais sans s'y limiter, l'augmentation de leur efficacité et la réduction du contenu harmonique et les interférences électromagnétiques (EMI) [64, 65]. Les meilleures performances possibles des IML résultent de la combinaison de la sélection d'une topologie donnée et de son association avec la bonne technologie.

En ce qui concerne les topologies d'onduleurs, les types d'IML les plus courants dans la littérature sont les diodes, à condensateur et à pont en H en cascade. Du point de vue des stratégies de modulation, les MLI sont classées en deux groupes principaux : la fréquence de commutation fondamentale et la fréquence de commutation élevée. Chacun de ces groupes comporte deux subdivisions, où l'élimination sélective des harmoniques et le contrôle du vecteur spatial sont considérés comme faisant partie du groupe de la fréquence de commutation fondamentale, tandis que le second groupe comprend les stratégies de commutation à haute fréquence.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

Les fréquences de commutation, stratégies de modulation de largeur d'impulsion (PWM) : vecteur spatial et sinusoïdal multi-niveaux. [64, 65].

En particulier, pour les besoins de cette recherche, cette étude utilise la topologie multiniveau à pont en H cascadié et la stratégie de contrôle d'élimination sélective des harmoniques (SHE) [66, 67]. La topologie multi niveau à pont en H en cascade consiste en plusieurs modules d'onduleurs à pont en H avec des modules de contrôle séparés. Modules d'onduleurs à pont en H avec des sources de courant continu séparées, connectés en cascade ou en série. Sortie de tension en escalier typique avec élimination sélective des harmoniques pour les onduleurs multi niveaux est générée par la commutation angulaire et la synchronisation correctes des semi-conducteurs des dispositifs de puissance. En effectuant une transformation de Fourier, une série d'équations non linéaires doivent être résolues pour les angles inconnus par quart de cycle fondamental.

Fondamentalement, le SHE vise à éliminer les harmoniques d'ordre inférieur en les rendant égales à zéro, tout en faisant en sorte qu'il n'y ait pas d'erreurs d'ordre inférieur en les rendant égales à zéro, tout en conservant la composante fondamentale égale à l'amplitude souhaitée [68-72].

Plusieurs techniques ont été appliquées pour résoudre cet ensemble d'équations allant des méthodes itératives telles que Newton-Raphson [73] aux méthodes stochastiques telles que les algorithmes génétiques (GA) [74-76] et l'optimisation par essaims de particules (pso) [77, 78].

Cependant, chacune de ces techniques présente des inconvénients qui réduisent leur utilisation dans l'élimination sélective. L'utilisation de la méthode de Newton-Raphson n'est pas recommandée pour résoudre un grand nombre d'angles comme dans les d'angles comme dans les onduleurs multiniveaux, tandis que la principale limite des algorithmes génétiques est leur taux de convergence, qui est très lent par rapport aux autres algorithmes.

Au contraire, PSO [79], une méta heuristique basée sur les essaims, a un très bon taux de convergence, mais souffre de stagnation lors de la recherche des minimas locaux. Afin de surmonter certains de ces problèmes, des méta heuristiques telles que l'abeille [80], la colonie de fourmis [81], la version modifiée de l'algorithme du poisson [82] et l'algorithme de la luciole [83] ont également été appliquées à SHE dans les onduleurs multiniveaux, Ils ont obtenu de meilleurs résultats que le PSO. Récemment, deux nouvelles méta heuristiques, l'algorithme d'optimisation de la baleine (WOA) [84] et une version modifiée de l'optimisation du loup gris [85] (MGWO) ont été appliquées à la technique SHE. Routray et al. Dans [86] montrent que

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

l'algorithme MGWO est plus performant que l'optimisation du loup gris (GWO), l'algorithme génétique et l'algorithme d'optimisation de l'eau, l'algorithme génétique (GA) et l'optimisation par essaims de particules (PSO). De même, Kar et al. Dans [87] a comparé la WOA à PSO et à l'algorithme firefly, montrant la réponse plus rapide de la WOA et son temps de calcul plus court. Chacune de ces méthodes d'optimisation nécessite une fonction objective appropriée qui inclut l'ensemble d'équations SHE avec les contraintes appropriées. Plusieurs fonctions objectives ont été décrites dans la littérature [71, 75, 86-89] pour le problème SHE. Dans cet article, la fonction objective définie dans [87, 88] est utilisée. Actuellement, les chercheurs continuent à de nouvelles méthodes pour résoudre le problème SHE, comme l'algorithme de pollinisation des fleurs [90], l'optimisation basée sur l'enseignement et l'apprentissage [89] et un algorithme de recherche d'harmonie différentielle [91], ce qui démontre l'intérêt continu pour ce sujet.

Ce travail vise à établir les fondements théoriques de l'algorithme d'optimisation de la veuve noire en tant que nouvelle alternative pour résoudre l'ensemble des équations de SHE.

IV.2.2 Matériaux et méthodes

IV.2.2.1 Formulation du problème d'élimination sélective des harmoniques

Comme mentionné précédemment, la topologie multi niveaux à pont en H en cascade intègre plusieurs modules de pont en H avec des sources de courant continu isolées connectées en série ou en parallèle, comme le montre la **Figure IV. 1**. La relation mathématique entre les sources isolées (s) et le nombre de niveaux (n) est définie comme suit

le nombre de dispositifs de puissance semi-conducteurs N_{sw} peut être calculé par

$$N_{sw} = 6(n - 1) \quad (IV.2)$$

tandis que la tension de crête (V_p) des tensions de phase V_{A-N} , V_{B-N} et V_{C-N} peuvent être définies comme suit :

$$V_{A-N} = V_{B-N} = V_{C-N} = sV_{dc} \quad (IV.3)$$

La **Figure IV. 2** illustre la sortie de la forme d'onde en escalier pour une IML à 3 phase à n niveaux et sa relation fonctionnelle avec le nombre de commutateurs et les temps de

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

commutation, tandis que la figure 3 illustre la sortie typique de la forme d'onde de tension de phase en escalier (V_{A-N}) pour un MLI avec des sources isolées. Pour un MLI avec des sources isolées est également illustrée, où les angles de commutation sont soumis à

$$0 \leq \alpha_1 \leq \alpha_2 \leq \dots \leq \alpha_{(s-1)} \leq \alpha_s \leq 90^\circ \quad (IV.4)$$

En outre, la représentation mathématique de la figure 3 est décrite comme dans l'équation suivante :

$$f_{t_v}^{\pm} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & 0 < t < a_1 \\ V_{dc} & a_1 < t < a_2 \\ 2V_{dc} & a_2 < t < a_{s-1} \\ \vdots & \vdots \\ (s-1)V_{dc} & a_{s-1} < t < a_s \\ sV_{dc} & a_s < t < \pi - a_s \\ (s-1)V_{dc} & \pi - a_s < t < \pi - a_{s-1} \\ \vdots & \vdots \\ 2V_{dc} & \pi - a_{s-1} < t < \pi - a_2 \\ V_{dc} & \pi - a_2 < t < \pi - a_1 \\ 0 & \pi - a_1 < t < \pi \end{array} \right. f_{t_v}^{-} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \pi < t < \pi + a_1 \\ -V_{dc} & \pi + a_1 < t < \pi + a_2 \\ -2V_{dc} & \pi + a_2 < t < \pi + a_{s-1} \\ \vdots & \vdots \\ -(s-1)V_{dc} & \pi + a_{s-1} < t < \pi + a_s \\ -sV_{dc} & \pi + a_s < t < 2\pi - a_s \\ -(s-1)V_{dc} & 2\pi - a_s < t < 2\pi - a_{s-1} \\ \vdots & \vdots \\ -2V_{dc} & 2\pi - a_{s-1} < t < 2\pi - a_2 \\ -V_{dc} & 2\pi - a_2 < t < 2\pi - a_1 \\ 0 & 2\pi - a_1 < t < 2\pi \end{array} \right. \quad (III.5)$$

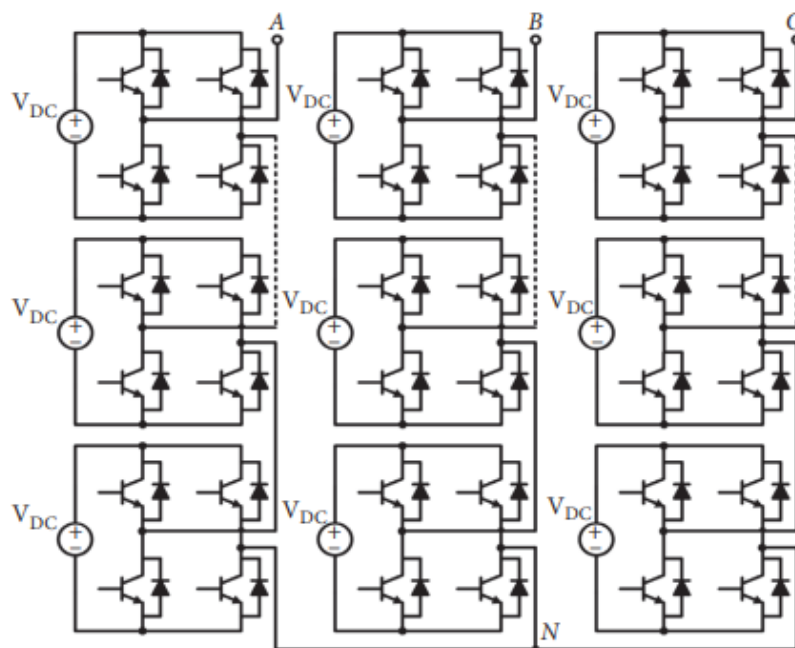


Figure IV-1 : Onduleur multiniveau 3 ϕ n-level (MLI). modules à pont en H avec des sources d'alimentation isolées sont également représentés.

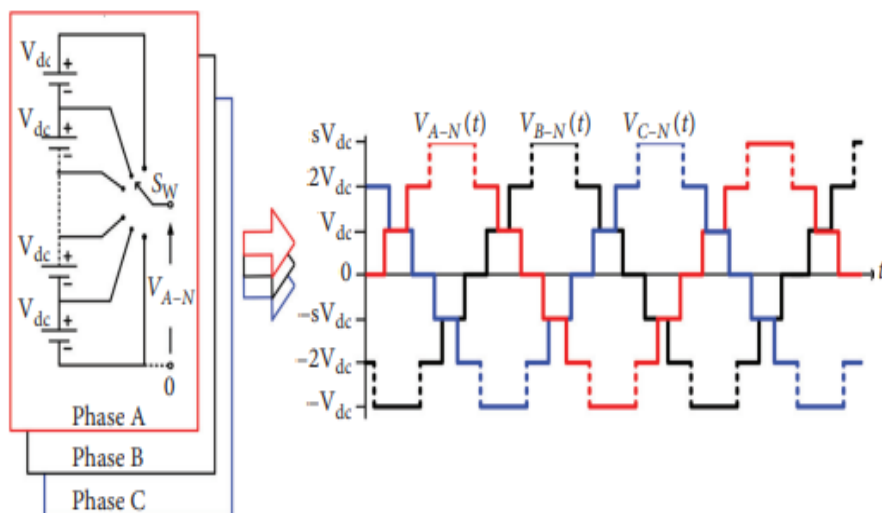


Figure IV-2: Représentation générale et fonctionnement d'une tension de phase 3φ d'un onduleur multiniveau à n niveaux.

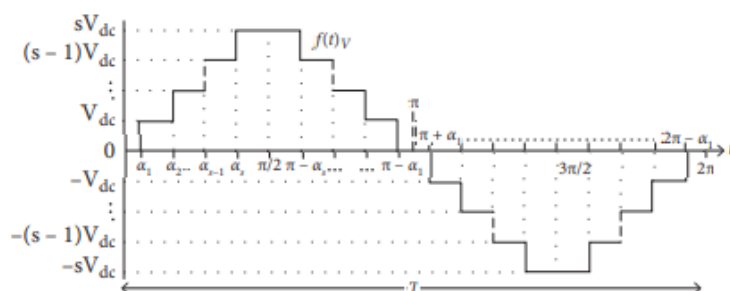


Figure IV-3: Sortie typique d'un onduleur multi niveau en forme d'escalier représentée en fonction des angles et des temps de commutation.

Le développement en série de Fourier de l'onduleur multiniveau de sortie présenté dans la Figure IV. 3 peut être défini comme suivante :

$$f(t) = A_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \cos(n\alpha) + B_n \sin(n\alpha)) \omega_0 = \frac{2\pi}{T} \quad (IV.6)$$

Du fait de la nature de la forme d'onde et de la symétrie quart d'onde la composante continue A_0 et le coefficient de Fourier A_n seront tous deux égaux à 0.

Par conséquent, l'équation peut être réécrite comme suit :

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

$$f(t) = \sum_{n=1}^{\infty} B_n \sin(n\alpha) \quad (IV.7)$$

En substituant l'équation (IV. 5) dans (IV. 7), l'expansion de la série de Fourier de la forme d'onde de sortie en escalier du MLI est définie comme suit :

$$f(t)_V^+ = \begin{cases} \frac{4V_{dc}}{n\pi} \cos(n\alpha_1) + \dots + \cos(n\alpha_n), & \text{for odd } n, \\ 0, & \text{for even } n, \end{cases} \quad (IV.8)$$

Dans ce travail, un onduleur multiniveau à onze niveaux 3ϕ est choisi comme cas d'étude. L'ensemble d'équations de l'élimination sélective des harmoniques qui élimine la cinquième, la septième, la onzième et la treizième harmonique peut être réécrites comme suit :

$$\cos(\alpha_1) + \cos(\alpha_2) + \dots + \cos(\alpha_5) = M,$$

$$\cos(5\alpha_1) + \cos(5\alpha_2) + \dots + \cos(5\alpha_5) = 0,$$

$$\cos(7\alpha_1) + \cos(7\alpha_2) + \dots + \cos(7\alpha_5) = 0, \quad (IV.9)$$

$$\cos(11\alpha_1) + \cos(11\alpha_2) + \dots + \cos(11\alpha_5) = 0,$$

$$\cos(13\alpha_1) + \cos(13\alpha_2) + \dots + \cos(13\alpha_5) = 0,$$

Où $M = (V_1^*)(4V_{dc}\pi)$ et l'indice de modulation est défini comme $m=(M/5)$ pour $0 \leq m \leq 1$.

Également, la fonction objective, précédemment rapportée dans [87, 88], est définie comme suit :

$$\text{Min } f(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_5) = \left[\sum_{i=1}^5 \cos(\alpha_i) - M \right]^2 + \left[\sum_{l=1}^5 \cos(5\alpha_l) \right]^2 + \dots + \left[\sum_{l=1}^5 \cos(13\alpha_l) \right]^2 \quad (IV.10)$$

IV.3 La méthode JSOA

IV.3.1 Présentation de la méthode JSOA

L'optimisation structurale des structures en acier consiste à déterminer les sections d'acier les plus appropriées à affecter aux groupes d'éléments de la charpente en acier de sorte que la structure satisfasse aux exigences du code qui couvrent la résistance, la déflexion, la stabilité et les contraintes géométriques tout en ayant un poids minimal. La formulation d'un tel problème d'optimisation donne lieu à un problème de programmation discrète hautement non linéaire dont la solution n'est pas facile à obtenir. L'une des techniques disponibles dans les algorithmes de programmation mathématique est appelée approche de programmation discrète linéaire séquentielle (Rao 2009). Dans cet algorithme, toutes les fonctions non linéaires sont linéarisées autour d'un point de conception initial sélectionné à l'aide d'une expansion en série de Taylor du premier ordre. Les variables discrètes sont ensuite redéfinies en attribuant des variables zéro-un à chacune d'entre elles et le problème est résolu en utilisant un problème de programmation en nombres entiers. L'algorithme est lourd et sa convergence dépend de la qualité du point de conception initial. Pour les problèmes d'optimisation de grande taille, l'algorithme n'est pas efficace et la plupart du temps, il donne lieu à des difficultés de convergence (Rao 2009). D'autre part, les algorithmes méta heuristiques facilitent la résolution de ces problèmes de programmation discrète complexes et de grande taille.

C'est pourquoi ces méthodes sont devenues très courantes et populaires pour obtenir la solution de problèmes d'optimisation de conception d'ingénierie discrète (Saka 2003, Saka 2007, Aydogdu et Saka 2009, Hasaңebi Ç arbaş et al. 2009, Aydođdu 2010, Aydođdu et al. 2012, Aydođdu et al. 2012, Degertekin 2012, Azad et Hasaңebi 2013, Degertekin et Hayalioglu 2013, Saka et Geem 2013, Aydogdu et Akin 2014, Aydođdu et Akin 2014, Azad et Hasaңebi 2014, Azad et al. 2014, Saka 2014, Alqedra et al. 2015, Artar et Daloglu 2015, Artar et Daloglu 2015, Azad et Hasaңebi 2015, Gholizadeh et Poorhoseini 2015, Hasaңebi et Azad 2015, Arafá et al. 2016, Artar 2016, Tunca et Ç arbaş 2016, Aydogdu 2017, Carbas et Aydogdu 2017). Les techniques métaheuristiques d'intelligence en essaim imitent le comportement collectif des essaims et l'interaction complexe entre les membres d'un essaim sans surveillance. Ces techniques visent à produire des solutions de haute qualité en concentrant la population en fonction des performances de l'algorithme et en utilisant ses avantages, par exemple l'évolutivité, la tolérance aux erreurs, l'ajustement, l'autodétermination et la similarité

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

(Kassabalidis et al. 2001, Kennedy et al. 2001, Fister Jr, et al. 2013, Saka et al. 2013, Yang et al. 2013, Saka et al. 2016, Vardhini et Sitamahalakshmi 2016). L'intelligence en essaim modélise à la fois les comportements naturels appris et innés qui ont émergé par le transfert d'informations entre les individus d'une population. Le comportement collectif intelligent, connu sous le nom de conduite agrégative des individus dans un essaim, a attiré l'attention des scientifiques au cours des dernières décennies. Les chercheurs ont proposé de nombreux algorithmes d'optimisation basés sur les essaims, tels que l'optimisation des colonies de fourmis (ACO) (Dorigo et al. 1996), qui simule le comportement de recherche de nourriture d'une colonie de fourmis, l'algorithme d'optimisation des essaims de particules (PSO) (Shi et Eberhart 1998), qui imite le comportement social des oiseaux et des poissons, la colonie d'abeilles artificielle (ABC) (Karaboga 2005), qui modélise le comportement coopératif des colonies d'abeilles, la recherche de nourriture bactérienne, etc.

L'algorithme d'optimisation (Passino 2002), qui s'inspire du comportement de recherche de nourriture des bactéries, algorithme de recherche de coucou (CS) (Yang et Deb 2009), qui émule le mode de vie des coucous, et algorithme de luciole (FF) (Yang 2010), qui simule le comportement d'accouplement des insectes lucioles, etc.

Récemment, un nouvel algorithme d'intelligence artificielle et une approche innovante appelée algorithme Social Spider Optimization (SSO) ont été introduits par Cuevas et al. (Cuevas et al. 2013). L'algorithme SSO s'inspire du comportement coopératif des araignées sociales et en particulier de leur comportement de recherche de nourriture, c'est-à-dire le mouvement coopératif des araignées vers la position de la source de nourriture. Dans l'algorithme SSO, les individus émulent un groupe d'araignées qui interagissent entre elles selon les lois biologiques de la colonie coopérative. Les araignées se déplacent vers la source de nourriture en coopérant les unes avec les autres. Pour déterminer l'emplacement potentiel d'une proie, les vibrations propagées sur la toile sont reçues et analysées (Campón 2007). Contrairement à la plupart des méthodes existantes basées sur la population, l'algorithme SSO utilise les mâles et les femelles comme deux agents de recherche différents (araignées) et un ensemble d'opérateurs évolutionnaires différents imitent les différents comportements coopératifs administrés par chaque individu en fonction de son sexe. Cette approche permet d'imiter les règles de collaboration de la colonie de façon plus réaliste et d'éviter les défauts critiques dans le mécanisme de calcul. L'algorithme SSO est décrit en détail dans la section 3.

Bien qu'il s'agisse d'un nouvel algorithme d'optimisation, l'algorithme SSO a été appliqué à de nombreux problèmes d'optimisation tels que : le problème de répartition

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

économique optimale d'une unité de puissance thermique (Esapour et al. 2015), la conception d'un véhicule électrique rechargeable (Kavousi-Fard et al. 2015), les systèmes de tribunes éoliennes (Khorramniah et al. 2015), l'apprentissage des réseaux de neurones feed forward (Mirjalili et al. 2015), les paramètres des méthodes de flux optiques (Pereira et al. 2015), le contrôle de l'affaiblissement du champ d'un moteur DC à excitation séparée (Hameed et al. 2016) et la détection du vol d'énergie (Yu et Li 2016). Cependant, aucune étude sur l'application de l'algorithme SSO pour la conception optimale des problèmes de structure spatiale n'a été trouvée dans la littérature. Par conséquent, cette étude est la première à appliquer l'algorithme SSO aux problèmes d'optimisation de conception de structures.

Dans cette étude, une technique d'optimisation de la conception structurelle est présentée pour la conception optimale discrète de structures spatiales en acier basée sur la récente technique d'intelligence artificielle de l'algorithme SSO. Tout d'abord, l'algorithme SSO standard est utilisé pour concevoir les structures spatiales en acier afin d'étudier son efficacité et sa capacité de convergence. Ensuite, cet algorithme est amélioré en utilisant la technique du saut de l'araignée (SSO_SJ) qui permet une meilleure exploration et exploitation de capacité d'échapper à l'optimum local. Le site explorabilité et échappabilité des minima locaux de la SSO algorithme ainsi que la diversité de la population sont améliorées grâce à cette technique. Le poids structurel total du cadre est considéré comme la fonction objective qui est soumise à des contraintes sous la forme d'exigences de résistance, de déplacement et d'aptitude au service dérivées de la conception des facteurs de charge et de résistance (LRFD) de l'American Institute for Steel Construction (AISC) (LRFD 2000). Les efficacités des algorithmes proposés sont numériquement étudiées à l'aide de trois structures spatiales en acier qui sont conçues pour un poids minimum en utilisant les algorithmes métaheuristiques existants : ABC, ACO, PSO, CS, FF, colonie d'abeilles artificielle avec vol de Lévy (LFABC), recherche d'harmonie (HS), recherche d'harmonie dynamique (DHS), optimisation hybride basée sur l'apprentissage et la recherche d'harmonie (hTLBO-HS) et algorithmes Firefly améliorés (EFF). Les solutions obtenues dans cette étude révèlent que l'algorithme SSO montre une performance moyenne, la technique du saut de l'araignée améliore significativement la performance de l'algorithme SSO et le SSO_SJ est plus performant en termes de rapport de résultats optimaux que tous les autres algorithmes métaheuristiques précédemment employés.

Le reste de ce document est organisé comme suit. La section 2 présente le modèle mathématique des cadres spatiaux en acier et décrit la fonction objective et les contraintes du problème d'optimisation. Comme mentionné précédemment, la section 3 présente un nouvel

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

algorithme d'essaimage SSO et sa version améliorée, l'algorithme SSO_SJ. La section 4 décrit les résultats de simulation de l'algorithme SSO sur les exemples de conception numérique et la comparaison avec d'autres métaheuristiques populaires. Enfin, les conclusions sont tirées dans la section 5.

IV.3.2 Modèle mathématique du problème d'optimisation structurelle

La conception optimale des structures spatiales en acier implique le choix des sections optimales pour ses éléments à partir de la liste des sections en acier disponibles, afin de satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de géométrie énoncées dans les codes de conception. Dans le même temps, la structure est construite de manière économique.

En général, les problèmes d'optimisation sont triples : fonctions objectives, variables de conception et contraintes. Le modèle mathématique des problèmes d'optimisation de la conception dépendant du code de conception de l'acier est considéré dans la formulation et décrit dans ce qui suit

IV.3.3 Fonction objective et variables de conception

Les problèmes d'optimisation des structures ont généralement pour but de minimiser le coût matériel de la structure. Pour les structures en acier, le coût des matériaux est directement lié au poids de la structure. Par conséquent, la fonction objective du problème d'optimisation est choisie comme étant le poids de la structure exprimé comme suit :

Trouver les sections d'acier de la conception optimale

Minimize

$$W(X) = \sum_{i=1}^{NG} m_i \cdot (\sum_{j=1}^{n_j} l_j) \quad (IV.11)$$

W est le poids de la structure, m_i est le poids unitaire de la section en acier adoptée pour le i groupe, n_i est le nombre total d'éléments pour le groupe i , NG est le nombre total de groupes de conception, l_j est la longueur du j élément pour le groupe i , et $X = [X_1, X_2, X_3 \dots X_{NG}]$ est le vecteur du numéro d'ordre des sections en acier sélectionnées pour les groupes de conception à partir des normes traitées comme la variable de conception du problème d'optimisation.

IV.3.4 Contraintes de conception

I. 1.4.7 Contraintes de résistance :

Dans les contraintes de résistance, chaque élément du cadre de la structure a une résistance suffisante pour résister aux forces internes développées en raison de la charge externe pondérée. Le cadre résistant aux moments et les structures articulées sont utilisés dans cette étude. Les contraintes de résistance de chaque élément de ces structures sont décrites dans les équations (IV. 12)-(IV. 13).

$$g_s(X) = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 0,1 \leq 0 \text{ for } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \quad (IV. 12)$$

$$g_s(X) = \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 0,1 \leq 0 \text{ for } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \quad (IV. 13)$$

Où M_{nx} et M_{ny} sont les capacités nominales de moment à axe primaire et axe secondaire respectivement, M_{ux} et M_{uy} sont les moments de calcul exposant l'élément, ϕ_c et ϕ_b sont les facteurs de résistance à la compression et à la flexion. P_n est la capacité de charge axiale de l'élément, et P_u est la force axiale ultime exposant l'élément. P_n et P_u peuvent être en tension ou en compression. Les capacités de moment des structures de cadre sont calculées en considérant la non-linéarité géométrique qui est effectuée comme une manière alternative exprimée dans le chapitre C du LRFD-AISC (LRFD 2000). Afin de comparer avec les études de la littérature, la non linéarité géométrique n'est pas prise en compte pour le dôme à articulation.

Pour la déformation des structures du cadre, la dérive inter-étage et de la dérive de l'étage supérieur sont envisagées, qui sont données dans les équations suivantes :

$$g_d(X) = \frac{\delta_{j,l}}{\delta_{al}} - 1,0 \leq 0 \quad (IV. 14)$$

$$j = 1,2, \dots, n_{gm}$$

$$l = 1,2, \dots, n_{lc}$$

$$g_{td}(X) = \frac{\Delta_{j,l}^{top}}{\Delta_{al}^{top}} - 1,0 \leq 0 \quad (IV. 15)$$

$$j = 1,2, \dots, n_{jtop}$$

$$l = 1,2, \dots, n_{lc}$$

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

$$g_{id}(X) = \frac{\Delta_{j,l}^{is}}{\Delta_{al}^{is}} - 1, 0 \leq 0 \quad (IV.16)$$

$$j = 1, 2, \dots, n_{st} \quad l = 1, 2, \dots, n_{lc}$$

Où, $\delta_{j,i}$ et $\delta_{j,l}$ sont les déflexions calculées et admissibles de l'élément j pour le cas de charge l , Δ_{jl}^{top} et Δ^{top} sont les dérivées al (TSD) de l'étage supérieur calculées et admissibles de l'articulation j pour le cas de charge l , Δ_{jl}^{is} et Δ^{is} sont les dérivées inter-étages survenues et admissibles pour l'étage j et le cas de charge l , n_{sm} est le nombre total d'éléments critiques. pour la déflexion, n_{lc} est le nombre de cas de charge définis dans le problème de conception, n_{jtop} est le nombre de joints sur le dessus.

et n_{st} est le numéro de l'étage de la structure. Les limites de déplacement admissibles sont déterminées à partir du rapport du comité ad hoc de l'ASCE (Ellingwood 1986). Dans l'étude, la gamme acceptée des limites de dérive est de 1/750 à 1/250 fois la hauteur du bâtiment pour la dérive du dernier étage (TSD), de 1/500 à 1/200 fois la hauteur de l'étage pour la dérive inter-étage (ISD) et de 1/500 à 1/200 fois la longueur de la poutre pour la déflexion.

Pour les structures articulées, seules les limites de déplacement des nœuds sont prises en compte, ce qui s'exprime comme suit :

$$g_{di}(X) = \frac{\delta_{j,l}}{\delta_{al}} - 1, 0 \leq 0 \quad (IV.17)$$

$$j = 1, 2, \dots, n_{nd} \quad l = 1, 2, \dots, n_{lc}$$

où, $\delta_{j,l}$ et δ_{al} sont les déplacements calculés et admissibles de l'articulation j pour le cas de charge l et n_{sm} est la valeur de l'élément de charge, nombre total de joints de la structure.

I. 1.4.8 Contraintes géométriques

Les contraintes géométriques sont définies uniquement pour les structures du cadre, qui sont expliquées comme suit :

$$g_{cc}(X) = \sum_{i=1}^{n_{ccj}} \left(\frac{D_i^a}{D_i^b} - 1, 0 \right) + \sum_{i=1}^{n_{ccj}} \left(\frac{m_i^a}{m_i^b} - 1, 0 \right) \leq 0 \quad (IV.18)$$

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

$$g_{bc}(X) = \sum_{i=1}^{n_{j1}} \left(\frac{B_f^{bi}}{D^{Ci} - 2t_b^{Ci}} - 1, 0 \right) \leq 0 \text{ or } \sum_{i=1}^{n_{j2}} \left(\frac{B_f^{bi}}{B_b^{Ci}} - 1, 0 \right) \leq 0 \quad (IV.19)$$

Où : n_{ccj} est le nombre de type de connexion colonne-colonne pour le problème d'optimisation, m_i^a et m_i^b sont les valeurs unidimensionnelles de l'équation.

Les poids des colonnes supérieure et inférieure pour la connexion de la colonne D_i^a et D_i^b sont les profondeurs des colonnes supérieure et inférieure.

Pour la connexion colonne-colonne $i^{ème}$, n_{j1} est le numéro d'un type de connexion 1 : les poutres sont connectées à l'âme d'une colonne, n_{j2} est le numéro d'un type de connexion 2 : poutres connectées à l'aile d'un poteau, D^{Ci} est une profondeur d'un poteau, t^{Ci} et B_b^{Ci} sont l'épaisseur de l'aile et la largeur de l'aile d'une poutre pour le type de connexion 1, et B_f^{bi} sont les largeurs d'aile du poteau et de la poutre pour le type de connexion 2 (voir **Figure IV. 4**).

IV.3.5 Évaluation de la condition physique

Les algorithmes méta heuristiques permettent de résoudre des problèmes d'optimisation sans contrainte. Les problèmes d'optimisation avec contraintes doivent être transformés en problèmes sans contraintes en utilisant une fonction de pénalité comme indiqué dans l'équation (IV. 20). Si la conception de la structure ne satisfait pas aux contraintes décrites dans la section 2.2, la pénalité totale (Pen) de la conception de la structure est calculée comme suit :

$$Pen = \sum_{i=1}^{NC} C_i \quad C_i = \begin{cases} 0 \text{ for } g_i(X) \leq 0 \\ g_i(X) \text{ for } g_i(X) > 0 \end{cases} \quad (IV.20)$$

Où C_i est la violation de contrainte de la $i^{ème}$ fonction de contrainte, g_i représente la $i^{ème}$ fonction de contrainte.

Le poids pénalisé de la structure (W_p) et la valeur de fitness (J) de la conception sont obtenus en utilisant respectivement les équations (IV. 21) -(IV. 22).

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

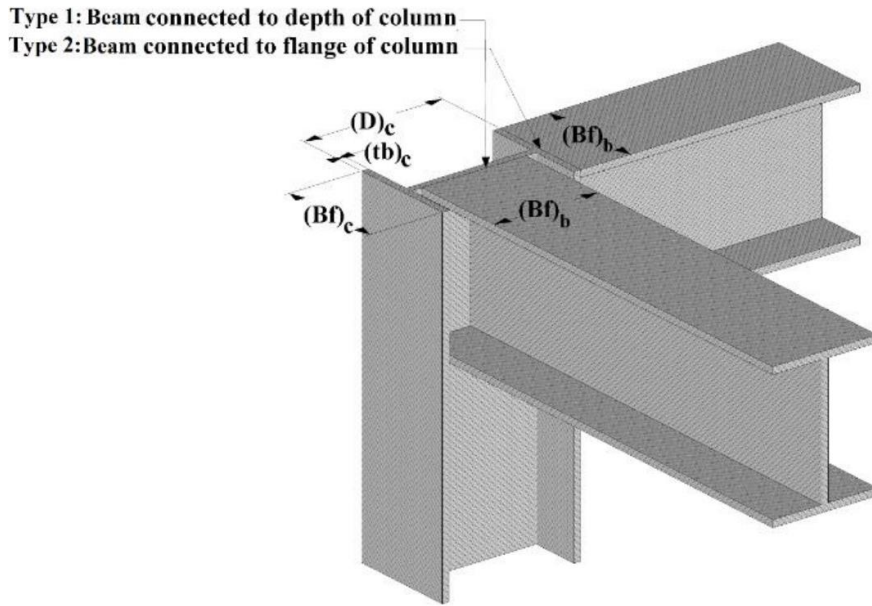


Figure IV-4: Connexion poutre-colonne des ossatures spatiales

$$W_p = W \cdot (1 + P_{en})^2 \quad (IV.21)$$

$$J = \frac{1}{W_p} \quad (IV.22)$$

IV.4 Algorithme de l'araignée sociale

IV.4.1 Fondements biologiques de l'araignée sociale algorithmique

Les sociétés d'insectes sociaux sont des systèmes coopératifs complexes qui s'organisent en fonction d'un ensemble de contraintes. Dans la nature, les colonies sociales organisées se forment à la suite d'interactions entre les membres, comme la construction et l'utilisation de leur environnement, la protection des ressources et la spécialisation des tâches entre les membres de la société (Oster et Wilson 1978 ; Hölldobler, Wilson et al. 1994).

Le comportement des araignées dépend de leur niveau de solidarité qui peut être classé en deux groupes : solitaire et social (Aviles 1986, Lubin et Bilde 2007). Les araignées solitaires ont de mauvaises relations avec les autres membres du groupe et elles entretiennent leur propre toile. Au contraire, les araignées sociales se rassemblent fréquemment dans leur toile et entrent en contact les unes avec les autres pour former des colonies (Burgess et Uetz 1982).

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

Les membres des colonies d'araignées sociales sont regroupés en deux catégories : les mâles et les femelles. Ces membres et la toile d'araignée sont les deux composants fondamentaux de la colonie. Les colonies d'araignées sociales ont une population dominée par les femelles et les membres mâles atteignent à peine les 30% de la population totale (Aviles 1986). Les différentes activités de la colonie, telles que la construction et la réparation de la toile d'araignée, la chasse et l'accouplement, sont accomplies par chaque membre en fonction de son sexe (Yip et al. 2008). Afin de réaliser ces activités, une coordination collective entre les membres est nécessaire, ce qui est accompli par de petites vibrations. Les membres de la colonie décodent ces petites vibrations afin d'obtenir des informations sur l'état de la toile des informations pour leurs interactions coopératives et leur accouplement (Rypstra et Tirey 1991)

L'interaction coopérative des membres de la colonie est basée sur leur sexe. Les membres féminins sont enclins à communiquer avec les autres par des vibrations transférées de la toile d'araignée qui représentent les membres dominants (Yip et al. 2008). Des vibrations plus fortes sont générées par les membres de la colonie plus lourds ou plus proches, car les vibrations dépendent de leur poids et de leur distance. Les membres femelles sont influencés par plusieurs facteurs tels que la période de procréation, l'intérêt et la randomisation (Yip et al. 2008). La population de mâles comprend des membres dominants et non dominants (Pasquet et Krafft 1992). Les mâles dominants, qui ont de meilleures caractéristiques de fitness que les mâles non dominants, sont attirés par la femelle la plus proche tandis que les mâles non dominants ont tendance à se rassembler au centre de la population mâle afin d'utiliser leurs ressources inutilisées (Ulbrich et Henschel 1999).

Le processus d'accouplement effectué par les mâles et les femelles dominants joue un rôle clé dans le maintien de la vie de la colonie. Ce processus permet également le transfert d'informations entre les membres (Jones et Riechert 2008). Afin de produire des descendants, un mâle dominant s'accouple avec un certain nombre de femelles dans une gamme spécifique (Elias et al. 2011).

IV.4.2 Algorithme de base du SSO

Dans cette étude, les règles de collaboration de base de la colonie d'araignée sociale sont simulées dans le cadre de l'algorithme SSO. La toile d'araignée où les membres de la colonie communiquent entre eux est considérée comme l'espace de recherche complet, Le vecteur solution est défini comme l'emplacement du membre dans la colonie. Les vibrations qui se produisent en raison du mouvement des araignées sont utilisées pour transférer l'information

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

d'une araignée à une autre. Les deux principaux groupes de la colonie, les mâles et les femelles, sont classés par leurs poids en fonction de la valeur de fitness de la fonction objective. Chaque membre exécute différentes procédures évolutives qui dépendent des comportements coordonnés des membres de la colonie. Afin d'imiter ce comportement, des modèles mathématiques pour chaque processus opérationnel et la technique de saut d'araignée proposée sont présentés dans les sections suivantes.

IV.4.3 Initialisation

Dans la phase d'initialisation, la méthode SSO détermine le ratio de représentation des membres de chaque sexe. La majorité de la colonie d'araignées est composée de femelles. Par conséquent, l'algorithme détermine aléatoirement le nombre de membres féminins (N_f) dans une fourchette de 65 à 90% du nombre d'araignées (N_s) en utilisant l'équation (IV.23). L'algorithme attribue les araignées restantes aux araignées mâles comme décrit dans l'équation (IV.24) :

$$N_f = \text{round}(0,9 - 0,25 \cdot \text{rand}) \cdot N_s \quad (\text{IV.23})$$

$$N_m = N_s - N_f \quad (\text{IV.24})$$

Où N_m est le nombre total de membres masculins, rand est un nombre aléatoire compris entre $[0, 1]$ et round est une fonction qui arrondit les nombres entiers.

À la fin du processus, l'algorithme classe toutes les araignées (S) en deux groupes : les araignées femelles (f) et les araignées mâles (g). Araignées (m).

IV.4.4 Attribution des aptitudes

Dans l'algorithme SSO, les performances de toutes les araignées sont évaluées pour les affecter à différentes tâches. Par conséquent, le poids de chaque membre (W_i) est calculé en fonction de sa valeur de fitness (indépendamment du sexe) en utilisant l'équation suivante (IV.25) :

$$W_i = \frac{J(S_i) - \text{worst}_s}{\text{best}_s - \text{worst}_s} \quad i = 1, \dots, N_s \quad (\text{IV.25})$$

Où $J(S_i)$ est la valeur de fitness de la $i^{\text{ème}}$ araignée par rapport à la fonction de fitness J et à la position de l'araignée. worst_s et best_s sont les valeurs de fitness des araignées qui ont les pires

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

et les meilleures valeurs de fitness dans la colonie, respectivement. Ces valeurs sont déterminées en fonction du type de problème d'optimisation (maximisation ou minimisation).

IV.4.5 Opérateur coopératif femelle

Dans une colonie d'araignées, les membres femelles changent leur position en utilisant l'opérateur coopératif femelle. Le changement de position de chaque araignée femelle peut être calculé en utilisant les vibrations de deux araignées différentes. La first est l'araignée la plus proche qui est plus lourde et génère la vibration $Vibc_i$. La seconde araignée est la meilleure de cette colonie dont la vibration est symbolisée par $Vibb_i$. De plus, un paramètre de mouvement aléatoire est ajouté au calcul du mouvement. Dans cette étape, la décision finale de mouvement d'inclinaison ou de répulsion est simulée comme un processus stochastique. Si un nombre généré aléatoirement est inférieur au seuil (PF), une inclinaison s'est produite ; sinon, une répulsion s'est produite. L'opérateur coopératif féminin pourrait être formulé comme suit :

$$\begin{aligned}
 f_i^{k+1} &= f_i^k + \alpha.Vibc_i.(S_c - f_i^k) + \beta.Vibb_i. \\
 (S_b - f_i^k) + \delta \left(rand - \frac{1}{2} \right) & \text{ for } rand \leq PF \\
 f_i^{k+1} &= f_i^k - \alpha.Vibc_i.(S_c - f_i^k) - \beta.Vibb_i. \\
 (S_b - f_i^k) + \delta \left(rand - \frac{1}{2} \right) & \text{ for } rand > PF
 \end{aligned} \tag{IV. 26}$$

Et des nombres d'andom entre [0,1]. Les membres S_c et S_b représentent, respectivement, le membre le plus proche de l'araignée i qui est plus lourd et qui est le meilleur individu de la colonie

Les vibrations, $Vibc_i$ et $Vibb_i$, dépendent du poids et de la distance des individus liés. La vibration perçue, $Vibc$, par le membre i (S_i) est le résultat de l'information transmise par l'individu c (S_c). L'individu c doit être le membre le plus proche de i et être plus lourd que l'individu i ($w_c > w_i$). La vibration, $Vibc_i$, est modélisée selon la formule suivante Eq. (IV. 27)

$$Vibc_i = W_c. e^{-d_{i,c}^2} \tag{IV. 27}$$

où $d_{i,c}$ est la norme euclidienne des membres i et c , telle que $d_{i,c} = \|S_i - S_c\|$, La vibration perçue, $Vibb_i$, par l'individu i (S_i) est le résultat de l'information transmise par l'individu b (S_c).

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

L'individu b détient le meilleur poids (meilleure valeur d'aptitude) dans toute la population S . La vibration, $Vibb_i$; est calculé par l'équation suivante (IV. 28) :

$$Vibb_i = W_b \cdot e^{-d_{i,b}^2} \quad (IV. 28)$$

$$\text{with } W_b = \max(W_k), \quad k \in \{1, 2, \dots, N_s\}$$

où d_{ib} est la norme euclidienne des membres i et b , telle que $d_{ib} = \|S_i - S_b\|$ et $\max()$ est une fonction mathématique qui trouve une valeur maximale dans la séquence.

Dans ce processus coopératif féminin, le mouvement de chaque individu détient l'inclinaison ou la répulsion du meilleur local. individu S_c et le meilleur S_b global observé jusqu'à présent.

L'inclinaison permet non seulement d'éviter la concentration rapide des membres sur une petite région en empêchant les membres de se déplacer vers la meilleure position globale, mais aussi d'encourager chaque individu à chercher autour du candidat local dans la région en explorant sa plage de voisinage spécifique (S_c). L'utilisation de ce schéma rend l'algorithme moins susceptible de convergence prématurée en renforçant le comportement d'exploitation.

IV.4.6 Opérateur coopératif mâle

Sur la base du comportement des araignées sociales, les membres mâles se déplacent en utilisant l'opérateur coopératif mâle. Comme indiqué précédemment, les mâles dominants ont de meilleures performances et sont attirés par l'araignée femelle la plus proche dans la toile d'araignée. D'autre part, les mâles non dominants sont enclins à se rassembler au centre de la colonie de mâles. Pour imiter ce comportement coopératif, les membres D et H ND sont déterminés en fonction de leur poids (fitness). Les mâles dont le poids est supérieur au poids médian sont considérés comme des mâles dominants et les autres mâles sont considérés comme des mâles non dominants. Pour ce faire, la population de mâles est triée par ordre décroissant de poids (fitness). Par conséquent, le poids du membre situé au milieu est considéré comme le poids médian des mâles (w_{median}). En utilisant ce processus de calcul, le mouvement des araignées mâles peut être calculé par l'Eq. (IV. 29)

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

$$m_i^{k+1} = m_i^k + \alpha \cdot Vibf_i \cdot (S_f - m_i^k) + \delta \left(rand - \frac{1}{2} \right)$$
$$if w_i > w_{median} \quad (IV.29)$$

$$m_i^{k+1} = m_i^k + \alpha \left(\frac{\sum_{h=1}^{Nm} m_h^k \cdot w_h}{\sum_{h=1}^{Nm} w_h} - m_i^k \right)$$
$$if w_i \leq w_{median}$$

Où S_f représente la femelle la plus proche du mâle S_i . Pour les mâles non dominants, la partie entre parenthèses correspond au poids médian. La vibration perçue, $Vibf_i$, par l'individu i (S_i) est le résultat de l'information transférée par la femelle la plus proche S_f au mâle i . La valeur de la vibration, $Vibf$, est calculée par Eq. (IV. 30) :

$$Vibf_i = W_f \cdot e^{-d_{i,f}^2} \quad (IV.30)$$

En utilisant l'opérateur coopératif mâle, les comportements des mâles dominants et non dominants ont été étudiés. Ainsi, les membres dominants sont influencés par les autres afin de provoquer l'accouplement pour créer de la diversité dans la population et les membres non dominants sont influencés par la moyenne pondérée de la population masculine m afin d'éviter les très bons ou les extrêmement mauvais membres.

IV.5 Résultats et discussions

A fin d'effectuer une étude comparative entre des deux algorithmes d'optimisation (JSEA et BWOA) et pouvoir quantifier les taux d'endommagement en utilisant ces deux méthodes.

On a opté dans cette section à la simulation les deux structures plaque présentées dans le (chapitre III), pour deux scénarios d'endommagement, et avec des variations de populations et itérations.

- Premier scénario d'endommagement : élément (13) endommagé
- Deuxième scénario d'endommagement : éléments (19) et (29) endommagés

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

Afin de réaliser une étude comparative, les résultats ont été représenté sous forme de graphique et tableaux : la fonction objective Fitness indique la vitesse de convergence de l'erreur et Best qui indique le taux d'endommagement, l'étude a été faite à la base d'indicateurs d'endommagement obtenu précédemment. Nous avons fixé les itérations a 200 et les populations a 100 pour la première étude et pour la deuxième nous avant fixé les itérations a 100 et les populations a 200.

IV.5.1Premier structure (CCCC)

IV.5.1.1 Premier scenario

- Iterations fixées a 200 et populations à 100

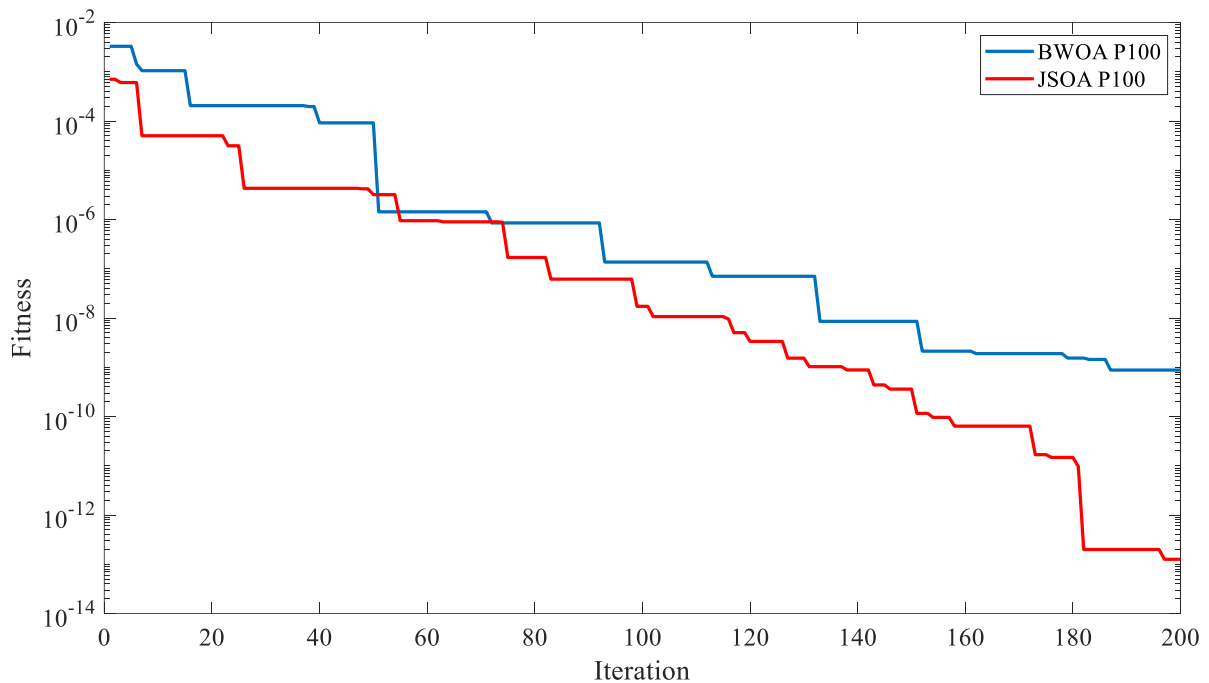


Figure IV-5: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

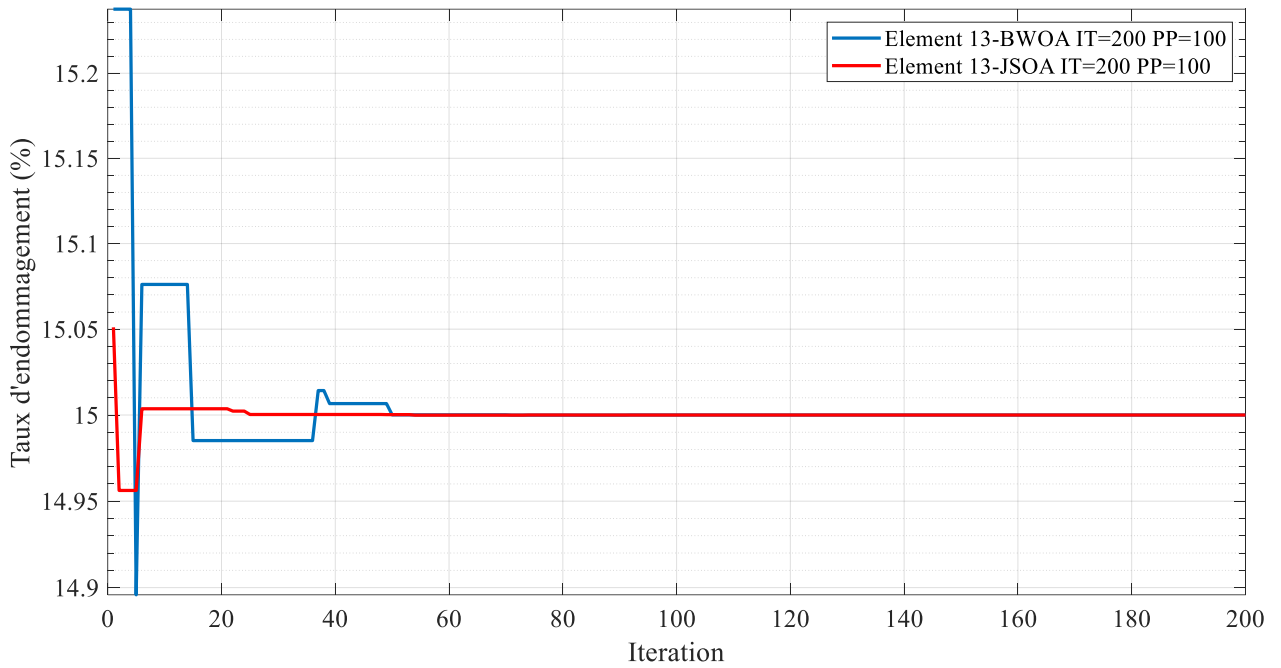


Figure IV-6: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations

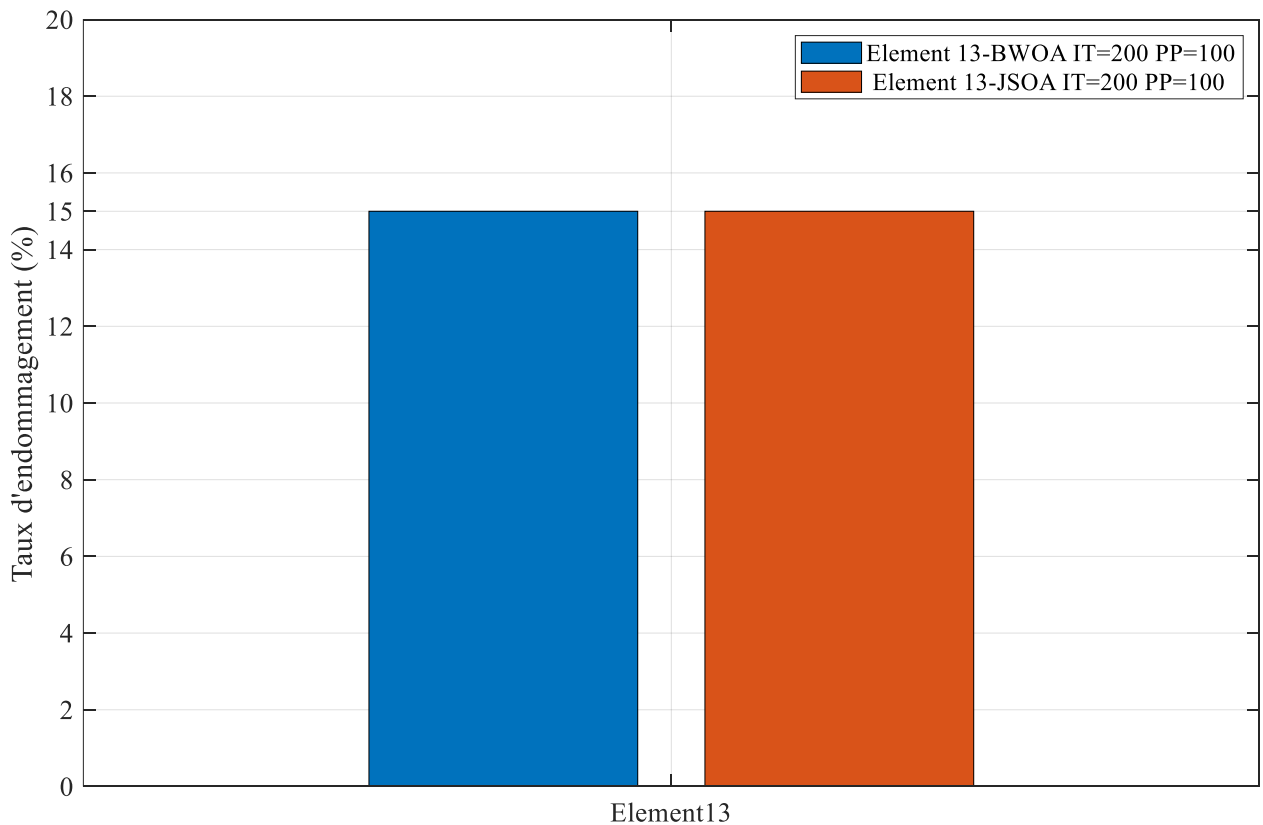


Figure IV-7: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

Dans cette structure (CCCC), premier cas d'endommagement avec des itérations fixées à 200. Nous avons constaté que la vitesse de convergence Fitness en utilisant l'algorithme JSOA est plus élevée que celle de l'algorithme BWOA. Le taux d'endommagement de l'algorithme JSOA est également plus précis et plus fiable que celui de l'algorithme BWOA.

Populations fixées à 100				
Itérations	Best BWOA	Fitness BWOA	Best JSOA	Fitness JSOA
1	15,237801897%	0,00329497621	15,051059829%	0,00070637612
20	14,985148861%	0,00020534138	15,003638355%	0,00005031402
40	15,006640638%	0,00009183427	15,000311526%	0,00000430791
60	15,000103698%	0,00000143398	14,999931585%	0,00000094606
80	14,999938341%	0,00000085265	15,000012251%	0,00000016941
100	15,000009899%	0,00000013689	14,999998751%	0,00000001728
120	15,000005090%	0,00000007039	15,000000242%	0,00000000335
140	14,999999382%	0,00000000855	14,999999936%	0,00000000088
160	14,999999846%	0,00000000212	15,000000005%	0,00000000006
180	15,000000111%	0,00000000154	14,999999999%	0,00000000001
200	14,999999937%	0,00000000088	15,000000000%	0,00000000000

Tableau IV-1: valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 100 et itérations à 200.

Dans les quatre tableaux IV.1 ci-dessus on a confirmé les constats faites auparavant, le taux d'endommagement (Best) de l'algorithme JSOA est plus précis que celui de l'algorithme BWOA, vitesse de convergence (Fitness) plus élevée en utilisant l'algorithme JSOA.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

- Iterations fixées à 100 et populations à 200

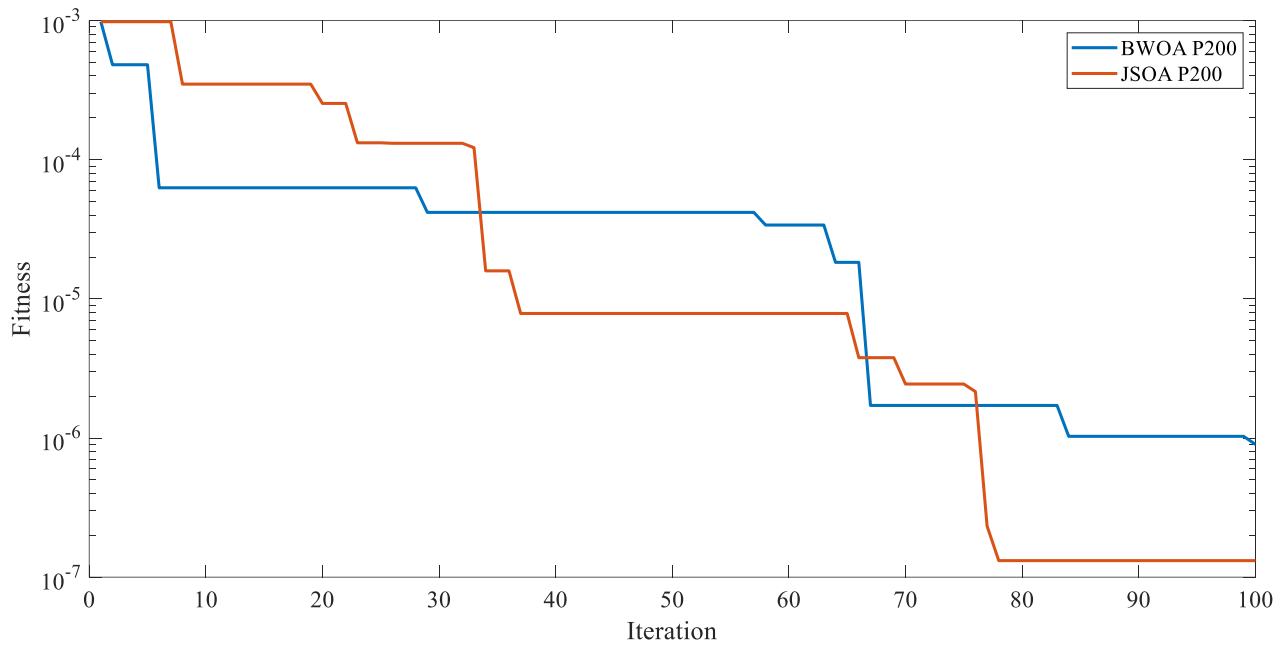


Figure IV-8: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 100 itérations et 200 populations.

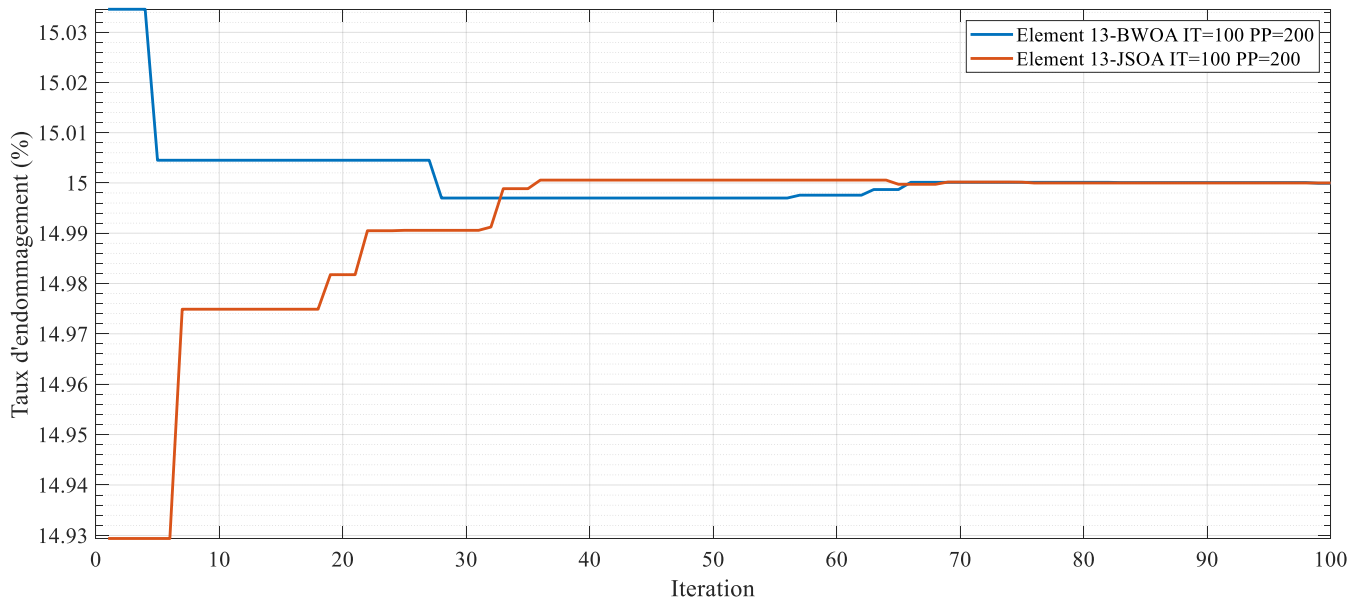


Figure IV-9: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 100 itérations et 200 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

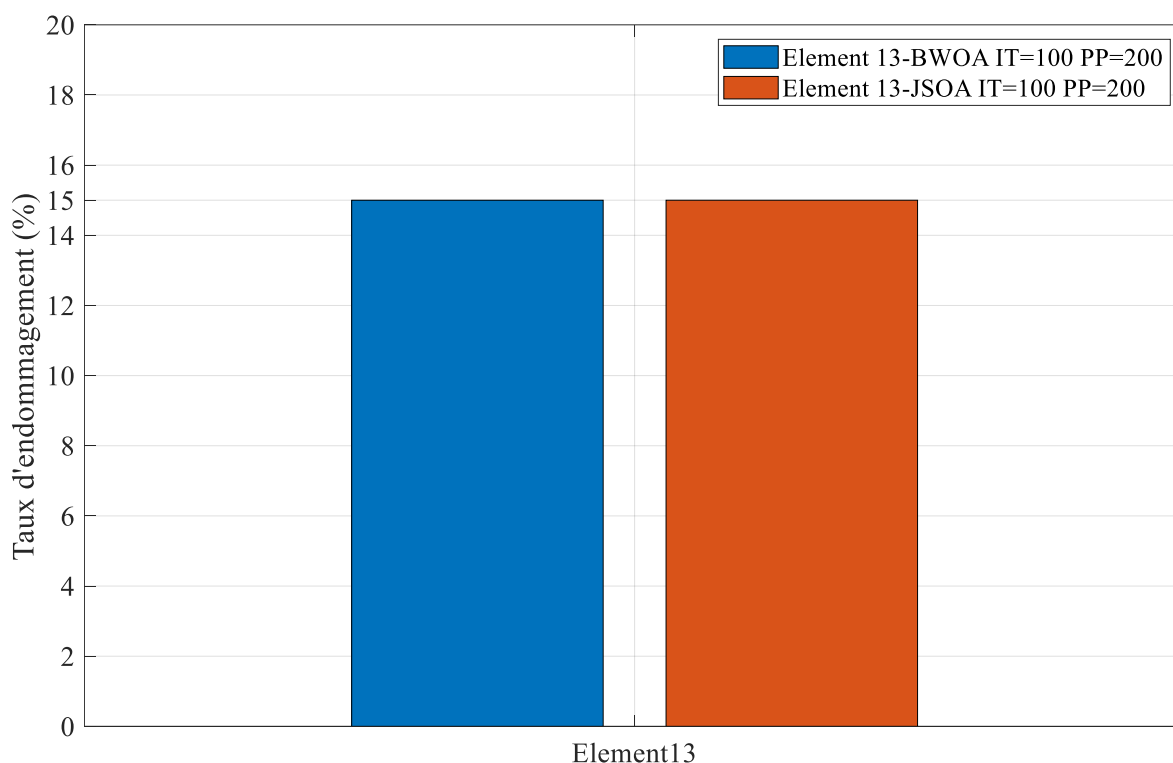


Figure IV-10: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « CCCC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

Populations fixées à 200				
Itérations	Best BWOA	Fitness BWOA	Best JSOA	Fitness JSOA
1	15,0346061477%	0,00098247996825	14,92940055591%	0,000982479968
10	15,0045167778%	0,00006289644840	14,97488477730%	0,000349643889
20	15,0045167778%	0,00006289644840	14,98174971950%	0,000254087666
30	14,9969944353%	0,00004185004495	14,99056796266%	0,000131326338
40	14,9969944353%	0,00004185004495	15,00056419804%	0,000007856236
50	14,9969944353%	0,00004185004495	15,00056419804%	0,000007856236
60	14,9975621098%	0,00003394580257	15,00056419804%	0,000007856236
70	15,0001231444%	0,00000171473035	15,00017550836%	0,000002443877
80	15,0001231444%	0,00000171473035	14,99999056051%	0,000000131441
90	15,0000738409%	0,00000102820173	14,99999056051%	0,000000131441
100	14,9999352504%	0,00000090160731	14,99999056051%	0,000000131441

Tableau IV-2 : Valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 200 et itérations à 100.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

Dans cette structure (CCCC), premier cas d'endommagement avec des itérations fixées cette fois à 100. Nous avons constaté encore une autre fois que la vitesse de convergence Fitness en utilisant l'algorithme JSOA est plus élevée que celle de l'algorithme BWOA. Le taux d'endommagement de l'algorithme JSOA est également plus précis et plus fiable que celui de l'algorithme BWOA.

On constate également qu'avec des nombres d'itérations plus élevés (200 par rapport à 100) et populations plus faible (100 par rapport à 200) la vitesse de convergence « fitness » est plus élevée et atteint des valeurs plus basse, et le taux d'endommagement « best » est aussi plus fiable, et ceci est valable pour les deux algorithmes d'optimisations (JSOA et BWOA).

IV.5.1.2 Deuxième scénario

- Itérations fixées a 200 et populations à 100

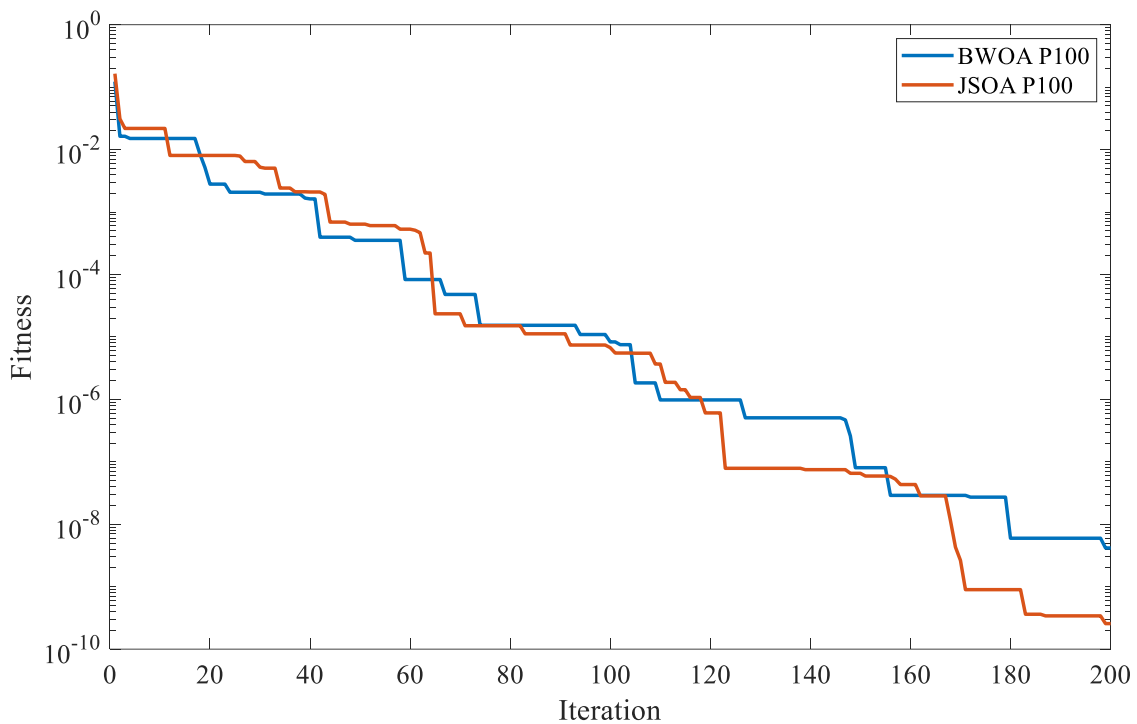


Figure IV-11: Valeurs fitness de la plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

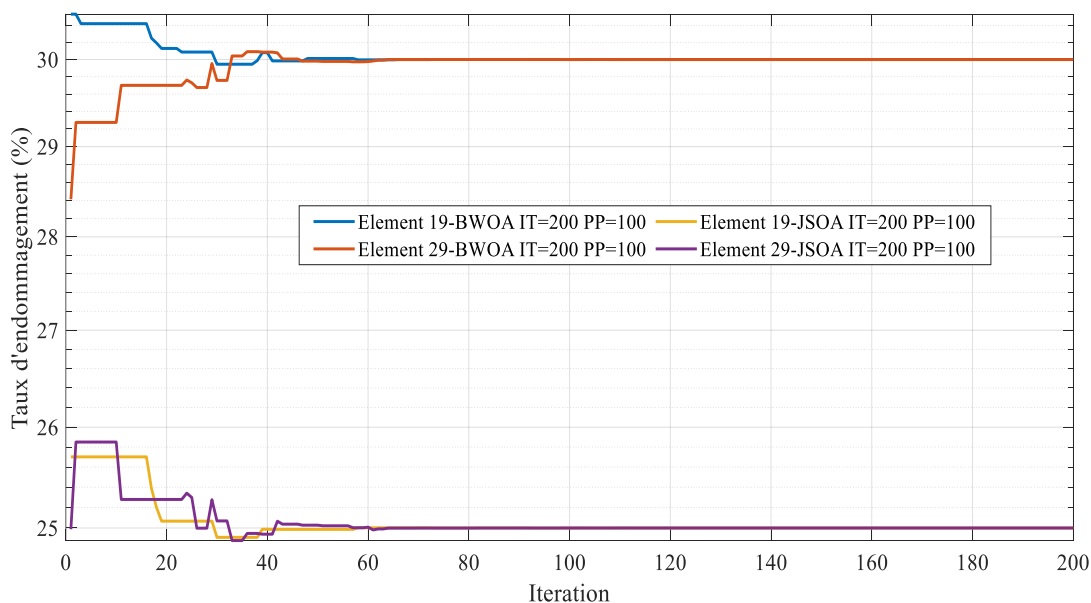


Figure IV-12: Taux d'endommagements des l'éléments 19 et 29 plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

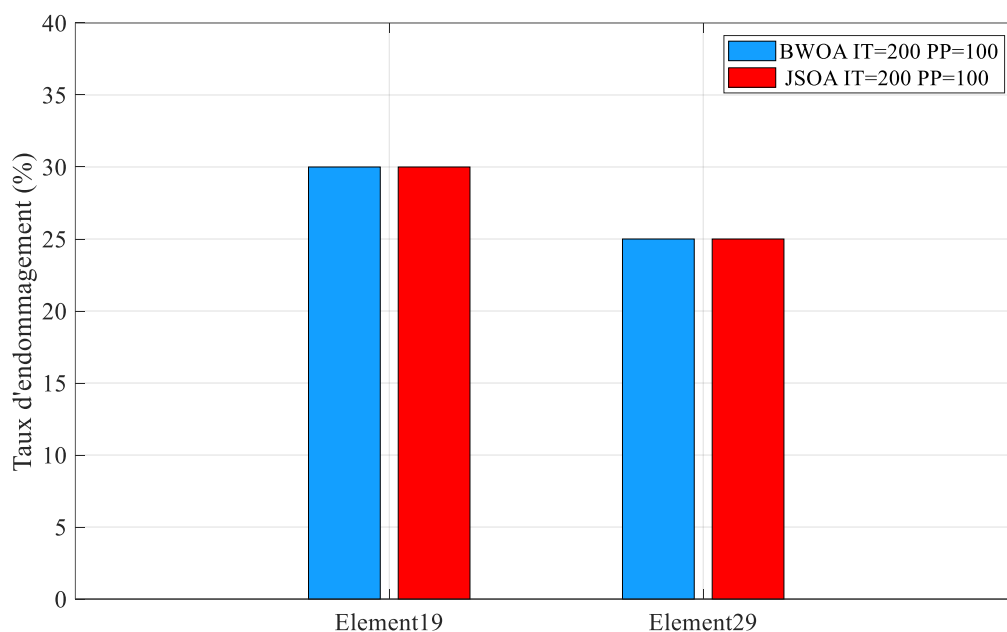


Figure IV-13: Taux d'endommagements des l'éléments 19 et 29 plaque « CCCC » deuxième scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

Dans ce deuxième scénario on a obtenue pratiquement les mêmes résultats que le premier. A la différence, on remarque que la vitesse de convergence est plus élevée dans le cas du scénario à un seul endommagement que celui avec deux endommagements.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

itérations fixées à 100						
Itérations	best Position BWAO		Fitness BWOA	best Position JSAO		Fitness JSOA
	Elément 19	Elément 29	Elément 19 et 29	Elément 19	Elément 29	Elément 19 et 29
1	30,5343826125%	25,7015064321%	0,122827779244	28,41218452959%	24,98803935901%	0,1644825967089
20	30,1297464062%	25,0667126513%	0,002800446687	29,69997437983%	25,27922335561%	0,0080630457069
40	30,0802742861%	24,9879179424%	0,001624266635	30,08664083064%	24,93989364049%	0,0020949880356
60	29,9963582296%	25,0020168954%	0,000083042458	29,97571270666%	25,00786924465%	0,0005315756198
80	30,0003203955%	25,0007788842%	0,000015347134	30,00026222833%	24,99924203385%	0,0000151147697
100	29,9996592015%	24,9997164535%	0,000008326103	30,00023487468%	24,99985241934%	0,0000067376658
120	29,9999872637%	24,9999477239%	0,000000979710	30,00001411378%	25,00003012784%	0,0000006070021
140	29,9999897630%	25,0000246655%	0,000000506145	29,99999677034%	25,00000191955%	0,0000000748576
160	30,0000009833%	24,9999988883%	0,000000028996	29,99999804054%	25,00000091864%	0,0000000432608
180	30,0000002495%	24,9999998325%	0,000000005973	30,00000000942%	25,00000004830%	0,0000000008967
200	29,9999997901%	24,9999999861%	0,000000004167	30,00000000479%	25,00000001324%	0,0000000002564

Tableau IV-3: valeurs « best » taux d'endommagement et « fitness » vitesse de convergence pour des populations fixées à 100 et itérations a 200.

IV.5.2 Deuxième structure

IV.5.2.1 Premier scénario

Iterations fixées à 200 et populations à 100

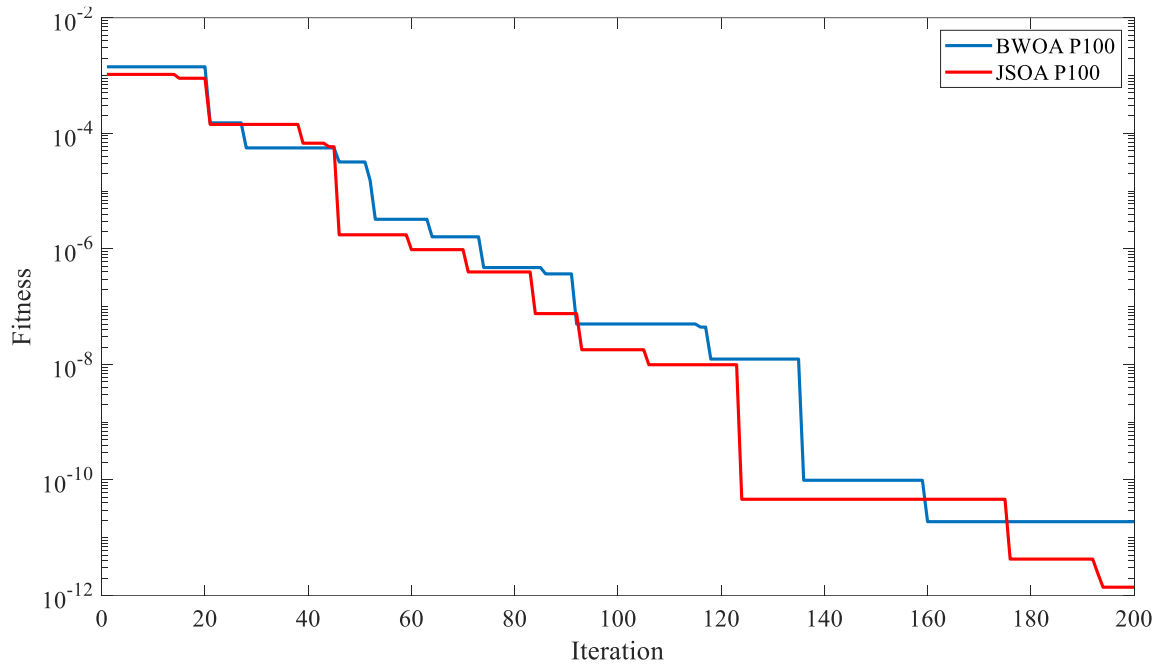


Figure IV-14 : Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

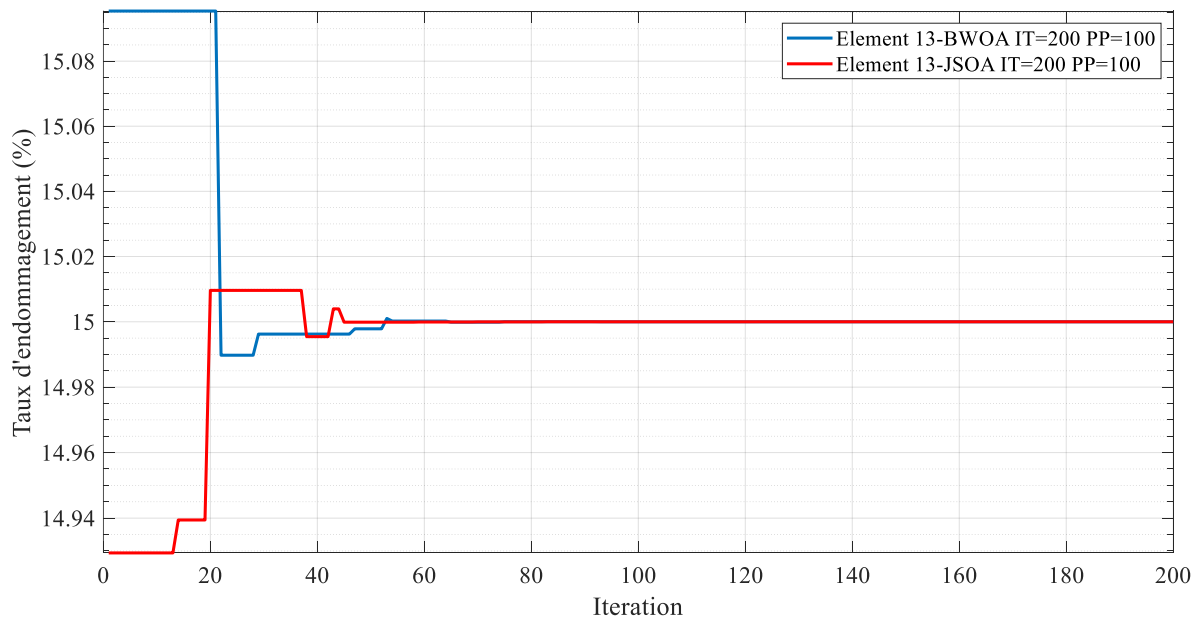


Figure IV-15 : Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

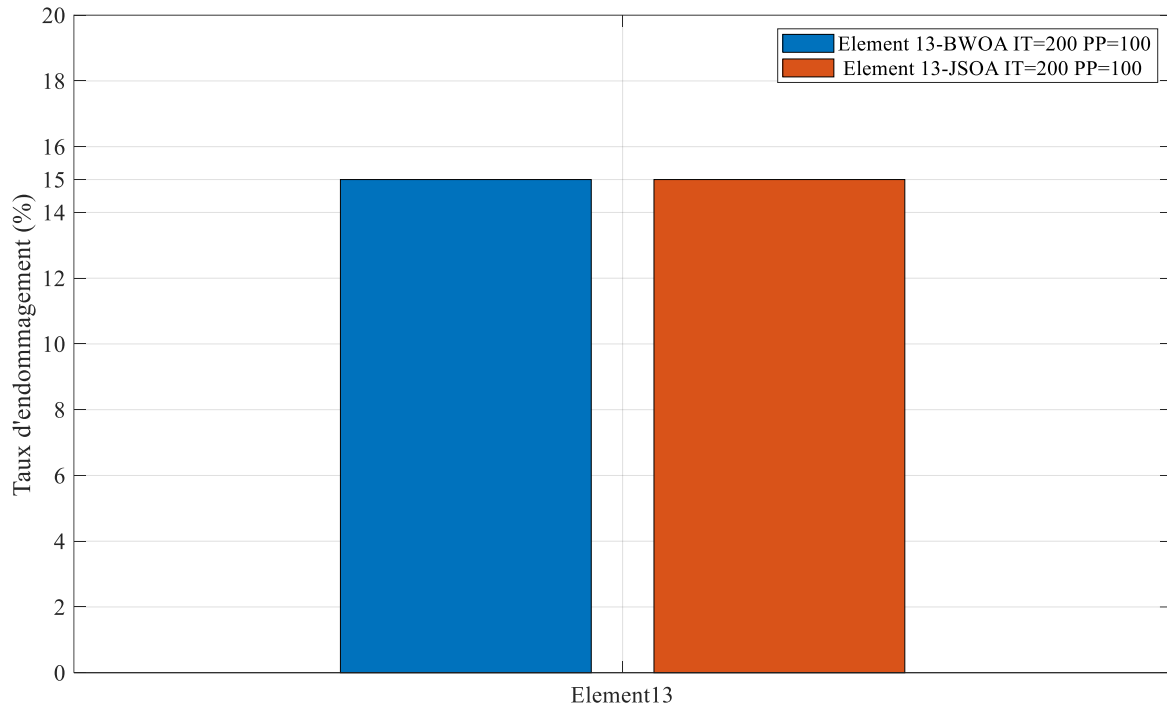


Figure IV-16 : Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

Dans cette structure (SCSC), premier cas d'endommagement. Nous avons constaté que la vitesse de convergence Fitness en utilisant l'algorithme JSOA est plus élevée que celle de l'algorithme BWOA. Le taux d'endommagement de l'algorithme JSOA est également plus précis et plus fiable que celui de l'algorithme BWOA.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

itérations	itération fixées à 200			
	Best BWOA	Fitness BWOA	Best JSOA	Fitness JSOA
1	15,0954398604%	0,00484005697018	14,9294005559%	0,0010465726827678
20	15,0954398604%	0,00141691135629	15,0096129440%	0,0008978211655782
40	14,9962322350%	0,00005588707254	14,9954523842%	0,0000674540908340
60	15,0002191596%	0,00000325089935	14,9999346286%	0,0000009696822272
80	15,0000320269%	0,00000047506987	14,9999731285%	0,0000003985969199
100	15,0000033778%	0,00000005010482	14,9999987888%	0,0000000179661428
120	15,0000008345%	0,00000001237912	14,9999993337%	0,0000000098839242
140	15,0000000067%	0,00000000009886	15,0000000031%	0,0000000000463863
160	15,0000000067%	0,00000000009886	15,0000000031%	0,0000000000463863
180	15,0000000013%	0,00000000001898	15,0000000003%	0,0000000000042764
200	15,0000000013%	0,00000000001898	15,0000000001%	0,0000000000013948

Tableau IV-4: valeurs best et curve obtenu par les deux méthode (BWOA, JSOA), Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

Dans les quatre tableaux IV.2 ci-dessus on a confirmé les constats faites auparavant, le taux d'endommagement de l'algorithme JSOA est plus précis que celui de l'algorithme BWOA, vitesse de convergence Fitness plus élevé en utilisant l'algorithme JSOA.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

- Iterations fixées à 100 et populations à 200

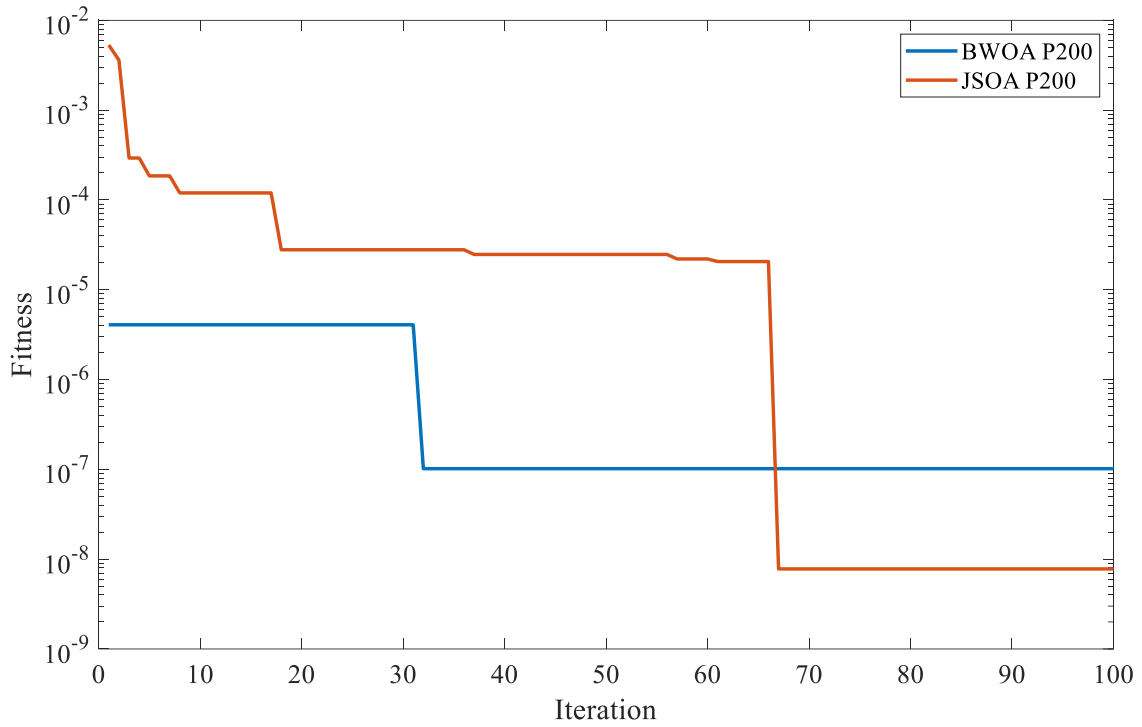


Figure IV-17 : Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

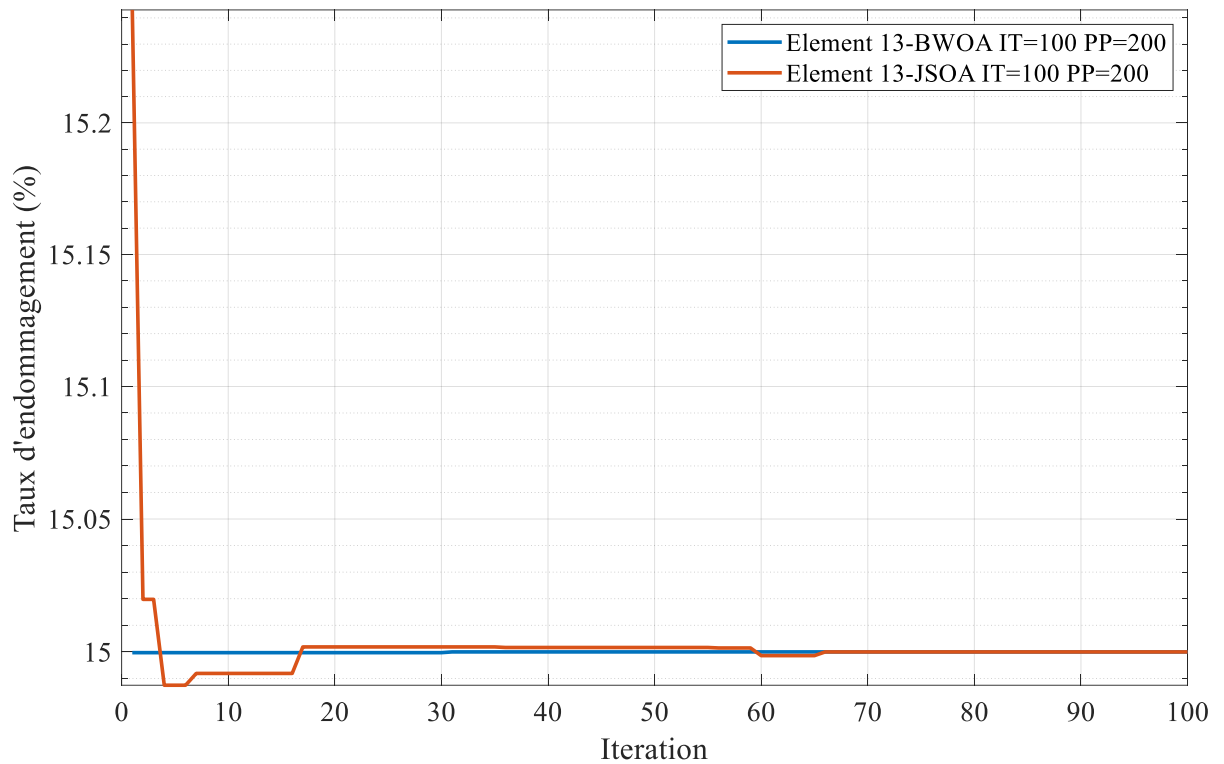


Figure IV-18: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

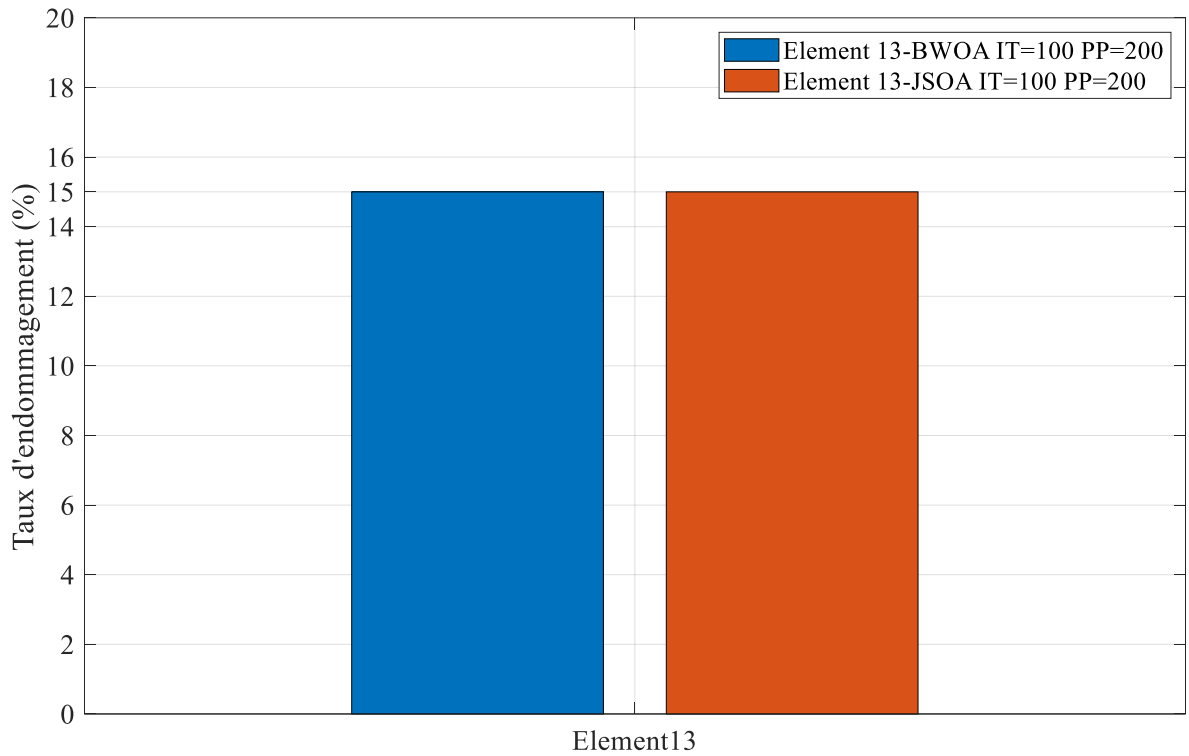


Figure IV-19: Taux d'endommagements de l'éléments 13 plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations.

Itération fixées à 100				
Itération	BEST JSOA	Fitness JSOA	BEST BWOA	Fitness BWOA
1	0,15243045	0.00531272946804478	0,14999725	4.07350513702169e-06
10	0,1499193	0.000119704019228637	0,14999725	4.07350513702169e-06
20	0,15001879	0.000027878185693367	0,14999725	4.07350513702169e-06
30	0,15001879	0.000027878185693367	0,14999725	4.07350513702169e-06
40	0,15001667	0.0000247334998412257	0,15000007	1.01765596971291e-07
50	0,15001667	0.0000247334998412257	0,15000007	1.01765596971291e-07
60	0,1499861	0.000022024748886179	0,15000007	1.01765596971291e-07
70	0,14999999	7.78460224963049e-09	0,15000007	1.01765596971291e-07
80	0,14999999	7.78460224963049e-09	0,15000007	1.01765596971291e-07
90	0,14999999	7.78460224963049e-09	0,15000007	1.01765596971291e-07
100	0,14999999	7.78460224963049e-09	0,15000006	1.01765596971291e-07

Tableau IV-5: valeurs best et curve obtenu par les deux méthode (BWOA, JSOA), Valeurs fitness de la plaque « SCSC » premier scénario en fonction de 200 itérations et 100 populations

Dans cette structure (SCSC), premier cas d'endommagement avec des itérations fixées cette fois à 100. Nous avons constaté encore une autre fois que la vitesse de convergence Fitness en utilisant l'algorithme JSOA est plus élevé que celle de l'algorithme BWOA. Le taux

CHAPITRE IV : Méthodes d'optimisations

d'endommagement de l'algorithme JSOA est également plus précis et plus fiable que celui de l'algorithme BWOA.

On constate également qu'avec des nombres d'itérations plus élevés (200 par rapport à 100) et populations plus faible (100 par rapport à 200) la vitesse de convergence « fitness » est plus élevée et atteint des valeurs plus basse, et le taux d'endommagement « best » est aussi plus fiable, et ceci est valable pour les deux algorithmes d'optimisations (JSOA et BWOA).

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons utilisé deux algorithmes d'optimisation pour quantifier la sévérité des endommagements de deux structures plaques en utilisant les algorithmes JSOA et BWOA et aussi nous avons effectué une étude comparative entre les deux méthodes et cela grâce aux simulations qui nous ont permises d'évaluer les valeurs de la fonction (Best) qui représente le taux d'endommagement et (Fitness), la vitesse de convergence. L'interprétation de ces résultats nous a conduit à conclure que l'algorithme JSOA est plus fiable et plus précise que l'algorithme BWOA, et aussi la vitesse de convergence (fitness) est nettement supérieure et atteint des valeurs d'erreur encore plus basse quand les nombres d'itérations sont augmentés que quand c'est les valeurs des populations qui sont augmentés. La validation de notre approche s'est adossée sur l'analyse numérique de structures plaques par la méthode MEF et implémentée dans MATLAB™, afin de mettre en exergue sa précision et son efficacité pour la détermination des emplacements des endommagements.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif la détection d'endommagement dans les structures plaque par techniques vibratoires, nous avons opté pour la méthode de l'énergie de déformation en exploitant la fonction de réponse fréquentiel pour la localisation de l'endommagement, et enfin utiliser deux algorithmes d'optimisations a de fin comparatif et pour la quantification de la sévérité de l'endommagement.

En effectuant une étude comparative entre les fréquences saines et endommagés nous avons pu détecter la présence d'un endommagement. Ensuite, nous avons procédé à la localisation des endommagements dans deux (02) structures plaques distinctes, une plaque (64 éléments) avec les conditions limite « CCCC » et une autre avec le même nombre d'élément mais cette fois si avec d'autre condition limite « SCSC », pour trois scénarios d'endommagements en utilisant la méthode de détection des endommagements basé l'énergie de déformation en exploitant la fonction de la réponse fréquentielle. La représentation graphique de l'indicateur MSEI FRF utilisé nous a permis de localisé avec exactitude les éléments endommagés qu'on a mis dans la simulation.

Après l'étape de la localisation, nous avons cherché à quantifier la sévérité des endommagements en utilisant deux algorithmes d'optimisation, à savoir : l'algorithme (BWOA) et (JSOA), Et effectuer une étude comparative entre ces deux algorithmes.

Afin de pouvoir comparer ces deux méthodes nous avons présenté les résultats sous formes de tableaux et graphiques, l'analyse et la lecture faite de ses derniers sont basés sur ces paramètres à savoir : BEST qui est le taux d'endommagement, Fitness qui représente la convergence des taux du taux d'endommagement.

La vitesse de convergence (fitness) ainsi que le taux d'endommagement (BEST), nous ont montré tout au long des simulations, que l'algorithme JSOA est plus performant, sa convergence est plus rapide, et le taux d'endommagement obtenu est plus précis. On a également constaté, les calculs sont plus précis. Et c'est ainsi d'après les résultats qu'on déduit que la méthode JSOA est plus fiable que la méthode BWOA.

En variant les itérations entre (100 et 200) et les populations entre (100 et 200) on a pu constater qu'avec des valeurs supérieures d'itérations on obtient des valeurs fitness plus basse et aussi une vitesse de convergence plus importante par rapport à celle obtenue avec l'augmentation des valeurs de populations et la réduction des itérations.

Conclusion générale

En somme, bien que l'algorithme JSOA est plus performant que BWOA, les résultats donnés par ces derniers sont assez satisfaisant pour quantifier les endommagements.

Références bibliographiques

- [1] Logan, D. L. (2016). A First Course in the Finite Element Method (6^e éd.). Cengage Learning.
- [2] Cuillère, J. (2016). Introduction à la méthode des éléments finis - 2e éd - Cours et exercices corrigés : Cours et exercices corrigés (Sciences Sup) (French Edition).DUNOD.
- [3] François. Frey, et Jarostove. Jirousek, « Analyse des structures et milieu continu par la méthode des éléments finis », volume 6, Presses polytechniques, édition (2001).
- [4] Kardestuncer, H., Elementary Matrix Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York, 1974.
- [5] Oden, J. T., and Ripperger, E. A., Mechanics of Elastic Structures, 2nd ed., McGraw-Hill, New York, 1981.
- [6] Finlayson, B. A., The Method of Weighted Residuals and Variational Principles, Academic Press, New York, 1972
- [7] Gere, J. M., and Goodno, B. J. Mechanics of Material, 7th ed., Cengage Learning, Mason, OH, 2009.
- [8] Zhu, B. (2018). The Finite Element Method : Fundamentals and Applications in Civil, Hydraulic, Mechanical and Aeronautical Engineering (1^{re} éd.). Wiley.
- [9] Hjelmstad, K. D. (2019). Fundamentals of Structural Dynamics : Theory and Computation. Springer.
- [10] Mario Paz • Young Hoon Kim Structural Dynamics Theory and Computation Sixth Edition Mario Paz J.B. Speed School of Engineering, Civil and Environmental Engineering University of Louisville Louisville, KY, USA Young Hoon Kim J.B. Speed School of Engineering, Civil and Environmental Engineering University of Louisville Louisville, KY, USA ISBN 978-3-319-94742-6 ISBN 978-3-319-94743-3 (eBook) <https://doi.org/10.1007/978-3-319-94743-3> Library of Congress Control Number: 2018949618 © Springer Nature Switzerland AG 2019
- [11] Imbert J.F., «Analyse des structures par éléments finis », 3^{ème} Edition, Editions Cépaduès, Toulouse, Janvier 1991
- [12]] Maurice Petyt .2010. Introduction to Finite Element VibrationAnalysis University of Southampton Second Edition

Références bibliographiques

- [13] Andres Rytter. Vibrational based inspection of civil Engineering structures. PhD thesis, university of Aalborg, April 1993

- [14] Identification of damage based on frequency response function (FRF) data M. S. A. Sulaiman¹ , M. A. Yunus¹ , A. R. Bahari² , M. N. Abdul Rani¹
- [15] Adams R.D., and Cawley P.: A vibration technique for non-destructively assessing the integrating of structures, *Journal of Mechanical Engineering Science*, Vol. 20 (2), pp: 93–100, (1978).

- [16] Gomes, A.J.M.A. and Silva, J.M.M.E. (1991). On the use of modal analysis for crack identification. *Proceedings of the 8th International Modal Analysis Conference*, FL, pp. 1108-1115.

- [17] Kessler, S.S., Spearing S.M., Atalla, M.J., Cesnik, C.E.S., and Soutis, C. (2001). Damage detection in composite materials using frequency response methods. *Composites Part B: Engineering*, 33, 87–95.

- [18] Surendra, P.S., Popovics, J.S., Subramaniam, K.V., and Aldea, C. (2000). New directions in concrete health monitoring technology. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(7), 754–760.

- [19] Rizos, P.F., Aspragathos N., and Dimarogonas, A. (1991). Identification of crack location and magnitude in a cantilever beam from the vibration modes. *Journal of Sound and Vibration*, 138(3), 381–388.

- [20] Salawu, O.S. and Williams, C. (1995). Bridge assessment using forced-vibration testing.

- [21] Stanbridge, A.B., Khan, A.Z., and Ewins, D.J. (1997). Fault Identification in vibrating structures using a scanning laser Doppler vibrometer. *Proceedings of the*

Références bibliographiques

International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, CA, USA, September 18-20, 1997, 56-65.

- [22] Surendra, P.S., Popovics, J.S., Subramaniam, K.V., and Aldea, C. (2000). New directions in concrete health monitoring technology. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(7), 754–760.
- [23] Damage Detection in Structures – Examples Ivan Duvnjak, Domagoj Damjanović University of Zagreb, Croatia, Natalia Sabourova, Niklas Grip, Ulf Ohlsson, Lennart Elfgren Lulea University of Technology, SE-971 87 Lulea, Sweden, Yongming Tu School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing, China Contacting author: iduvnjak@grad.hr, ddomagoj@grad.hr, Natalia.Sabourova@ltu.se, Lennart.Elfgren@ltu.se,
- [24] Pandey, A. K., Biswas, M., & Samman, M. M. (1991). Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), 321–332
- [25] Yoon, M.K., Heider, D., Gillespie, Jr.J.W., Ratcliffe, C.P., and Crane, R.M. (2005). Local damage detection using the two-dimensional gapped smoothing method. *Journal of Sound and Vibration*, 279(2005), 119–139.
- [26] Wahab, M.M.A. and De Roeck, G. (1999). Damage detection in bridges using modal curvatures: applications to a real damage scenario. *Journal of Sound and Vibration*, 226(2), 217–235.
- [27] E.V.V. Ramanamurthy, K. Chandrasekaran, Damage detection in composite beam using numerical modal analysis, *Int. J. Design Manuf. Technol.* 2 (2008) 32–43.
- [28] J.C. Chen, J.A. Garba, On-orbit damage assessment for large space structures, *AIAA J.* 26 (1988) 1119–1126.
- [29] D.C. Zimmerman, Structural damage detection using a minimum rank update theory, *J. Vib. Acoust.* 116 (1994) 222– 231.

Références bibliographiques

- [30] S.W. Doebling, Minimum-rank optimal update of elemental stiffness parameters for structural damage identification, *AIAA J.* 34 (1996) 2615–2621.
- [31] F.F.M. Leandro, H.L. Rafael, F.F.M. Letícia, A hybrid approach for damage detection of structures under operational conditions, *J. Sound Vib.* 332 (2013) 4241–4260.
- [32] S. Damir, L. Zeljan, V. Damir, An implementation of structural change detection procedure based on experimental and numerical model correlation, *J. Sound Vib.* 331 (2012) 3068–3082.
- [33] D.Y. Chiang, W.Y. Lai, Structural damage detection using the simulated evolution method, *AIAA J.* 37 (1999) 1331–1333
- [34] C. Mares, C. Surace, An application of genetic algorithms to identify damage in elastic structures, *J. Sound Vib.* 195 (1996) 195–215.
- [35] Sun, F.P.; Chaudhry, Z.; Liang, C.; Rogers, C.A. Truss structure integrity identification using PZT sensor-actuator. *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 1995, 6, 134–139. [CrossRef]
- [36] Raju, V. Impedance-Based Health Monitoring Technique of Composite Reinforced Structure. In *Proceedings of the 9th International Conference on Adaptive Structures and Technologies*, Cambridge, MA, USA, 5–7 August 1998; pp. 448–457.
- [37] Tseng, K.K.H.; Naidu, A.S. K Non-parametric damage detection and characterization using smart piezoceramic material. *Smart Mater. Struct.* 2002, 11, 317. [CrossRef]
- [38] Liang, C.; Sun, F.P.; Rogers, C.A. Coupled Electro-Mechanical Analysis of Adaptive Material Systems—Determination of the Actuator Power Consumption and System Energy Transfer. *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 1997, 8, 335–343. [CrossRef]

Références bibliographiques

- [39] Zhou, S.; Liang, C.; Rogers, C.A. Integration and design of piezoceramic elements in intelligent structures. *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 1997, 8, 363–373. [CrossRef]
- [40] Giurgiutiu, V.; Zagari, A.N. Characterization of piezoelectric wafer active sensors. *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 2000, 11, 959–976. [CrossRef]
- [41] Annamdas, V.G.M.; Soh, C.K. Three-dimensional electromechanical impedance model for multiple piezoceramic transducers—structure interaction. *J. Aerosp. Eng.* 2008, 21, 35–44. [CrossRef]
- [42] Yang, Y.; Lim, Y.Y.; Soh, C.K. Practical issues related to the application of the electromechanical impedance technique in the structural health monitoring of civil structures: I. Experiment. *Smart Mater. Struct.* 2008, 17, 035008. [CrossRef]
- [43] Annamdas, V.G.M.; Soh, C.K. Three-dimensional electromechanical impedance model. I: Formulation of directional sum impedance. *J. Aerosp. Eng.* 2007, 20, 53–62. [CrossRef]
- [44] Zhang, Y.; Xu, F.; Chen, J.; Wu, C.; Wen, D. Electromechanical impedance response of a cracked Timoshenko beam. *Sensors* 2011, 11, 7285–7301. [CrossRef]
- [45] Hamzeloo, S.R.; Shamsheer, M.; Rezaei, S.M. Damage detection on hollow cylinders by electro-mechanical impedance method: Experiments and finite element modeling. *C. R. Mec.* 2012, 340, 668–677. [CrossRef]
- [46] Sepehry, N.; Bakhtiari-Nejad, F.; Shamsheer, M. Discrete singular convolution and spectral finite element method for predicting electromechanical impedance applied on rectangular plates. *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 2017, 28, 2473–2488. [CrossRef]
- [47] Hou, R.; Xia, Y.; Bao, Y.; Zhou, X. Selection of regularization parameter for 11-regularized damaged detection. *J. Sound Vib.* 2018, 423, 141–160. [CrossRef]

Références bibliographiques

- [48] S. W. DOEBLING, C. R. FARRAR and M. B. PRIME 1998 The Shock and Vibration Digest 30(2), 91±105. A summary review of vibration-based damage identification methods.
- [49] A. K. PANDEY, M. BISWAS and M. M. SAMMAN 1994 Journal of Sound and Vibration 154, 321±332. Damage detection from changes in curvature mode shapes
- [50] N. STUBBS, J.-T. KIM and K. TOPOLE 1992 Proceedings of the ASCE Tenth Structures Congress, 543±546. An efficient and robust algorithm for damage localization in offshore platform
- [51] N. STUBBS, J.-T. KIM and C. R. FARRAR 1995 Proceedings of the 13th International Modal Analysis Conference, 210±218. Field verification of a nondestructive damage localization and sensitivity estimator algorithm.
- [52] D. V. JAUREGUI and C. R. FARRAR 1996 Proceedings of the 14th International Modal Analysis Conference, 119±125. Damage detection algorithms applied to numerical modal data from a bridge.
- [53] D. V. JAUREGUI and C. R. FARRAR 1996 Proceedings of the 14th International Modal Analysis Conference, 1423±1429. Comparison of damage identification algorithms on experimental modal data from a bridge.
- [54] J. CHANCE, G. R. TOMLINSON and K. WORDEN 1994 Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference, 778±785. A simplified approach to the numerical and experimental modeling of the dynamics of a cracked beam.
- [55] I. KONDO and T. HAMAMOTO 1994 Proceedings of the fourth International Offshore and Polar Engineering Conference 4, 400±407. Local damage detection of flexible offshore platforms using ambient vibration measurements.
- [56] O. S. SALAWU and C. WILLIAMS 1994 Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference, 933±939. Damage location using vibration mode shapes.
- [57] D. I. NWOSU, A. S. J., SWAMIDAS, J. Y. GUIGNE and D. O. OLOWOKERE 1995 Proceedings of the 13th International Modal Analysis Conference, 1122±1128. Studies on influence of cracks on the dynamic response of tubular T-joints for nondestructive evaluation
- [58] D. YOUNG 1956 Journal of Applied Mechanics, 448±453. Vibration of rectangular plates by the Ritz method.
- [59] H. Faris, A. M. Al-Zoubi, A. A. Heidari, I. Aljarah, M. A. Hassonah M. Mafarja, and H. Fujita. An intelligent system for spam detection and identification of the most

Références bibliographiques

- relevant features based on evolutionary random weight networks. *Information Fusion* 48, 97 :67–83
- [60] Research Article A Novel Bio-Inspired Algorithm Applied to Selective Harmonic Elimination in a Three-Phase Eleven-Level Inverter Hindawi Mathematical Problems in Engineering Volume 2020, Article ID 8856040, 10 pages <https://doi.org/10.1155/2020/8856040>
 - [61] Optimum design of steel space structures using social spider optimization algorithm with spider jump technique Ibrahim Aydogdu¹, Perihan Efe^{2a}, Metin Yetkin^{2b} and Alper Akin^{3a}(Received August 28, 2016, Revised March 11, 2017, Accepted March 15, 2017) *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 62, No. 3 (2017) 259-272 DOI: <https://doi.org/10.12989/sem.2017.62.3.259>
 - [62] A. El-Hosainy, H. A. Hamed, H. Z. Azazi, and E. E. El-Kholy, “A review of multilevel inverter topologies, control techniques, and applications,” in *Proceedings of the Nineteenth International Middle East Power Systems Conference*, pp. 1265–1275, MEPCON), Cairo, Egypt, 2017.
 - [63] G. S. Shehu, A. B. Kunya, I. H. Shanono, and T. Yalcinoz, “A review of multilevel inverter topology and control techniques,” *Journal of Automation and Control Engineering*, vol. 4, pp. 233–241, 2016.
 - [64] J. Rodriguez, J.-S. Jih-Sheng Lai, and F. Fang Zheng Peng, “Multilevel inverters: a survey of topologies, controls, and applications,” *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, vol. 49, no. 4, pp. 724–738, 2002.
 - [65] I. Colak, E. Kabalci, and R. Bayindir, “Review of multilevel voltage source inverter topologies and control schemes,” *Energy Conversion and Management*, vol. 52, no. 2, pp. 1114–1128, 2011.
 - [66] H. S. Patel and R. G. Hoft, “Generalized techniques of harmonic elimination and voltage control in thyristor inverters: part I—harmonic elimination,” *IEEE Transactions on Industry Applications*, vol. 3, pp. 310–317, 1973.
 - [67] H. S. Patel and R. G. Hoft, “Generalized techniques of harmonic elimination and voltage control in thyristor inverters: part II—voltage control techniques,” *IEEE Transactions on Industry Applications*, vol. 10, no. 5, pp. 666–673, 1974.
 - [68] R. Jose, L. G. Franquelo, K. Samir et al., “Multilevel converters: an enabling technology for high-poer applications,” *Proceedings of the IEEE*, vol. 97, no. 11, pp. 1786–1817, 2009.

Références bibliographiques

- [69] Y. Liu, H. Hong, and A. Q. Huang, "Real-time calculation of switching angles minimizing THD for multilevel inverters with step modulation," *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, vol. 56, no. 2, pp. 285–293, 2009.
- [70] J. Kumar, B. Das, and P. Agarwal, "Selective harmonic elimination technique for a multilevel inverter," in *Proceedings of the Fifteenth National Power Systems Conference (NPSC)*, pp. 608–613, Mumbai, India, December 2008.
- [71] H. R. Massrur, T. Niknam, M. Mardaneh, and A. H. Rajaei, "Harmonic elimination in multilevel inverters under unbalanced voltages and switching deviation using a new stochastic strategy," *IEEE Transactions on Industrial Informatics*, vol. 12, no. 2, pp. 716–725, 2016.
- [72] A. Ajami, M. R. J. Oskuee, and A. O. Mokhberdoran, "Implementation of novel technique for selective harmonic elimination in multilevel inverters based on ICA," *Advances in Power Electronics*, vol. 201310 pages, Article ID 847365, 2013
- [73] J. Sun and H. Grotstollen, "Solving nonlinear equations for selective harmonic eliminated PWM using predicted initial values," in *Proceedings of the 1992 International Conference on Industrial Electronics, Control, Instrumentation, and Automation*, pp. 259–264, San Diego, CA, USA, 1992.
- [74] B. Ozpineci, L. M. Tolbert, and J. N. Chiasson, "Harmonic optimization of multilevel converters using genetic algorithms," *IEEE Power Electronics Letters*, vol. 3, no. 3, pp. 92–95, 2005.
- [75] S. S. Lee, B. Chu, N. R. N. Idris, H. H. Goh, and Y. E. Heng, "Switched-battery boost-multilevel inverter with GA optimized shepwm for standalone application," *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, vol. 63, no. 4, pp. 2133–2142, 2016.
- [76] K. El-Naggar and T. H. Abdelhamid, "Selective harmonic elimination of new family of multilevel inverters using genetic algorithms," *Energy Conversion and Management*, vol. 49, no. 1, pp. 89–95, 2008.
- [77] W. Razia Sultana, S. K. Sahoo, S. Prabhakar Karthikeyan, I. Jacob Raglend, P. Harsha Vardhan Reddy, and G. T. Rajasekhar Reddy, "Elimination of harmonics in sevenlevel cascaded multilevel inverter using particle swarm optimization technique," in *Artificial Intelligence and Evolutionary Algorithms in Engineering Systems*, L. P. Suresh, S. S. Dash, and B. K. Panigrahi, Eds., Springer India, New Delhi, India, pp. 265–274, 2015.

Références bibliographiques

- [78] H. Taghizadeh and M. Tarafdar Hagh, “Harmonic elimination of cascade multilevel inverters with nonequal DC sources using particle swarm optimization,” *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, vol. 57, no. 11, pp. 3678–3684, 2010
- [79] Y. Zhang, S. Wang, and G. Ji, “A comprehensive survey on particle swarm optimization algorithm and its applications,” *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2015, 38 pages, Article ID 931256, 2015.
- [80] A. Kavousi, B. Vahidi, R. Salehi, M. K. Bakhshizadeh, N. Farokhnia, and S. H. Fathi, “Application of the bee algorithm for selective harmonic elimination strategy in multilevel inverters,” *IEEE Transactions on Power Electronics*, vol. 27, no. 4, pp. 1689–1696, 2012.
- [81] S. D. Patil, S. G. Kadwane, and S. P. Gawande, “Ant Colony Optimization applied to selective harmonic elimination in Multilevel inverters,” in *Proceedings of the 2nd International Conference on Applied and Heoretical Computing and Communication Technology (iCATccT)*, pp. 637–640, Bengaluru, India, 2016.
- [82] K. P. Panda, S. S. Lee, and G. Panda, “Reduced switch cascaded multilevel inverter with new selective harmonic elimination control for standalone renewable energy system,” *IEEE Transactions on Industry Applications*, vol. 55, no. 6, pp. 7561–7574, 2019.
- [83] M. Gnana Sundari, M. Rajaram, and S. Balaraman, “Application of improved firefly algorithm for programmed PWM in multilevel inverter with adjustable DC sources,” *Applied Soft Computing*, vol. 41, pp. 169–179, 2016.
- [84] S. Mirjalili and A. Lewis, “The whale optimization algorithm,” *Advances in Engineering Software*, vol. 95, pp. 51–67, 2016.
- [85] S. Mirjalili, S. M. Mirjalili, and A. Lewis, “Grey wolf optimizer,” *Advances in Engineering Software*, vol. 69, pp. 46–61, 2014.
- [86] A. Routray, R. K. Singh, R. Mahanty, S. Member, and R. Mahanty, “Harmonic reduction in hybrid cascaded multilevel inverter using modified grey wolf optimization,” *IEEE Transactions on Industry Applications*, vol. 56, no. 2, p. 1827, 2020.
- [87] P. K. Kar, A. Priyadarshi, and S. B. Karanki, “Selective harmonics elimination using whale optimisation algorithm for a single-phase-modified source switched multilevel inverter,” *IET Power Electronics*, vol. 12, no. 8, pp. 1952–1963, 2019.

Références bibliographiques

- [88] A. K. Al-Othman and T. H. Abdelhamid, “Elimination of harmonics in multilevel inverters with non-equal dc sources using PSO,” *Energy Conversion and Management*, vol. 50, no. 3, pp. 756–764, 2009.
- [89] K. Haghdar, “Optimal DC source influence on selective harmonic elimination in multilevel inverters using teaching-learning-based optimization,” *IEEE Transactions on Industrial Electronics*, vol. 67, no. 2, pp. 942–949, 2020.
- [90] K. P. Panda, P. R. Bana, and G. Panda, “FPA optimized selective harmonic elimination in symmetric-asymmetric reduced switch cascaded multilevel inverter,” *IEEE Transactions on Industry Applications*, vol. 56, no. 3, pp. 2862–2870, 2020.
- [91] Y. Xin, J. Yi, K. Zhang, C. Chen, and J. Xiong, “Offline selective harmonic elimination with $(2N + 1)$ output voltage levels in modular multilevel converter using a differential harmony search algorithm,” *IEEE Access*, vol. 8, pp. 121596–121610, 2020.