République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Méthodes Hybrides de Détection et de Localisation des Dommages : Application à une Structure stratégique et complexe -Centre Commercial BAB EZZOUAR, Alger-

Présenté par :

TOUHAMI Aymen

Encadré par :

Dr LARBI Selma Hanane

Dr BENRADOUANE Mustapha

Résumé

Le centre commercial et de loisirs BAB EZZOUAR est une structure caractérisée par ces dimensions importantes en plan dépassant les 125 m en longueur et en largeur. L'ouvrage est implanté dans une zone de forte séismicité, ce qui augmente l'intérêt d'avoir une bonne conception et un bon dimensionnement afin de garantir la résistance et la stabilité de la structure face à ces phénomènes imprédictibles. Vu l'importance de ces deux paramètres, à savoir les dimensions de l'ouvrage ainsi que la zone séismique, un système de surveillance de la structure a été développé dans notre projet de fin d'étude en utilisant les méthodes hybrides pour la détection des dommages structurales. La prédiction des zones ayant un potentiel important d'avoir des dommages a été élaborée en utilisant un réseau de neurone artificiel basé sur la matrice de flexibilité. Le nombre et l'emplacement des capteurs sont obtenus à travers l'utilisation d'une méthode d'optimisation en appliquant un algorithme génétique. Il est à noter que l'ouvrage a fait l'objet d'une vérification vis-à-vis de sa résistance et de sa stabilité à travers des modèles numériques, cette vérification permet d'avoir plus de précisions, de fiabilité et de robustes dans l'identification, la localisation et la quantification des dommages dans la structure.

Mots clés

Centre commercial BAB EZZOUAR, Construction parasismique, Détection de dommage, surveillance vibratoire, matrice de flexibilité, Algorithme génétique, réseau de neurones.

Abstract

The BAB EZZOUAR shopping and leisure centre is characterised by its large plan dimensions, exceeding 125 meters in length and width. The structure is located in a high seismic zone, increasing the importance of having a good design and proper sizing to ensure the resistance and stability of the structure against these unpredictable phenomena. Given the importance of these two parameters, namely the structure and the seismic zone dimensions, a structural health monitoring system has been developed in our final year project using hybrid methods for structural damage detection. The prediction of zones with a high potential for damage has been developed using an artificial neural network based on the flexibility matrix. The number and location of sensors are obtained through the use of an optimization method applying a genetic algorithm. It should be noted that the structure has undergone verification concerning its resistance and stability through numerical models. This verification allows for greater accuracy, reliability, and robustness in identifying, locating, and quantifying damage within the structure.

Keywords:

BAB EZZOUAR Shopping Center, Earthquake Resistant Construction, Damage Detection, Structurel health monitoring, Flexibility Matrix, Genetic Algorithm, Neural Network.

ملخص

يُعتبر مركز التسوق والترفيه بباب الزوار هيكلاً يتميز بأبعاده الكبيرة، حيث تتجاوز أبعاده 125 مترًا في الطول والعرض. يقع المبنى في منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع، مما يزيد من أهمية التصميم الجيد والحجم المناسب لضمان مقاومة الهيكل واستقراره في مواجهة هذه الظواهر غير المتوقعة. نظرًا لأهمية هذين العاملين، وهما أبعاد الهيكل والمنطقة الزلزالية، تم تطوير نظام مراقبة هيكلي في مشروعنا النهائي باستخدام أساليب هجينة للكشف عن أضرار الهيكل. تم تطوير التنبؤ بالمناطق ذات الإمكانات العالية للضرر باستخدام شبكة عصبية اصطناعية تعتمد على مصفوفة المرونة. يتم الحصول على عدد وموقع المستشعرات من خلال استخدام طريقة التحسين بتطبيق خوارزمية جينية. تجدر الإشارة إلى أن الهيكل قد خضع لعملية التحقق فيما يتعلق بمقاومته واستقراره من خلال النماذج الرقمية. يسمح هذا التحقق بدقة أكبر وموثوقية وقوة في تحديد وتحديد موقع وتقدير الضرر داخل الهيكل.

الكلمات المفتاحية

مركز التسوق باب الزوار، البناء المقاوم للزلازل، اكتشاف الأضرار، مراقبة الاهتزازات، مصفوفة المرونة، الخوارزمية الجينية، الشبكة العصبية.

REMERCIEMENTS

Je rends tout d'abord grâce à Allah, qui m'a donné le courage et la force, ainsi que l'aide pour que je puisse terminer ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je remercie chaleureusement mon encadrante, Mme LARBI Selma Hanane, pour son soutien constant et sa confiance en moi tout au long de ma formation. Grâce à elle, j'ai pu progresser et mener à bien ce projet.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers mon enseignant, Mr BENRADOUANE Mustapha, qui m'a offert l'opportunité d'assister au sein de son bureau d'étude SCTE : Société de Consulting et Testing Engineering. Cette expérience m'a permis de collaborer avec toute l'équipe, dont l'aide a été précieuse pour la réussite de ce projet.

Un remerciement spécial à Mr TAFRAOUT Salim pour sa disponibilité, ses conseils avisés et le partage généreux de ses connaissances. Son soutien a été essentiel dans l'accomplissement de ce travail.

Enfin, je souhaite exprimer ma reconnaissance à ma famille pour leur encouragement, leur soutien constant et leur compréhension. Grâce à eux, j'ai pu accomplir ce travail de manière complète et sereine.

Merci à tous.

TABLE DES MATIÈRES

Introduction générale ……...1

CHAPITRE I : Synthèse Bibliographique

I.1. Introduction 3
I.2. Comportement de la structure sous l'effet d'une force sismique 3
I.3. La réglementation parasismique..... 4
I.4. La construction parasismique..... 4
I.5. Critères d'une bonne construction parasismique 5
I.6. Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation parasismique..... 5
I.6.1. Analyse Modale (systèmes élastiques) 6
I.6.2. Méthodes d'analyse linéaire (élastique) 6
I.6.2.1. Analyse statique équivalente 6
I.6.2.2. Analyse modale spectrale ……7
I.7. La surveillance vibratoire des structures 9
I.7.1. Définition..... 9
I.8. Endommagements des Structures..... 10
I.8.1. Définition d'un endommagement 10
I.8.2. Classification des endommagements..... 10
I.8.3. Types d'endommagement liés au béton [3]..... 11
I.9. Types de SHM 12
I.10. Principes fondamentaux de la surveillance de la santé des structures 13
I.11. Excitation des structures..... 13
I.11.1. Vibrations forcées 13
I.11.2. Vibration Ambiante..... 14
I.11.3. Mesure de vibrations ambiante : Capteurs et acquisition des données..... 15
I.11.4. Méthodes de détection de dommage à l'aide des mesures de vibrations ambiantes . 15
I.11.4.1. Méthodes basées sur les paramètres modaux..... 15
I.11.4.2. Méthode basée sur la variation de la matrice de flexibilité modale..... 17
I.11.4.3. Méthodes avancées basées sur l'intelligence artificielle..... 18

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction 20

II.2. Présentation de l'ouvrage 20
II.2.1. Description Générale 20
II.3. La régularité de la structure : 22
II.4. Le système de contreventement : 22
II.5. Les planchers : 23
II.6. Les joints sismiques : 23
II.7. Plans d'architecture 24
II.8. Caractéristiques géotechniques du sol : 25
II.9. Les caractéristiques mécaniques des matériaux : 25
II.9.1. Béton : 25
II.9.2. Aciers : 25
II.10. Charges et surcharges : 26
II.10.1. Estimation des charges et des surcharges : 27

CHAPITRE III : Modèle Numérique de la Structure

III.1. Introduction 28
III.2. Présentation du logiciel SAP2000 28
III.3. Modélisation des éléments structuraux 28
III.4. Introduction des charges et surcharges 28
III.5. Les différentes vues du modèle numérique 29
III.6. Analyse modale de la structure 33
III.7. Résultats obtenus de l'analyse modale 33
III.8. Interprétation des résultats 33
III.9. Validation expérimentale du modèle numérique à l'aide de Mesures de Vibrations Ambiante 34
III.9.1. Introduction 34
III.9.2. Tests de vibrations ambiantes 34
III.9.2.1. Phase 1 : Collecte de données 34
III.9.2.2. Phase 2 : Analyse et traitement des données 36
III.9.3. Technique de la Transformée de Fourier Rapide (FFT) 36
III.9.4. Mise en œuvre et résultats de la procédure 38
III.9.5. Résultats expérimentaux 39
III.10. Conclusion 43

CHAPITRE IV : Étude Dynamique de la Structure

IV.1. Introduction 44
IV.2. Le calcul sismique 44
IV.3. Choix de la méthode de calcul : 44
IV.3.1. La méthode statique équivalente : 44
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 49
IV.4. Conclusion 60

CHAPITRE V : Étude des Éléments Structuraux

V.1. Introduction 61
V.2. Étude des poteaux 61
V.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux : 61
V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : 62
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations normales : 63
V.2.4. Calcul de ferraillage des poteaux : 63
V.2.5. Les croquis de ferraillage des poteaux 80*80 68
V.3. Étude des poutres 68
V.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres : 68
V.3.2. Calcul de ferraillage des poutres : 69
V.3.3. Les croquis de ferraillage d'une poutre 55*80 71
V.4. Étude des voiles 71
V.4.1. Les sollicitations extrêmes sur les voiles 72
V.4.2. Résultats de ferraillage 72
V.4.3. Ferraillage d'un voile 410cm*30cm 73
V.5. Étude des dalles 74
V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles 74
V.5.2. Ferraillage de la dalle 75
V.6. Conclusion 76

CHAPITRE VI : Optimisation de nombre et d'emplacements des capteurs

VI.1. Introduction 77
VI.2. Optimisation du nombre et des emplacements des capteurs 77
VI.2.1. Candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs 77
VI.2.2. Réduction du nombre de candidats 78
VI.2.3. Première réduction : Application d'un algorithme génétique pour l'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs 78

VI.2.3.1. Étapes de l'Algorithme d'Optimisation des Capteurs 79
VI.2.3.2. La fonction de fitness (fitness function) : 81
VI.2.4. Application et resultats obtenus 84
VI.2.4.1. Nombre optimal de capteurs 85
VI.2.4.2. Qualité de la population 86
VI.3. Emplacements proposés 86
VI.4. Emplacement final des capteurs : 87
VI.4.1. Deuxième réduction : choix des points accessibles selon le type des capteurs (Lennartz Electronic 3D Lite) 87
VI.5. Conclusion 89

CHAPITRE VII : Identification des dommages par la méthode des réseaux de neurones artificiels

VII.1. Introduction 90
VII.2. Simulation des endommagements dans la structure 90
VII.2.1. Type d'endommagements 90
VII.2.2. Choix des zones d'endommagement 90
VII.2.3. Méthodologie 91
VII.2.4. L'utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage 92
VII.2.4.1. Définition 92
VII.2.4.2. Construction de la Matrice de Flexibilité 93
VII.3. Construction du RNA : architecture 93
VII.3.1. Apprentissage du réseau de neurones 96
VII.4. Résultats et interprétations 97
VII.5. Conclusion 98

Conclusion générale 100

Références bibliographiques 102

Annexes 104

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Synthèse Bibliographique

Figure I. 1 : forces d'inertie crées par la structure 3
Figure I. 2 : principe d'analyse modale spectrale 8
Figure I. 3 : influence de la corrosion sur un élément en béton armé 11
Figure I. 4: sources de bruit de fond 14
Figure I. 5 : principe de fonctionnement du capteur 15
Figure I. 6 : Changement d'amortissement modal : fissure sur l'élément 4 17
Figure I. 7 : Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée 19

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Figure II. 1: Localisation du centre commercial et de loisirs de Bab Ezzouar 20
Figure II. 2: Centre commercial - BAB EZZOUAR- 21

CHAPITRE III: Modèle Numérique de la Structure

Figure III. 1: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure 29
Figure III. 2: vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure 30
Figure III. 3 : Vue en plan du RDC, 1er, 2ème niveau 30
Figure III. 4:Vue en plan du 3ème, 4ème, 5ème niveau 31
Figure III. 5:Vue en plan du 6ème niveau 31
Figure III. 6:vue dans le Plan X-Z du modèle numérique de la structure 32
Figure III. 7:vue dans le Plan Y-Z du modèle numérique de la structure 32
Figure III. 8:Les instruments de mesure 35
Figure III. 9: Sismomètre et station de mesures 35
Figure III. 10: configuration de la pré-acquisition 36
Figure III. 11:exemple d'une réponse de la structure (vitesse en fonction du temps) 37
Figure III. 12:Logiciel d'acquisition ReadCity et logiciel de traitement de signal GEOPSY .. 37
Figure III. 13:Schéma de la procédure des tests de vibrations ambiantes 38
Figure III. 14:Disposition typique des capteurs 38
Figure III. 15:Les courbes du CSF mesurées (dernier étage) 39
Figure III. 16:Les courbes du CSF mesurées (quatrième étage) 40
Figure III. 17: modèle numérique de la structure 40
Figure III. 18: modèle numérique avec les murs extérieurs 42

CHAPITRE IV : Étude Dynamique de la Structure

Figure IV. 1: Introduction de la force sismique sous forme de spectre de réponse 50
Figure IV. 2: schéma explicatif de L'effet P-Δ 55
Figure IV. 3:schéma explicatif de L'effet P-Δ 56

CHAPITRE V : Étude des Éléments Structuraux

Figure V. 1:ferraillage des poteaux 80*80 68
Figure V. 2:Ferraillage d'une poutre 55*80 71
Figure V. 3:Ferraillage d'un voile 410cm*30cm 73
Figure V. 4:dimensions du panneau étudié (4,1*7,525*0.16) 74
Figure V. 5:Ferraillage de la dalle 75

CHAPITRE VI : Optimisation de nombre et d'emplacements des capteurs

Figure VI. 1 : candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs 77
Figure VI. 2:Schéma du processus d'optimisation des emplacements et du nombre de capteurs 84
Figure VI. 3:introduction des données d'optimisation 84
Figure VI. 4: Nombre optimal de capteurs a (100 générations), b (150 générations) 85
Figure VI. 5: Evolution de la fonction de fitness a (100 générations), b (150 générations) 85
Figure VI. 6:les emplacements des capteurs proposés par l'algorithme génétique 86
Figure VI. 7:Emplacements des capteurs -vues en plan- 88
Figure VI. 8:Emplacements des capteurs -vues de plans XY/XZ- 89

CHAPITRE VII : Identification des dommages par la méthode des réseaux de neurones artificiels

Figure VII. 1:les zones les plus susceptibles d'endommagement 91
Figure VII. 2: La stratégie de l'utilisation de la matrice de flexibilité 93
Figure VII. 3:Architecture du réseau de neurones 95
Figure VII. 4:La subdivision de la base de données 96
Figure VII. 5:L'évolution de la précision sur les données d'apprentissage et de validation 97
Figure VII. 6:L'évolution de la précision sur l'évaluation de la sévérité des dommages 98

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Synthèse Bibliographique

Tableau I. 1 : Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation parasismique 6
Tableau I. 2:avantages et inconvénients des essais de Vibrations forcées 13
Tableau I. 3 : avantages et inconvénients des essais de Vibrations ambiantes 14

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II. 1: les propriétés géométriques de l'ouvrage 22
Tableau II. 2:Caractéristiques géométriques des éléments constitutifs des portiques 23
Tableau II. 3:Caractéristiques géométriques des voiles 23
Tableau II. 4 : Charges et surcharges du plancher -terrasse inaccessible - 27
Tableau II. 5:Charges et surcharges du plancher - étage courant – 27

CHAPITRE III : Modèle Numérique de la Structure

Tableau III. 1:résultats de l'analyse modale 33
Tableau III. 2:les formes modales et les fréquences naturelles 40
Tableau III. 3:Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques 41
Tableau III. 4:Résultats de l'hypothèse 01 41
Tableau III. 5:résultats de l'hypothèse 02 42
Tableau III. 6:Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques 42

CHAPITRE IV : Étude Dynamique de la Structure

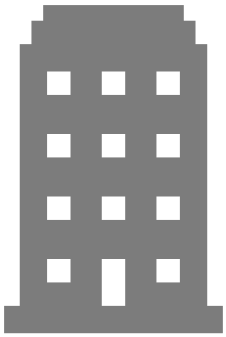
Tableau IV. 1:Pénalité en fonction de critère de qualité 47
Tableau IV. 2:Les déplacements horizontaux Suivant X 52
Tableau IV. 3:Les déplacements horizontaux Suivant Y 53
Tableau IV. 4:Vérification des déplacements relatifs Suivant X 54
Tableau IV. 5:Vérification des déplacements relatifs Suivant Y 54
Tableau IV. 6:l'effort tranchant à chaque niveau 57
Tableau IV. 7:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de chaque niveau 57
Tableau IV. 8:Vérifications de l'effet P-Δ suivant X 58
Tableau IV. 9:Vérifications de l'effet P-Δ suivant Y 58

CHAPITRE V : Étude des Éléments Structuraux

Tableau V. 1:Les sollicitations extrêmes sur les poteaux 62
Tableau V. 2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes 62

Tableau V. 3:Vérification spécifique sous sollicitations normales 63
Tableau V. 4: ferraillage des poteaux 66
Tableau V. 5: Armature transversale des poteaux 67
Tableau V. 6:Les sollicitations extrêmes sur les poutres 68
Tableau V. 7:Armatures longitudinales des poutres 70
Tableau V. 8:Armatures transversales des poutres 71
Tableau V. 9:Les sollicitations extrêmes sur les voiles 72
Tableau V. 10:Ferraillage des voiles selon les différents cas. 73
Tableau V. 11: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X- 75
Tableau V. 12:Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles -sens Y- 75

INTRODUCTION GÉNÉRALE



Introduction

La construction a toujours été l'une des principales préoccupations de l'homme. De nos jours, le domaine du génie civil connaît un grand essor dans la plupart des pays. C'est pourquoi les ingénieurs doivent s'adapter aux progrès et tenir compte des nouvelles techniques de construction, malgré le défi d'assurer une fiabilité maximale des structures face aux aléas naturels tels que les séismes, tout en préservant un aspect architectural, esthétique, environnemental et de qualité.

En Algérie, le domaine du génie civil connaît une expansion significative grâce à sa modernité nouvelle. Cependant, cette croissance s'accompagne d'un défi majeur : la vulnérabilité des structures aux séismes. En effet, l'Algérie a été le théâtre de séismes dévastateurs par le passé. Ainsi, il est impératif de concevoir et de construire des ouvrages résilients et adaptés aux séismes.

Quelles que soient le type de structures, leur étude rencontre de nombreuses difficultés. Le règlement parasismique algérien définit des approches spécifiques pour chaque type de bâtiment afin de construire des structures fiables et présentant un comportement acceptable pendant et après un séisme. L'endommagement d'une structure est défini comme tout changement survenant dans la structure, généralement en raison de contraintes ou de sollicitations externes. Cela peut inclure des fissures, des déformations plastiques, des déformations permanentes, des pertes de matière, etc. La présence d'un endommagement conduit à une dégradation du comportement physique de la structure pouvant aboutir à sa rupture, se traduisant par des changements dans les caractéristiques modales intrinsèques aux structures. [1]

Le suivi de l'état des ouvrages de génie civil, ou le contrôle de santé des structures, plus couramment désigné par SHM (Structural Health Monitoring), est devenu un enjeu important au cours des dernières années. Les structures sont conçues pour rester en bon état de fonctionnement pendant une durée de vie définie en amont. Cependant, il arrive parfois que les structures n'atteignent pas cette durée de vie en raison d'endommagements imprévus. De plus, de nombreuses structures ont une valeur historique ou culturelle, et il est nécessaire de prolonger leur durée de vie. Le SHM nous offre la possibilité de suivre l'état de la structure, de détecter l'existence d'un endommagement et d'évaluer sa sévérité sans avoir recours à aucun test destructif. [2]

La surveillance de la santé des structures est réalisée par plusieurs méthodes permettant de comparer deux états de la même structure : l'état endommagé et l'état sain. Les progrès technologiques ont joué un rôle majeur dans le développement du SHM, rendant la détection des endommagements plus faisable notamment grâce aux outils de l'intelligence artificielle. Cette dernière comprend la création d'algorithmes basés sur des expressions analytiques permettant de comparer l'état sain et l'état endommagé de la structure. Les réseaux de neurones offrent également la possibilité de détecter les endommagements en se basant sur les changements des propriétés mécaniques des structures. Toutes ces avancées permettent de suivre l'état de santé de l'ouvrage et de prendre en compte l'existence de tout type d'endommagement afin de prolonger la durée de vie des structures.

Objectifs de la thèse

Dans la première phase de ce projet de fin d'étude l'étude sismique d'une structure stratégique et complexe qui est le centre commercial de Bab Ezzouar, est réalisée conformément au règlement parasismique algérien RPA99 v2003.

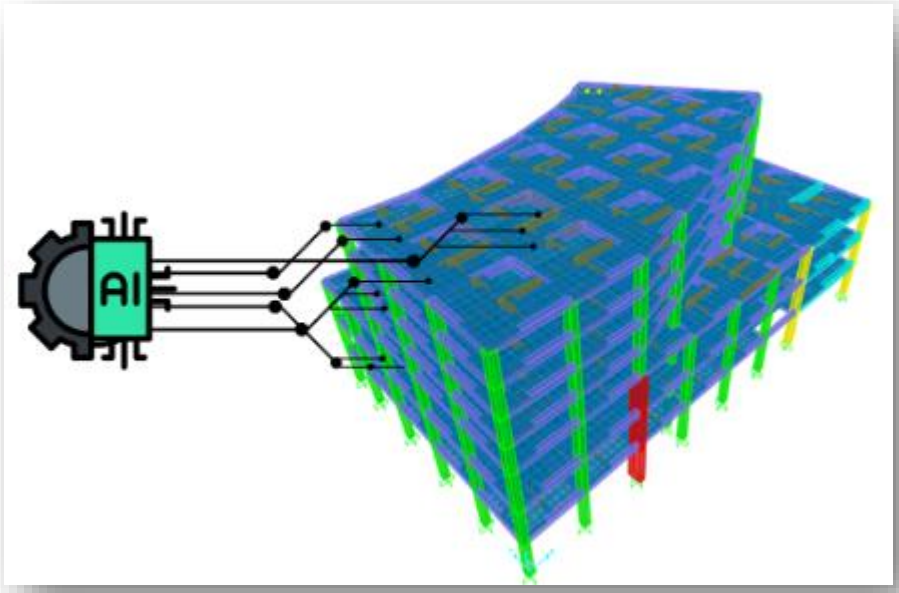
En deuxième phase, des méthodes de détection des dommages seront appliquées à la structure en se basant sur les paramètres modaux de cette structure.

Organisation de la thèse

La présente thèse commence par une introduction générale, suivie de plusieurs chapitres :

- Le premier chapitre comprend une revue bibliographique qui se divise en deux parties :
    - Une synthèse bibliographique sur les bâtiments en général, leur comportement durant un séisme et les différentes méthodes d'étude des structures.
    - Une deuxième synthèse bibliographique sur la surveillance de l'état de santé des structures, mettant en lumière l'optimisation des capteurs en termes de nombres et de localisations ainsi que et les différentes méthodes de détection des dommages structurels.
- Le deuxième chapitre se consacre à la description de l'ouvrage étudié, en présentant les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments structuraux.
- Le chapitre 3 se consacre à la modélisation numérique de la structure étudiée par SAP2000, en citant brièvement les différentes étapes suivies pour l'élaboration du modèle. Il comporte également l'analyse modale ainsi que la validation expérimentale de la structure à travers des essais de vibrations ambiantes réalisés auparavant sur la structure.
- Le chapitre 4 traite l'étude dynamique de la structure et vérifications conformes aux règles parasismiques algériennes.
- Le chapitre 5 est pour l'étude des éléments structuraux en termes de calcul sous sollicitations et détermination des sections d'acier. Les croquis de ferraillage sont joints en annexe.
- Le chapitre 6 s'ouvre sur la deuxième partie de cette thèse qui est la surveillance vibratoire de la structure. Ce chapitre concerne l'optimisation du nombre et de l'emplacement des capteurs nécessaires à une surveillance fiable et efficace de la structure en utilisant un algorithme génétique (Genetic algorithm) codé par Python.
- Le chapitre 7 utilise un deuxième outil d'intelligence artificielle qui est les Réseaux de Neurones Artificiels (RNA) et met en avant sa puissance à détecter un dommage altérant le matériau des éléments structuraux. Basé sur la variation des caractéristiques modales induites par un endommagement, le RNA peut prédire l'emplacement et l'intensité de ce dernier.
- Enfin, ce présent document se termine par une conclusion générale ainsi que les annexes utiles pour cerner le travail développé.

I. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1. Introduction

Le séisme demeure un risque majeur dans de nombreuses régions du monde, y compris en Algérie. Les tremblements de terre peuvent causer des destructions massives et entraîner des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables. La prévention et la réduction de ce risque passent par plusieurs mesures, dont la construction parasismique, qui vise à rendre les infrastructures plus résistantes et plus résilientes quant aux secousses sismiques.

L'Algérie, en raison de son emplacement près de la faille de la plaque Africaine – Euro Asiatique, est exposée à un risque sismique élevé. Des séismes historiques, comme celui de 2003 dans la région de Boumerdès, ont causé des dommages considérables et des pertes humaines et économiques tragiques. Ces événements soulignent l'importance cruciale de prendre des mesures préventives pour minimiser les impacts des séismes futurs sur le bâti existant et suivre les règles de construction parasismique lors de la construction d'ouvrages et de structures neufs.

La sécurité parasismique des bâtiments ne repose pas seulement sur les calculs et le dimensionnement de la structure porteuse. Elle dépend largement de la conception et de la mise en œuvre à la fois de la structure porteuse et des éléments non porteurs. La construction parasismique implique l'utilisation de techniques et de matériaux spécifiques pour renforcer les bâtiments et les infrastructures vis-à-vis des effets des séismes.

I.2. Comportement de la structure sous l'effet d'une force sismique

Déformabilité des éléments de la construction

Lors d'un séisme, tout le bâtiment est soumis à une même force, appelée la "poussée" des secousses. Cependant, les éléments se déforment différemment en raison de leur forme, des caractéristiques de leurs matériaux, de leur masse (qui crée des forces d'inertie différentes) et des connexions entre éléments structuraux et non structuraux.

Forces d'inertie

Les secousses du sol provoquent des mouvements oscillatoires forcés des bâtiments. Ces mouvements continuent même après la fin du séisme sous forme d'oscillations libres. Les bâtiments ont tendance à résister au déplacement de leur base, créant ainsi des forces d'inertie qui agissent dans le sens opposé au mouvement initial.

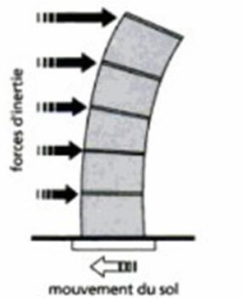


Figure I. 1 : forces d'inertie crées par la structure

Résonance des matériaux

La résonance est une amplification des oscillations qui se produit à une fréquence spécifique appelée fréquence de résonance. Lorsqu'une structure vibre à sa fréquence de résonance, elle peut amplifier considérablement les vibrations. Si les ondes sismiques correspondent à la fréquence de résonance d'un bâtiment, celui-ci risque de subir des dommages importants.

I.3. La réglementation parasismique

La réglementation parasismique constitue un ensemble de directives cruciales qui doivent être suivies lors de la conception et de dimensionnement des bâtiments afin d'assurer leur résistance optimale en cas de séisme. Ces normes sont essentielles pour réduire les risques de dommages et les pertes humaines et économiques lors d'événements sismiques. Leur application est obligatoire pour toutes les constructions, à l'exception des zones où le risque sismique est considéré comme négligeable, comme le sud du pays.

I.4. La construction parasismique

Une construction parasismique, élaborée conformément aux normes parasismiques en vigueur, est conçue pour offrir une sécurité maximale à ses occupants en minimisant les risques d'effondrement et en limitant les dommages structurels lors d'un séisme. En cas de désordres structurels compromettant à la stabilité de la structure, il peut être nécessaire de démolir le bâtiment pour des raisons de sécurité.

La construction parasismique implique une prise en compte rigoureuse du risque sismique à toutes les étapes, depuis la conception jusqu'à la durée de vie du bâtiment. Elle implique plusieurs aspects cruciaux pour limiter les dommages en cas de tremblement de terre :

Choix du site : Il est essentiel d'éviter les terrains situés au sommet des collines ou des pentes, ainsi que les zones à la limite entre les sols rocheux et les sols mous. Ces zones présentent un risque accru de glissements de terrain et d'instabilité lors d'un séisme.

Conception architecturale : La conception de la construction doit être parasismique, ce qui signifie prendre en compte des éléments tels que la forme, la hauteur et l'élancement du bâtiment pour garantir un comportement adéquat lors d'un séisme. Une conception appropriée peut aider à répartir les charges sismiques de manière plus uniforme et à réduire les risques de défaillance structurelle.

Respect des règles parasismiques : Il est impératif de suivre strictement les normes parasismiques lors de la construction de nouveaux bâtiments ou lors de travaux importants sur des bâtiments existants. Ces règles définissent les niveaux de protection nécessaires en fonction de la zone de sismicité et du type de bâtiment.

Qualité de l'exécution : La qualité des matériaux utilisés, l'assemblage des éléments structurels et le respect des règles de l'art sont essentiels pour assurer la résilience parasismique de la construction. Des techniques de construction appropriées et une supervision adéquate sont nécessaires pour garantir une exécution de qualité.

Bonne maintenance des bâtiments : Une maintenance régulière est nécessaire pour maintenir l'efficacité de la construction parasismique sur le long terme. Toute

modification ultérieure de la construction doit également prendre en compte le risque sismique afin de ne pas compromettre la résistance parasismique de la structure.

En intégrant ces différents aspects, il est possible de construire des bâtiments plus résilients aux tremblements de terre, offrant ainsi une meilleure protection aux occupants et réduisant les risques de dommages lors d'événements sismiques.

I.5. Critères d'une bonne construction parasismique

Critère de Continuité : Tout changement brusque dans les dimensions d'une structure crée des concentrations de contraintes et de déformations, ce qui peut entraîner des défaillances locales. Ainsi, une structure continue est préférable car elle répartit les charges de manière plus uniforme.
Critère de Régularité en Plan : La structure du bâtiment doit être capable de résister à des forces horizontales dans toutes les directions. Les éléments structuraux autant que possible doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui nécessite souvent l'utilisation de formes symétriques.
Critère de Régularité en Élévation : En élévation, la structure doit être régulière, sans variations brusques de rigidité, ce qui favorise une répartition uniforme des forces sismiques.
Critère de Résistance à la Torsion : Les éléments structurels qui fournissent de la raideur et de la résistance à la torsion doivent être positionnés de manière à maximiser leur effet, souvent vers la périphérie du bâtiment.
Critère de Diaphragmes rigides : Les diaphragmes horizontaux dans un bâtiment doivent être conçus pour transférer efficacement les forces horizontales aux structures de contreventement verticales.
Critère de Création de Mécanismes Plastiques Globaux : Il est crucial de favoriser les déformations plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, car les poutres endommagées peuvent rester suspendues alors que les dommages aux poteaux peuvent entraîner un effondrement global.
Critère de Choix Relatifs aux Masses : car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment, il est préférable d'éviter de placer les masses des planchers dans des zones où elles génèrent des contraintes importantes de flexion ou de torsion.
Critère de Largeur des Contreventements : En élargissant les contreventements, on peut réduire les contraintes dans la structure résultant des forces sismiques.
Critère de dimensions des Fondations : Les contraintes sur les fondations diminuent avec leur largeur. Il est donc avantageux d'opter pour des fondations plus larges, comme un radier général, surtout lorsque les semelles isolées peuvent être critiques(tout dépend le calcul).

I.6. Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation parasismique

Pour évaluer la charge sismique, diverses méthodes sont disponibles. Le tableau ci-dessous récapitule les différentes approches présentes dans les divers codes parasismiques, les classant selon la nature de la charge appliquée et le comportement des éléments structuraux considérés.

Tableau I. 1 : Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation parasismique

Comportement	Charge statique	Charge dynamique
Linéaire (élastique)	Méthode statique équivalente	Analyse modale spectrale
Non linéaire	Analyse Pushover	Analyse dynamique non-linéaire temporelle

I.6.1. Analyse Modale (systèmes élastiques)

L'analyse modale pour les systèmes élastiques est une méthode utilisée pour évaluer la réponse d'une structure aux forces sismiques. Elle repose sur le principe de déterminer la réponse élastique de la structure en combinant plusieurs déplacements modaux. Ces déplacements modaux sont obtenus à partir des modes propres de vibration de la structure et des déplacements généralisés calculés.

Concrètement, cela signifie que la structure est d'abord décomposée en ses modes de vibration fondamentaux, également appelés modes propres. Ces modes propres représentent les configurations de vibration les plus naturelles et les plus fréquentes pour la structure donnée. Ensuite, les déplacements associés à chacun de ces modes propres sont calculés.

Dans l'analyse modale temporelle, la réponse de la structure à une excitation sismique est estimée en combinant les contributions de ces différents modes de vibration. Cette combinaison permet de déterminer la réponse globale de la structure au séisme, prenant en compte les effets de chacun des modes propres.

La force sismique agissant sur la structure est généralement calculée en fonction de la masse de la structure et de l'accélération du sol à la base de la structure, telle que mesurée ou estimée à partir d'enregistrements sismiques. Cette force sismique est ensuite utilisée dans l'équation du mouvement pour estimer les déplacements, les vitesses et les accélérations de la structure dans le temps.

En résumé, l'analyse modale temporelle pour les systèmes élastiques permet d'estimer la réponse d'une structure aux forces sismiques en combinant les déplacements modaux obtenus à partir des modes propres de la structure et en prenant en compte l'action sismique basée sur la masse de la structure et l'accélération du sol.

I.6.2. Méthodes d’analyse linéaire (élastique)

I.6.2.1. Analyse statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l’action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

I.6.2.2. Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode utilisée pour évaluer la réponse sismique d'une structure en considérant les effets de chaque mode de vibration individuellement.

Dans cette approche, pour chaque mode de vibration de la structure, on détermine le maximum des effets générés par les forces sismiques. Ces forces sismiques sont généralement représentées par un spectre de réponse de calcul, qui décrit comment l'amplitude de la réponse de la structure varie en fonction de la période de vibration.

Pour chaque mode de vibration, on détermine donc l'effet maximal induit par le spectre de réponse. Ces effets peuvent inclure des déformations, des contraintes, des déplacements ou d'autres paramètres de réponse pertinents pour la structure.

Une fois que l'effet maximal de chaque mode de vibration a été déterminé, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette combinaison peut se faire de différentes manières selon les hypothèses et les techniques spécifiques utilisées dans l'analyse, mais l'objectif est d'obtenir une estimation réaliste de la réponse sismique totale de la structure en prenant en compte les contributions de tous les modes de vibration significatifs.

- Spectre de réponse

Le spectre de réponse des structures est un moyen essentiel pour estimer la manière dont un bâtiment réagit à un séisme. Généralement, il représente la réponse en termes d'accélération, mais il existe également des spectres décrivant la réponse en termes de déplacement ou de vitesse.

Le spectre de réponse inélastique est dérivé à partir du spectre de réponse élastique en appliquant un coefficient de réduction ou un coefficient de comportement **R**, Ce coefficient permet de réduire le spectre élastique pour prendre en compte les effets non linéaires ou inélastiques dans le comportement de la structure lors d'un séisme. En d'autres termes, il ajuste le spectre pour refléter les propriétés de comportement réel de la structure sous des charges sismiques importantes.

Le spectre de réponse inélastique est ainsi une représentation plus réaliste de la manière dont la structure va se comporter lors d'un séisme, car il prend en compte les non-linéarités potentielles dans le comportement de la structure sous des charges sismiques élevées. Cela permet aux

ingénieurs de mieux évaluer les performances sismiques d'un bâtiment et de prendre des décisions plus informées en matière de conception et de renforcement structuraux.

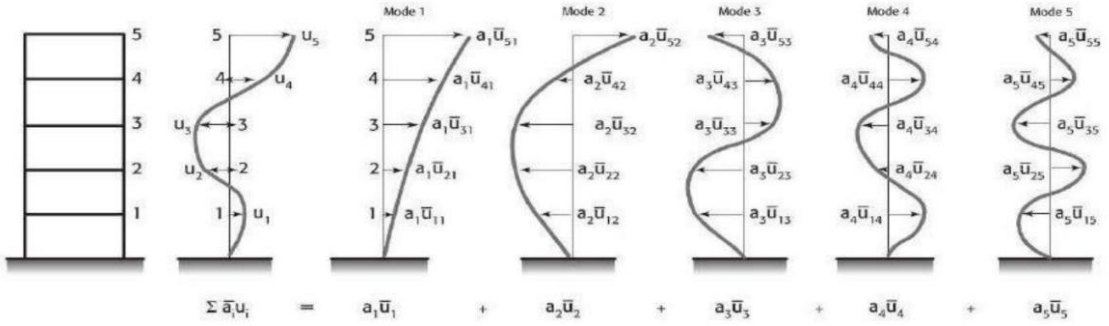


Figure I. 2 : exemples de formes modales

I.7. La surveillance vibratoire des structures

Les structures de génie civil sont exposées à diverses charges au cours de leur durée de vie, telles que les conditions d'exploitation et les catastrophes naturelles, qui peuvent entraîner leur dégradation ou leur ruine. Face à ces défis, la surveillance de la santé des structures s'avère indispensable pour anticiper les défaillances potentielles, renforcer les performances et garantir la sécurité des personnes ainsi que la pérennité des bâtis.

Traditionnellement, les méthodes de surveillance étaient principalement réactives, impliquant des interventions ponctuelles et périodiques basées sur des inspections visuelles et/ou des essais non destructifs. Cependant, ces approches étaient limitées dans leur capacité à fournir une évaluation continue et globale de l'état des structures, et plus précisément, une évaluation objective et efficace. De plus, les essais non destructifs sont généralement coûteux et nécessitaient un accès physique à proximité des zones présumées endommagées, ce qui peut être difficile dans certains cas. Plus encore, les jugements peuvent être subjectifs et dépendent de l'expérience de l'expert.

À l'heure actuelle, avec les avancées technologiques dans le domaine du génie civil et des disciplines connexes, la surveillance de la santé des structures a évolué vers une approche plus proactive et continue. Les progrès dans les capteurs et les réseaux de l'Internet des objets (IoT) ont ouvert la voie à une surveillance continue en temps réel, offrant aux gestionnaires une vision plus précise et complète de l'intégrité des structures.

En outre, les SHM basées sur les vibrations sont devenues de plus en plus utilisées en raison de leur possibilité d'intégration dans de nombreuses structures, telles que les ponts, les avions et les véhicules ferroviaires. La technologie de mesure et de traitement des signaux de vibration a considérablement progressé et s'est automatisée dans plusieurs applications, permettant une surveillance plus efficace des structures.

Ainsi, la surveillance de la santé des structures est passée d'une approche réactive et ponctuelle à une approche proactive et continue, grâce aux avancées technologiques et à l'émergence de nouvelles méthodologies. Cette évolution joue un rôle crucial dans la préservation et la gestion efficace des infrastructures civiles, garantissant leur durabilité et leur sécurité à long terme.

I.7.1. Définition

Le Structural Health Monitoring (SHM), ou surveillance de l'état de santé des structures, est une technique essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures. En utilisant des capteurs placés stratégiquement sur une structure, il permet une surveillance en temps réel ou à intervalles réguliers, détectant ainsi les signes précurseurs de dommages potentiels. À travers l'observation périodique de la structure et l'analyse des données recueillies, le SHM vise à répondre à plusieurs questions cruciales : la détection des dommages, leur localisation précise, la quantification de leur étendue, et même la prédiction de la durée de vie restante de la structure. Cette approche combine à la fois des procédés techniques sophistiqués et une stratégie de contrôle proactive, intégrant souvent des réseaux de capteurs pour une surveillance exhaustive. En fournissant des informations précises sur l'état de santé actuel d'une structure, le SHM permet aux ingénieurs et aux gestionnaires de prendre des décisions éclairées concernant la maintenance préventive, la réparation ciblée et la prolongation de la durabilité des infrastructures critiques.

I.8. Endommagements des Structures

I.8.1. Définition d'un endommagement

L'endommagement d'une structure mécanique est effectivement défini comme tout changement qui survient dans la structure, généralement en raison de contraintes ou de sollicitations externes, et qui menace ses performances. Cela peut inclure des fissures, des déformations plastiques, des déformations permanentes, etc.

Lorsque l'endommagement affecte un élément constitutif d'une structure, cela peut entraîner une dégradation significative des propriétés mécaniques des matériaux qui le composent. Par exemple, dans le cas du béton, cela pourrait entraîner une réduction de la résistance à la compression ou une augmentation de la fissuration.

I.8.2. Classification des endommagements

Dans le domaine de l'ingénierie des matériaux et de la construction, il est courant de classer les dommages en trois grandes catégories [3] :

Déformations plastiques :

- Ce type d'endommagement se produit principalement dans les matériaux ductiles, tels que les alliages métalliques, où ils peuvent subir une déformation permanente sans fracture.
- Les déformations plastiques sont généralement causées par des contraintes importantes qui dépassent la limite d'élasticité du matériau, entraînant une déformation permanente.

Fissures et cavités :

- Ce mode d'endommagement est plus courant dans les matériaux non ductiles ou hétérogènes, tels que le béton et les matériaux composites.
- Les fissures se forment généralement en réponse à des contraintes de traction, de cisaillement ou de flexion qui dépassent la résistance du matériau.
- Les cavités peuvent se former à la suite de défauts dans le matériau ou de processus tels que la décomposition ou la dégradation chimique.

Perte de matière :

- Ce type d'endommagement est lié à la diminution de la quantité de matière d'un matériau, souvent due à des processus tels que l'usure mécanique, la corrosion chimique ou la détérioration thermique.
- L'usure se produit lorsque la surface du matériau est érodée ou enlevée progressivement par des actions mécaniques répétées.
- La corrosion est le processus de détérioration chimique d'un matériau exposé à des environnements corrosifs, tels que l'eau, les produits chimiques ou l'air contenant des agents corrosifs.

I.8.3. Types d'endommagement liés au béton [3]

Corrosion des armatures :

La corrosion des armatures est un processus de dégradation majeur pour la durabilité des structures. Ce phénomène, résultant de l'exposition à l'oxygène, est souvent associé à la formation de rouille sur le fer exposé à l'humidité atmosphérique. Les causes principales de la corrosion des armatures sont la carbonatation et l'infiltration de chlorure.

La carbonatation crée un environnement favorable à la corrosion en altérant la couche protectrice passive des armatures. Parallèlement, les ions chlorures peuvent amorcer la corrosion dans l'acier encastré avant même que le processus de carbonatation ne se produise. L'eau chargée de sel constitue la principale voie de pénétration des chlorures dans le béton, ce qui contribue au démarrage et à la propagation de la corrosion des armatures.

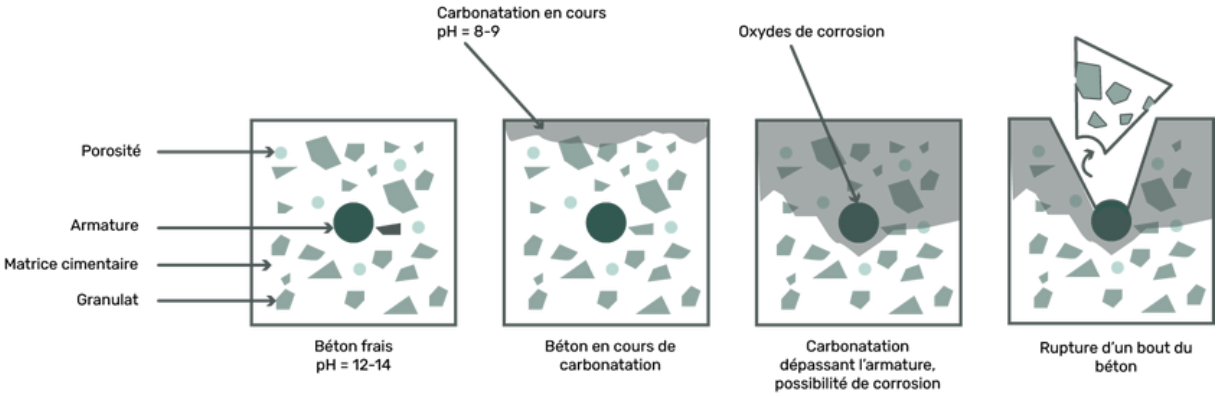


Figure I. 3 : influence de la corrosion sur un élément en béton armé

Fissuration :

Les fissures dans le béton sont des fractures linéaires qui se forment généralement en raison de contraintes de traction. Ces contraintes peuvent être introduites dans le béton de différentes manières :

- Modifications volumétriques : Lorsque le béton subit des changements de volume, tels que le retrait ou le gonflement, cela peut créer des tensions internes qui conduisent à la formation de fissures. Par exemple, le retrait plastique pendant la prise du béton peut entraîner des fissures dans les dalles fraîchement coulées.
- Charges appliquées : Les charges externes exercées sur une structure en béton, peuvent également introduire des contraintes de traction qui conduisent à des fissures. Ces charges peuvent être statiques ou dynamiques et provoquer des déformations suffisamment importantes pour créer des fissures dans le matériau.

Les fissures peuvent se produire à différentes étapes du développement du béton :

À l'état plastique : Pendant la phase plastique du béton, où il est encore malléable, les fissures peuvent se former en raison de tassements plastiques dans des éléments tels que les colonnes, les poutres ou les murs. De plus, le retrait plastique pendant la prise du béton peut également provoquer des fissures dans les dalles fraîchement coulées.

À l'état de durcissement : Pendant la phase de durcissement, lorsque le béton commence à durcir et à prendre sa résistance finale, les fissures peuvent être causées par divers facteurs, tels que des forces de retenue externes, la corrosion de l'acier d'armature, des réactions chimiques entre les constituants du béton, des tassements différentiels entre différentes parties de la structure, ou encore le retrait du béton lui-même à mesure qu'il perd de l'humidité.

Eclatement :

Un éclatement se produit lorsqu'un fragment de béton se détache d'une masse de béton plus grande. Cela peut se produire en raison de divers facteurs tels que la pression, la tension, les chocs, ou même des défauts dans le béton lui-même. L'éclatement peut compromettre la structure et la durabilité du béton, ce qui nécessite souvent des réparations ou des mesures préventives pour éviter des dommages plus importants.

Délamination :

La délamination est en effet un problème courant dans les structures en béton. Elle se produit lorsque des couches de béton se séparent les unes des autres, généralement en raison de l'entrée d'air ou d'eau qui affaiblit l'adhérence entre les couches. La corrosion du ferraillage est souvent un facteur déclencheur, car elle entraîne une expansion qui peut pousser les couches de béton les unes contre les autres.

Lorsque la délamination se produit, elle compromet l'intégrité structurelle du béton et peut conduire à des fissures et à d'autres dommages.

Défauts de surface :

Les défauts de surface du béton peuvent indiquer des problèmes potentiels de qualité ou de durabilité. La ségrégation, par exemple, se produit lorsque les composants du béton se séparent de manière inégale pendant le processus de coulée, ce qui peut affaiblir la structure globale. Les dépôts peuvent se former lorsqu'il y a une accumulation de matériaux sur la surface du béton, ce qui peut compromettre son aspect esthétique et parfois même sa résistance. L'abrasion et le polissage…

I.9. Types de SHM

Les systèmes de Structural Health Monitoring (SHM) se divisent généralement en deux catégories en fonction de la durée du déploiement : la surveillance à court terme et la surveillance à long terme. [3]

La surveillance à court terme est typiquement utilisée lors d'inspections annuelles de routine ou d'évaluations de sécurité immédiates à la suite d'événements imprévus tels qu'un tremblement de terre, une surcharge ou des collisions. Ces systèmes sont généralement déployés sur une période de quelques heures afin de recueillir suffisamment de données pour permettre un diagnostic hors ligne ultérieur.

En revanche, la surveillance à long terme implique le déploiement de nœuds de capteurs sur des structures pendant des mois, voire des décennies, pour surveiller leur état de santé de manière continue. Contrairement aux systèmes de surveillance à court terme où les données sont généralement traitées hors ligne par des opérateurs humains, la plupart des systèmes SHM à long terme sont conçus pour signaler toute anomalie dans un laps de temps réduit.

I.10. Principes fondamentaux de la surveillance de la santé des structures

Dans leur article "An Introduction to Structural Health Monitoring", Worden et Farrar ont énoncé une liste de principes fondamentaux dans le domaine de la surveillance de la santé des structures (SHM) : [4]

- Les matériaux présentent tous des défauts et des imperfections.
- La présence d'un défaut dans une structure entraîne une diminution de sa rigidité.
- L'évaluation des dommages nécessite une comparaison entre deux états du système.
- La détection des dommages par des essais vibratoires repose sur le fait que les paramètres modaux (fréquence, coefficient d'amortissement, mode de déformation) dépendent des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement).
- Les capteurs ne mesurent pas directement les dommages. Il est donc nécessaire d'extraire des indicateurs de dommages en traitant le signal brut.

La mise en place d'une SHM nécessite donc des compétences pour collecter, traiter et interpréter les données.

I.11. Excitation des structures

En surveillance vibratoire, les mouvements mesurés sur une structure nous permettent d'évaluer son comportement dynamique. Le mouvement vibratoire de la structure est dû à des excitations forcées ou naturelles. [5]

I.11.1. Vibrations forcées

Les vibrations forcées, également connues sous le nom de méthode "input-output", impliquent d'exciter la structure de manière artificielle. Cela est généralement réalisé en utilisant des équipements tels que des machines rotatives, des agitateurs mécaniques, des tests d'impact ou des chutes de masses. En contrôlant et en comprenant la fonction d'excitation, il est possible de réduire les effets du bruit extérieur lors de l'enregistrement des signaux.

Cependant, un inconvénient majeur de cette méthode est que les tests d'excitation sont réalisés en dehors des conditions d'utilisation normales de la structure. Par conséquent, ils ne permettent pas une surveillance continue de l'ouvrage.

Tableau I. 2:avantages et inconvénients des essais de Vibrations forcées

	Avantages	Inconvénients
Essai d'impact au marteau	Peu couteux Portable Facilité de réalisation	Beaucoup de bruit dans le signal Pas de contrôle sur le contenu fréquentiel
Chute de masse	Contrôle de l'amplitude Peu couteux Contenu fréquentiel compris entre 1 Hz et 20 Hz	Pas adapté pour une surveillance continue Sensible au bruit
Agitateur mécanique Machine tournante	Peut atteindre de hautes fréquences d'excitations (1.5 Hz – 100 Hz)	Très couteux Difficile à installer et à déplacer Basses fréquence difficilement excitable

I.11.2. Vibration Ambiante

Les vibrations ambiantes ou naturelles, également appelées méthodes "output-only", exploitent les forces et mouvements de l'environnement pour mesurer la réponse d'une structure. Dans le cas d'un bâtiment, ces excitations ambiantes peuvent être dues au vent ou au bruit de fond sismique, qui a la particularité d'être un bruit blanc.

De nos jours, les excitations ambiantes sont devenues le seul moyen pratique de réaliser des tests dynamiques sur les bâtiments, en raison de leur faible coût d'exécution. De plus, les forces ambiantes sollicitent la structure dans son ensemble et pendant son utilisation normale, ce qui en fait une méthode efficace pour évaluer la réponse structurelle dans des conditions réelles.

Tableau I. 3 : avantages et inconvénients des essais de Vibrations ambiantes

	Avantages	Inconvénients
Vibration ambiante	• Adapté à une surveillance continue • Très peu couteux • Applicable pour la majorité des structures	• Limité à des excitations à faible fréquence (≤1 Hz) • L'amortissement de la structure est difficilement extrait • Impossible de contrôler l'amplitude d'excitation

Le bruit de fond sismique, également connu sous le nom de "microséismes" ou "microtremblements de terre", est constitué de vibrations continues et de faible amplitude enregistrées sur la surface de la Terre. Ces vibrations sont générées par une combinaison complexe de sources naturelles, telles que les mouvements de l'océan, les interactions atmosphériques, les activités humaines et même les processus géologiques internes de la Terre.

Ces vibrations peuvent être détectées à l'aide de sismographes et sont utilisées pour diverses applications, notamment l'étude de la structure interne de la Terre, la surveillance de l'activité sismique et la caractérisation des propriétés sismiques des sols. Dans le contexte de la surveillance des structures, le bruit de fond sismique peut être utilisé comme une source d'excitation ambiante pour évaluer la réponse dynamique des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les bâtiments et les infrastructures.

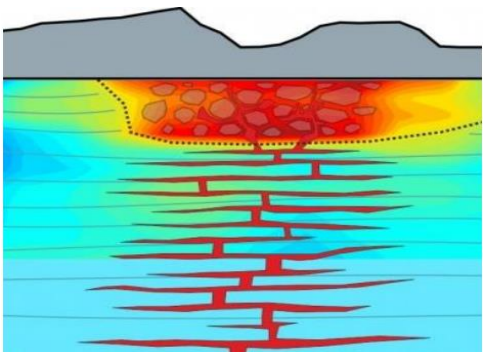


Figure I. 4: sources de bruit de fond

I.11.3. Mesure de vibrations ambiante : Capteurs et acquisition des données

Les capteurs sont des composants essentiels de la chaîne d'acquisition dans une chaîne fonctionnelle de mesure vibratoire. Leur fonction consiste à prélever des informations sur le comportement de la partie opérative et à les transformer en données exploitables, notamment en convertissant les vibrations mécaniques en signaux électriques.

Il existe divers types de capteurs, classés en fonction des grandeurs physiques qu'ils mesurent, tels que les capteurs de température, de pression, sonores, les accéléromètres, les vélocimètres, etc. Les chercheurs poursuivent leurs efforts pour développer de nouvelles technologies et techniques permettant des mesures plus fiables, précises et économiques.

Les principales caractéristiques des capteurs comprennent :

- L'étendue de la mesure : elle représente la différence entre le plus petit signal détectable et le plus grand signal perceptible sans risque de dommage pour le capteur.
- La sensibilité : il s'agit de la plus petite variation d'une grandeur physique qu'un capteur peut détecter.
- La rapidité : elle désigne le temps de réaction d'un capteur entre la variation de la grandeur physique mesurée et le moment où l'information est prise en compte par la partie commande.
- La précision : elle reflète la capacité du capteur à fournir une mesure proche de la valeur réelle.

Dans le cadre de la SHM, les accéléromètres sont utilisés pour la détection des chocs et la Mesure des vibrations. La figure suivante montre le principe de fonctionnement du capteur :

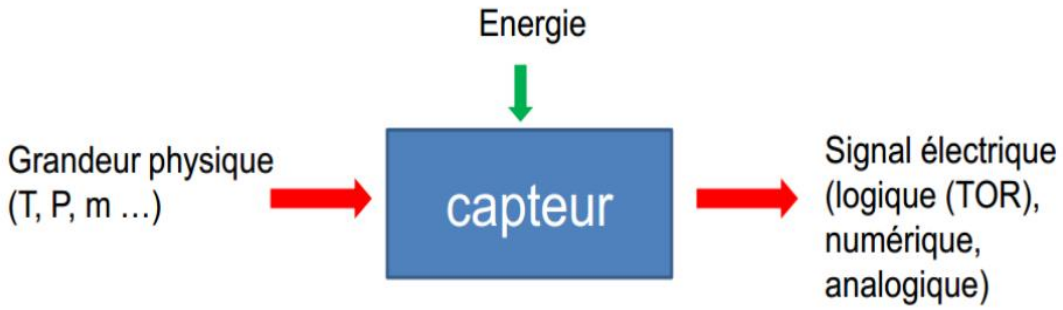


Figure I. 5 : principe de fonctionnement du capteur

I.11.4. Méthodes de détection de dommage à l'aide des mesures de vibrations ambiantes

I.11.4.1. Méthodes basées sur les paramètres modaux

a) Changement des fréquences propres :

Cette méthode, largement explorée dans la littérature, a été abordée par différents chercheurs tels que Williams et Salawu [6], Sikorsky et Stubbs [7], ainsi que Farrar et Jauregai [8]. L'approche se fonde sur l'hypothèse que les fréquences propres sont des indicateurs sensibles

des dommages, de sorte que toute modification des propriétés structurales entraîne des changements dans ces fréquences. Ainsi, une analyse périodique des fréquences propres constitue une méthode de surveillance structurale efficace. Selon Doebling et al. [9], les paramètres modaux ont été utilisés pour détecter les défauts pour la première fois dans un article rédigé par Lifshitz et Rotem [10]. Cette méthode de détection d'endommagements à l'aide des changements de fréquences propres est donc une approche importante dans le domaine de la surveillance et de la maintenance des structures.

Certains chercheurs [11, 12] ont comparé les fréquences propres des structures intactes et endommagées. Par exemple, la fréquence naturelle normalisée (Normalized Natural Frequencies NNF) qui représente le rapport entre les fréquences propres de la structure saine et endommagée peut être donnée par :

$$NNF_k = \frac{\omega_{k,0}}{\omega_{k,d}}$$

$\omega_{k,0}$ et $\omega_{k,d}$ Représentent les pulsations propres du mode k de la structure saine et endommagée

D'autres chercheurs ont proposé l'utilisation du changement des fréquences propres $\Delta f_k(\%)$: [13,14]

$$\Delta f_k = \left| \frac{f_{k,0} - f_{k,d}}{f_{k,0}} \right|$$

Il convient de noter que le pourcentage de la variation des fréquences naturelles peut être très faible et inférieur à 1% pour de petites fissures ou pour des positions particulières de la fissure.

b)Changement de l'amortissement :

Le changement de l'amortissement peut constituer un indicateur intéressant pour la détection de défauts. Modena et al. [15] soulignent que l'évolution de l'amortissement permet de détecter des fissures qui pourraient ne pas être détectées en évaluant uniquement les variations de fréquences. En effet, plus le défaut est sévère, plus le facteur d'amortissement est élevé.

Cependant, Salane et Baldwin [16] ont étudié l'influence de l'endommagement sur les coefficients d'amortissement et ont conclu que ces derniers ne pouvaient pas être considérés comme des indicateurs fiables, car ils pouvaient augmenter, puis diminuer. En effet, l'amortissement a été défini comme un paramètre instable, sujet à la variabilité naturelle des paramètres modaux. Malgré ces résultats, d'autres études tendent à confirmer l'utilité de l'amortissement comme indicateur de l'intégrité de la structure. Par exemple, D. Zonta [17] a utilisé les modes propres, les fréquences propres et les amortissements modaux pour détecter une fissure dans une dalle précontrainte. Les résultats concernant le changement de l'amortissement sont présentés dans la figure ci-dessous :

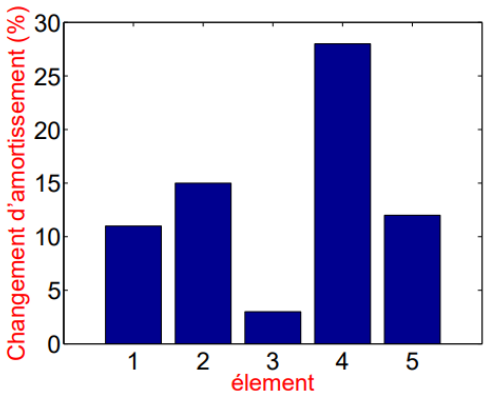


Figure I. 6 : Changement d'amortissement modal : fissure sur l'élément 4

c)Changement des déformées modales :

Le changement des paramètres modaux d'une structure endommagée dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature, la localisation et la sévérité de l'endommagement. Selon Duggan et al. [18], il est essentiel d'identifier les déformées propres associées aux fréquences propres pour comprendre ces changements.

- Méthode basée sur l'indicateur MAC

L'approche basée sur l'analyse des modes propres a récemment suscité un intérêt croissant, notamment en examinant les décalages fréquentiels. Et selon Biswas et al [19], la présence d'endommagements dans une structure entraîne des modifications dans ses déformées modales. Ces modifications peuvent être utilisées comme des indicateurs pour détecter et localiser les endommagements.

Introduit en 1982 par Allemang et Brown [20], le cœfficient MAC (Modal Assurance Criterion) est défini comme le scalaire reliant deux vecteurs modaux, le coefficient MAC (Modal Assurance Criterion) est un indicateur statistique utilisé dans le Monitorage de Santé Structurelle (SHM) pour détecter les dommages d'une structure. Il évalue la corrélation entre les modes propres de la structure saine et ceux de la structure endommagée. Un coefficient MAC proche de 1 indique un faible risque de dommage, tandis qu'un coefficient proche de 0 suggère un risque élevé d'endommagement.

$$MAC = \frac{(\emptyset_S^T \emptyset_D)^2}{(\emptyset_S^T \emptyset_S)(\emptyset_D^T \emptyset_D)}$$

Avec : ϕ_S vecteur propre de la structure saine et ϕ_D vecteur propre de la structure endommagée.

I.11.4.2. Méthode basée sur la variation de la matrice de flexibilité modale

Une autre approche d'identification des défauts combine les variations des fréquences propres et des déformées modales, comme l'utilisation de la matrice de flexibilité. Aktan et al. [21] ont suggéré l'utilisation de la flexibilité mesurée comme méthode pour détecter la présence d'un défaut.

Pandey [22] a également proposé l'utilisation du changement de flexibilité entre deux états comme un paramètre sensible pour la détection et la localisation de l'endommagement. Les résultats numériques et expérimentaux ont démontré que l'estimation de la présence et de la localisation d'un endommagement peut être réalisée à partir des trois premiers modes de vibration de la structure.

En général, la détection de l'endommagement se fait en comparant la matrice de flexibilité obtenue à partir des modes de vibration de la structure saine avec celle de la structure endommagée.

La matrice de flexibilité est l'inverse de la matrice de rigidité. L'expression de la matrice de flexibilité est donnée par l'équation :

$$F_0 = \sum_{k=1}^{N} \frac{1}{\omega_{0,k}^2} \phi_{0,k} \phi_{0,k}^T$$

$$F_d = \sum_{k=1}^{N} \frac{1}{\omega_{d,k}^2} \phi_{d,k} \phi_{d,k}^T$$

- $F_0 \ et \ F_d$Représentent les matrices de flexibilités statiques dans les cas sain et endommagé.
- $\phi_{0,k} et \ \phi_{0,k}$ Étant les modes propres du k ème mode dans les cas sain et endommagé.
- $\omega_{0,k} \ et \ \omega_{d,k}$ Les pulsations propres du mode k dans les cas sain et endommagé.

La différence de la matrice de flexibilité entre l'état sain et l'état endommagé est donnée par :

$$\Delta F = |F_0 - F_d|$$

- ΔF représente donc la variation de la flexibilité.

I.11.4.3. Méthodes avancées basées sur l'intelligence artificielle

Avec les progrès technologiques récents, les algorithmes d'intelligence artificielle sont de plus en plus employés dans la détection des dommages des structures. Grâce à ces algorithmes, il est possible d'identifier les dommages en résolvant de manière optimale des problèmes complexes. Parmi les algorithmes largement utilisés, on retrouve le réseau neuronal artificiel. Un réseau neuronal artificiel est un ensemble d'unités de traitement hautement connectées, appelées neurones ou nœuds. Ces neurones sont reliés par des canaux de communication unidirectionnels. En d'autres termes, un réseau neuronal est composé d'un grand nombre d'éléments de traitement, désignés sous le nom de neurones, cellules ou nœuds. Chaque neurone est connecté à d'autres neurones par des liaisons directes, et chacune de ces liaisons possède un poids associé. Ces poids de pondération représentent l'information et sont utilisés par le réseau pour modéliser des relations.

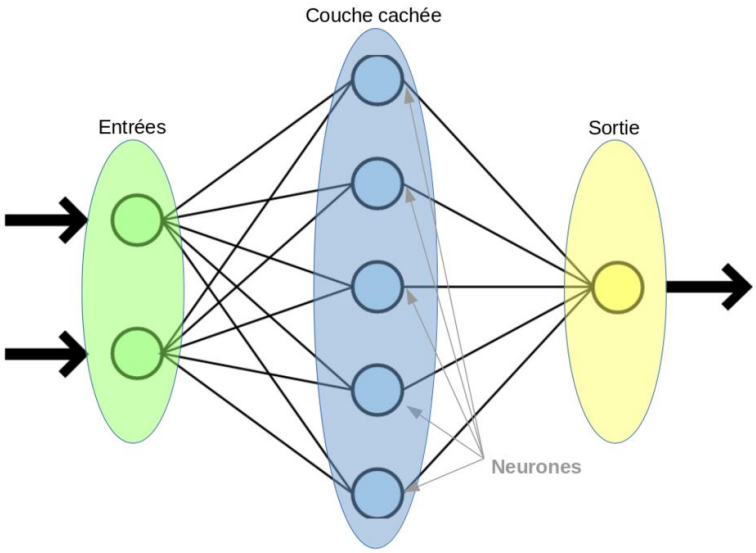


Figure I. 7 : Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée

L'idée fondamentale est de former la machine à prédire l'endommagement à partir des mesures des paramètres dynamiques en les associant aux données d'endommagement correspondantes. Les réseaux de neurones sont ensuite capables de s'autoorganiser et d'apprendre à partir de ces données. En plus des mesures in situ, il est possible d'intégrer des données provenant d'un modèle numérique représentatif de la structure réelle.

Soit le changement dynamique qui est calculé à partir de la formule :

$$r = \Phi\ (\theta_d, \theta_e)$$

- r Représente le changement des paramètres dynamiques
- θ_d Contient des informations sur les paramètres d'endommagements il décrit l'endommagement comme largeur de fissure ou réduction de rigidité
- θ_eContient paramètres environnementaux comme la température.

Le problème inverse devient de la forme :

$$\theta_d = \Phi^{-1}\ (r, \theta_e) = \Psi\ (r, \theta_e)$$

- θ_d Représente le paramètre d'endommagement qui est résolu par des méthodes classiques d'optimisation ou de régression

II. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



II.1.Introduction

Le Centre Commercial et de Loisirs de Bab Ezzouar, l'un des plus vastes complexes commerciaux en Algérie, représente un projet d'envergure majeure situé dans le nouveau quartier d'affaires d'Alger. Ce chapitre vise à présenter de manière exhaustive les différentes facettes de ce projet emblématique. Une présentation détaillée de l'ouvrage et les détails concernant la structure de l'ouvrage seront abordés, permettant ainsi d'avoir une vision claire de sa conception architecturale et surtout structurelle. Ensuite, les caractéristiques géotechniques du site, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction seront décrites. Enfin, un calcul estimatif des charges et surcharges auxquelles l'ouvrage sera réalisé afin d'avoir une vue d'ensemble des exigences techniques et structurelles qui ont guidé sa réalisation.

II.2.Présentation de l'ouvrage

II.2.1. Description Générale

Le centre commercial et de loisirs de Bab Ezzouar est l'un des plus vastes centres commerciaux en Algérie. Il est situé dans le nouveau quartier d'affaires d'Alger et couvre une superficie au sol d'environ 16 000 m².



Figure II. 1: Localisation du centre commercial et de loisirs de Bab Ezzouar

Il est principalement composé de :

- Deux sous-sols à usage de parking.
- Un rez-de-chaussée et de deux étages.
- Deux tours surélevées, de quatre étages, en forme de segment d'arc.

Les deux sous-sols, dont les spécifications techniques sont détaillées ci-dessous, offrent une capacité totale de 801 places de stationnement :

- Hauteur : 3,45 m.
- Dimensions en plan 123,7m x 130,0m.

Le rez-de-chaussée et le premier étage sont entièrement dédiés à des boutiques, totalisant environ 200 magasins.

Au deuxième étage, il y a 20 boutiques commerciales ainsi qu'un grand multiplexe cinématographique. Ce dernier est doté d'une toiture en charpente métallique et couvre une superficie de plus de deux mille mètres carrés, comprenant 8 salles distinctes pour un total de 1530 places.

Les deux tours surélevées, chacune comprenant quatre étages et adoptant une structure en forme de segment d'arc, sont spécifiquement conçues pour abriter des bureaux. Le terme « tour » est utilisé ici pour désigner la partie supérieure de la structure dont l'aire en plan est réduite, et la « base » la partie inférieure. Le pied de la tour coïncide avec le sommet de la base



Figure II. 2: Centre commercial - BAB EZZOUAR-

Le tableau ci-dessous illustre les propriétés géométriques de l'ouvrage, lequel est constitué de six (06) blocs :

Tableau II. 1: les propriétés géométriques de l'ouvrage

Bloc	Nombre d'étages	Nombre de travées		Dimension en plan (m^2)	Hauteur d'étage (m)	Hauteur total (m)
		XX	YY			
1, 2 ,5 & 6	RDC+ 06étages+ 02 sous-sols	08	05	≈63.5x 36.875	• 1^{er}, 2^{eme}S/sol :3.45 • RDC : 5.88 • 1er étage : 5.52 • 2eme étage : 5.73 • 3, 5,6eme étage : 3.65 • 4eme étage : 3.6	31.65
3 & 4	RDC+ 03étages+ 02 sous-sols	08	06	≈63.5 x 48	• 1er, 2eme S/sol:3.45 • RDC: 5.88 • 1er étage : 5.52 • 2eme étage : 5.73 • 3eme étage : 3.6	17.20

II.3.La régularité de la structure :

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan ou en élévation en tant que bâtiment régulier ou non régulier, conformément aux critères de régularité définis dans les Règles Parasismiques Algériennes (RPA).

Donc le centre commercial de Bab Ezzouar est classé non régulier en plan et en élévation

II.4.Le système de contreventement :

Le système de contreventement désigne les éléments structurels utilisés pour renforcer la résistance d'une structure vis-à-vis des excitations latérales, telles que le vent ou les séismes. Le système de contreventement peut prendre différentes formes, selon la nature de la structure et les exigences de conception. Il peut s'agir de poutres, de poteaux, de voiles.

La structure utilise un système de contreventement combinant des portiques et des voiles, ce qui la qualifie comme une structure contreventée par voiles porteurs en béton armée. Ce choix a été fait en conformité avec les règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003 art 3.4.A.2)

Voici quelques spécifications relatives aux composants utilisés pour le système de contreventement :

Les portiques : Structures verticales et horizontales interconnectées, offrant une résistance latérale en cas de charges horizontales telles que le vent ou les séismes.

Les voiles : Parois verticales conçues pour résister aux forces latérales, généralement placées le long de la façade ou à l'intérieur de la structure pour contrer les efforts de cisaillement.

Le tableau ci-dessous illustre un récapitulatif des caractéristiques géométriques des éléments constitutifs des portiques :

Tableau II. 2:Caractéristiques géométriques des éléments constitutifs des portiques

Éléments de portiques	Section	Dimensions b*h/ Ø (cm.cm)
	Carré	80x80
Poteaux	Rectangulaire	80*173 / 110*80 / 30*40
	Circulaire	113
Poutres	Rectangulaires	55*80 / 60*140 / 55*100

La structure est composée de deux noyaux structurels ainsi que de voiles, avec les paramètres géométriques détaillés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3:Caractéristiques géométriques des voiles

Voiles	Epaisseur (cm)
Noyau 01	30
Noyau 02	30
Voile 01	30
Voile 02	20

Remarque : Les plans d'architecture fournissent des détails sur l'emplacement et les dimensions des voiles et des portiques pour chaque étage.

II.5.Les planchers :

Les planchers sont formés de dalles pleines coulées en place, ce choix étant motivé par les grandes portées à supporter. Ce type de plancher offre :

- Une excellente rigidité ce qui forme un diaphragme rigide dans son plan.
- Une protection efficace contre les incendies.
- Une adaptabilité aux formes irrégulières telles que les triangles ou les trapèzes.
- Une facilité de renforcement au niveau des bords, autour des ouvertures ou sous des charges ponctuelles.

Les dalles de la structure ont une épaisseur de 16 cm.

II.6.Les joints sismiques :

La superstructure est formée de six blocs distincts, séparés par des joints sismiques. Ces joints sont conçus pour assurer une désolidarisation mécanique entre les blocs, permettant ainsi une oscillation libre sans risque de collision mutuelle. Le tracé des joints doit être rectiligne tant en plan qu'en hauteur, avec une largeur calculée conformément aux normes du RPA99, (en aucun cas inférieure à 4 cm).

II.7.Plans d'architecture

Voici les plans de structure du centre commercial : planchers étages 1 et 5

II.8.Caractéristiques géotechniques du sol :

La structure est érigée sur un site classé en catégorie S2, également appelé site ferme, avec une contrainte admissible de σ_{adm} = 2.5 bars.

II.9.Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.9.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composite composé de ciment, de granulats (comme le sable et le gravier), d'eau et éventuellement d'adjuvants ou d'additifs. Il est utilisé dans la construction pour sa résistance à la compression, sa durabilité et sa polyvalence. Le ciment agit comme un liant qui maintient les granulats ensemble lorsqu'il durcit, créant ainsi une structure solide et durable.

La résistance à la compression du béton est évaluée par sa capacité à supporter des charges importantes avant de se fissurer ou de s'effondrer. Cette résistance est généralement exprimée par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée valeur caractéristique requise (ou spécifiée), notée "f_{c28}". Cela signifie que cette valeur représente la contrainte maximale que le béton devrait atteindre après avoir été exposé à des conditions normales de durcissement pendant 28 jours.

Pour notre structure, le béton utilisé est de classe 25, ces caractéristiques mécaniques sont :

- La résistance à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa.
- La résistance à la traction à l'âge de 28 jours est donc de 2.1 MPa.
- La contrainte admissible à l'État Limite de Service (ELS) du béton en compression est : $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28}$ = 15 MPa.
- La résistance conventionnelle ultime à la compression est : $f_{bu} = \frac{0.85\ fcj}{\theta.\gamma_b}$

Avec :

γ_b = { 1,5 pour les combinaisons fondamentales ; 1,15 pour les combinaisons accidentelles }

θ = { 1 quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures ; 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ; 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure }

- Le module de déformation longitudinale instantané est : $E_{ij} = 11000.f_{c_j}^{1/3}$
- Le module de déformation longitudinale différée est : $E_{vj} = 3700.f_{c_j}^{1/3}$

II.9.2. Aciers :

L'acier, un alliage de fer et de carbone, est classifié en acier doux, mi-dur et dur.

Dans le béton armé, l'association de l'acier et du béton impose des exigences strictes en ce qui concerne leurs caractéristiques mécaniques. Ces aciers doivent, entre autres, présenter une adhérence adéquate, être faciles à façonner et avoir une ductilité satisfaisante.

L'acier est caractérisé par sa limite d'élasticité garantie, notée "f_e". Les valeurs de limite élastique sont identiques en traction et en compression.

Pour notre structure, nous utilisons de l'acier de nuance Fe E400. Ses caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- La limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa
- Le module d'élasticité : $E_s = 200\,000$MPa
- La déformation : $\varepsilon_{es} = f_e / (\gamma_s . E_s)$

Avec γ_s : un coefficient de sécurité = { 1.15 dans le cas général (situations permanentes). ; 1 dans le cas échéant (situations accidentelles).

II.10. Charges et surcharges :

On appelle charge ou action toute force s'appliquant sur la structure. On distingue trois types de charges :

- Charges permanentes.
- Charges variables.
- Charges accidentelles.

Les charges à prendre en compte dans les calculs sont les charges caractéristiques

a. Charges permanentes (G) :

Les charges permanentes sont des charges appliquées à la structure de manière constante et peu variable dans le temps. Elles comprennent essentiellement le poids propre des éléments de la structure, ainsi que ses équipements permanents. Ces charges sont prises en compte lors de la conception de la structure, en déduisant les dimensions des éléments de la structure sur les plans et en considérant les masses volumiques des matériaux qui les constituent.

Le poids des terres est également considéré comme une charge permanente. Il est pris en compte en fonction des dimensions de la structure en contact avec le sol et du poids volumique du sol.

b. Charges variables (Q) :

Les charges variables, notées "Q", sont des charges dont l'intensité varie dans le temps. Leur durée d'application est très courte par rapport à la durée de vie de la structure.

Surcharges d'exploitation : Les surcharges d'exploitation résultent de l'utilisation future de la structure. Leurs valeurs sont définies par le règlement, en l'occurrence le DT R B.C 2.2.

Charges climatiques : Les charges climatiques correspondent aux efforts induits par les conditions climatiques telles que le vent, la neige et le sable. Leurs valeurs sont données par le RNV99.Il est important de noter que l'effet de la température est significatif pour les structures

dont les longueurs dépassent les limites fixées par le DTR B.C 2.41 du CBA93 art.B.5.1. La longueur limite est de 30 mètres pour les structures implantées dans des villes côtières.

c. Charges accidentelles (A) :

Les charges accidentelles, notées "A", sont des charges résultant de phénomènes se produisant très rarement pendant la durée de vie de l'ouvrage, avec une durée d'application très courte.

Parmi les charges accidentelles, on peut citer :

- Séisme
- Explosion

II.10.1. Estimation des charges et des surcharges :

- Plancher -terrasse inaccessible- :

Tableau II. 4 : Charges et surcharges du plancher -terrasse inaccessible -

Désignations	Epaisseur (m)	Poids (KN /m²)
Protection en gravillon	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	0,01	0,10
Forme de pente	0,12	2,64
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Dalle pleine en BA	0,16	4,00
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Charge permanente	$G_T = 7,95$	
Charge d'exploitation	$Q_T = 1,00$	

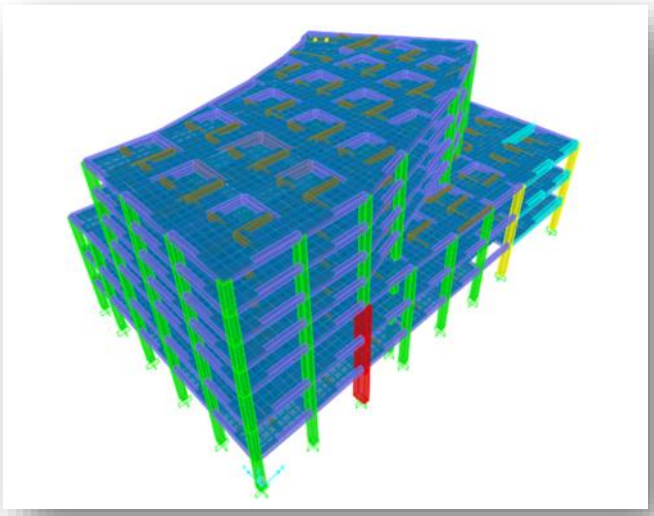
- Plancher -étage courant- :

Tableau II. 5:Charges et surcharges du plancher - étage courant –

Désignations	Epaisseur (m)	Poids (KN /m²)
Revêtement marbre	0,02	0,56
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle pleine en BA	0,16	4,00
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloisons	-	0,90
Charge permanente	$G_T = 6,42$	
Charge d'exploitation	$Q_1 = 7,50$ $Q_2 = 3,50$	

- Q_1 : pour les boutiques + restaurants
- Q_2 : pour les bureaux.

III. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE



III.1. Introduction

L'évolution de la simulation numérique a apporté des outils toujours plus performants pour mieux déterminer les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages, permettant ainsi d'atteindre un équilibre optimal entre économie et sécurité dans la conception et la construction des structures. Actuellement, de nombreux logiciels basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F) sont disponibles, offrant la possibilité d'analyser des structures aussi bien simples que très complexes, avec une précision de calcul de plus en plus exigeante.

La méthode des éléments finis a profondément transformé les méthodes de calcul de structure en proposant des solutions aux problèmes liés aux formes géométriques complexes, aux modes de chargement combinés, ainsi qu'aux conditions d'appuis variées. De plus, un avantage significatif de cette méthode est le temps de calcul relativement court qu'elle nécessite.

Ce chapitre porte sur la réalisation du modèle numérique du centre commercial de Bab Ezzouar (block 01), en utilisant le logiciel SAP2000. Ce modèle permettra d'analyser la structure de ce complexe commercial, d'évaluer sa stabilité et sa résistance, tout en prenant en compte les différents paramètres influant sur ces dernières.

III.2. Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000, initiales de Structural Analysis Program (programme d'analyse structurelle), est un logiciel édité par Computers & Structures Inc. Basé sur la méthode des éléments finis, il est largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie civile pour calculer et analyser les structures de manière fiable et précise.

SAP2000 peut simuler plusieurs types de chargement, qu'il s'agisse de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou de chargement dynamique (séisme, explosion, etc.). Il offre également la possibilité de réaliser des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité et de conception.

III.3. Modélisation des éléments structuraux

Les éléments structuraux de la structure ont été modélisés de la manière suivante :

- Les éléments « frame » ont été utilisés pour modéliser les poutres (beam) et les poteaux (column). Ces éléments sont représentés par des lignes connectées à deux nœuds. Les structures pouvant être modélisées par des éléments « frame » incluent les poutres et poteaux en trois dimensions, ainsi que les portiques en trois dimensions.
- Les éléments « shell » ont été utilisés pour modéliser les membranes, les comportements plats et coquilles dans le plan ou en trois dimensions. Les structures pouvant être modélisées par des éléments « shell » comprennent les planchers (floor systems) et les voiles (wall systems).

III.4. Introduction des charges et surcharges

Les charges à affecter aux éléments structuraux sont comme suit :

Charges permanentes :

- G=3,95 KN/m² pour les terrasses inaccessibles
- G=2.42KN/m² pour les étages courants

Surcharges d'exploitation :

- Q=1KN/m² pour les terrasses inaccessibles,
- Q=7.5KN/m² pour les étages courants (1er ,2ème étages),
- Q=3.5KN/m² pour les étages courants de la tour.

III.5. Les différentes vues du modèle numérique

a) Les Vues en 3-D

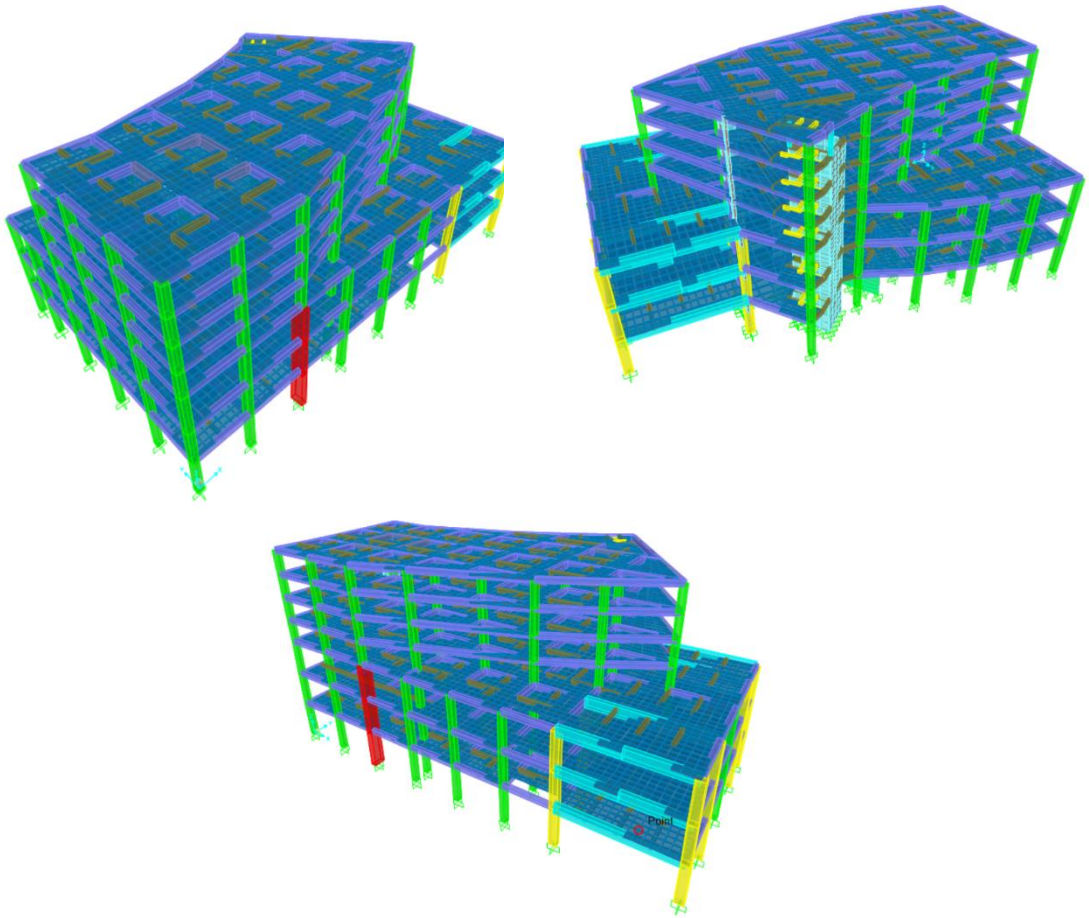


Figure III. 1: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure

b) Les vues en plan X-Y

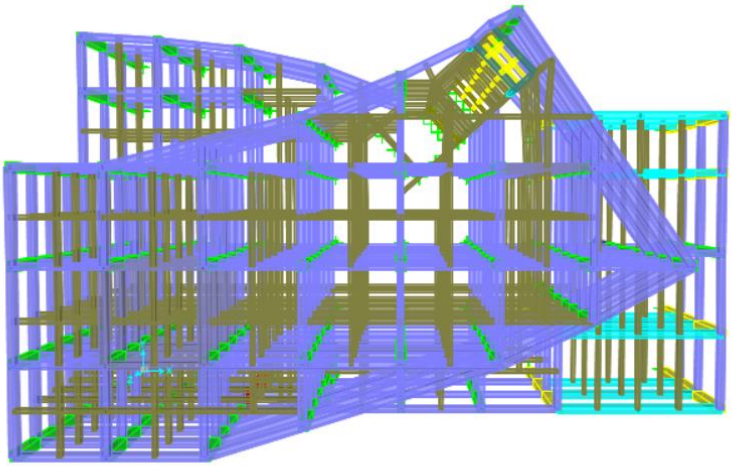


Figure III. 2: vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure

- Vue en plan du RDC, 1er, 2ème niveau

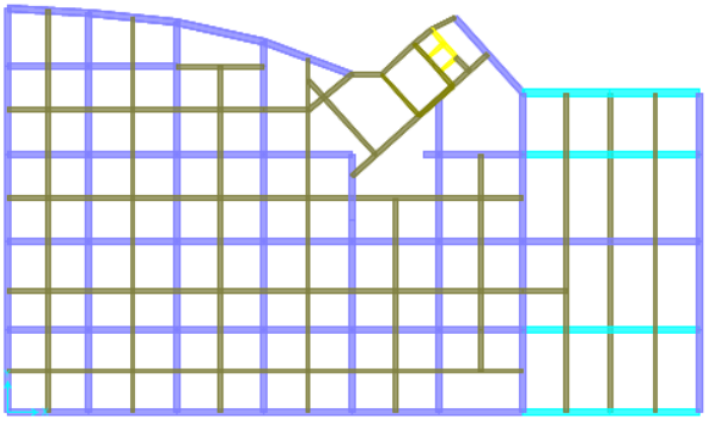


Figure III. 3 : Vue en plan du RDC, 1er, 2ème niveau

- Vue en plan du 3ème, 4ème, 5ème niveau

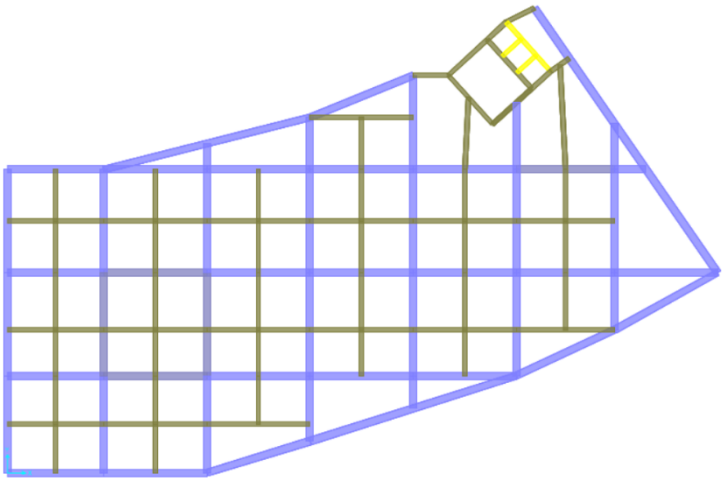


Figure III. 4:Vue en plan du 3ème, 4ème, 5ème niveau

- Vue en plan du 6ème niveau

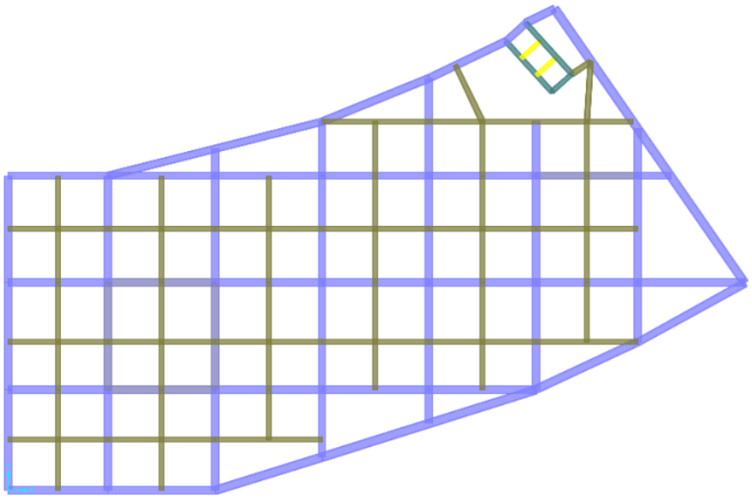


Figure III. 5:Vue en plan du 6ème niveau

c) Les vues sur les plans X-Z et Y-Z

- Plan X-Z

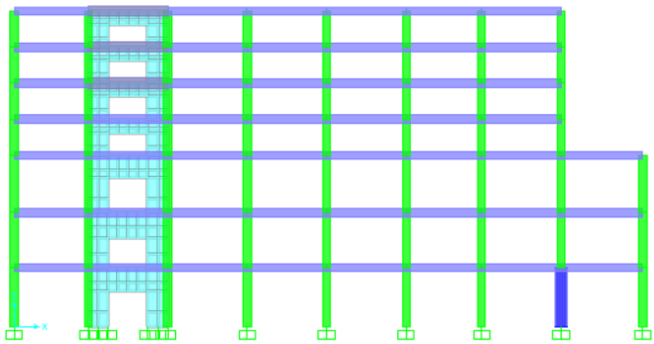


Figure III. 6:vue dans le Plan X-Z du modèle numérique de la structure

- Plan Y-Z

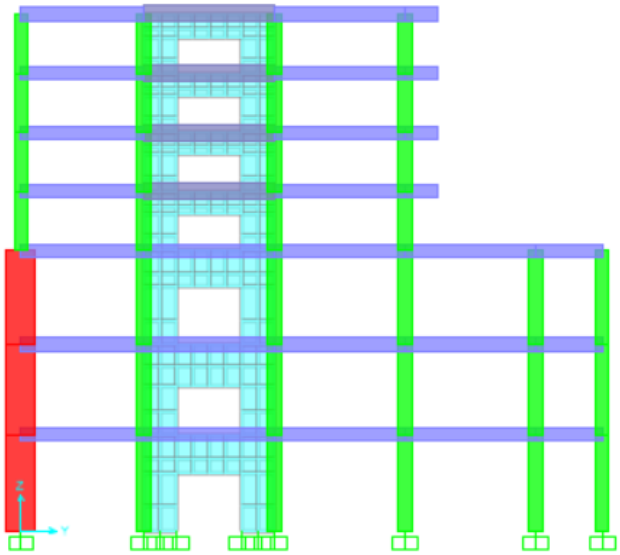


Figure III. 7:vue dans le Plan Y-Z du modèle numérique de la structure

III.6. Analyse modale de la structure

L'analyse modale d'une structure vise à déterminer ses périodes propres ainsi que les facteurs de participation massique. Ces derniers sont déterminés sans aucun chargement extérieur, ce qui correspond à la réponse de la structure sous des oscillations libres.

Pour choisir le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale, on cherche à ce que la somme des masses modales soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

La masse modale représente la masse effective impliquée dans le mouvement vibratoire d'un mode spécifique en réponse à une charge sismique ou dynamique. Elle est définie comme la masse qui participe au mouvement vibratoire de ce mode.

III.7. Résultats obtenus de l'analyse modale

Tableau III. 1:résultats de l'analyse modale

Mode	Période	U_X (%)	U_Y (%)	ΣU_X (%)	ΣU_Y (%)	R_Z (%)
1	0,623685	06,182	62,05	06,182	62,05	4,026
2	0,615207	51,487	10,298	57,669	72,348	15,074
3	0,551197	16,953	0,875	74,622	73,222	55,079
4	0,232767	01,517	05,235	76,139	78,457	10,223
5	0,193713	05,111	09,433	81,25	87,89	0,79
6	0,181472	09,072	01,877	**90,322**	89,767	5,521
7	0,154857	0,0009049	0,00006787	90,323	89,767	0,000006126
8	0,143755	0,003009	0,007433	90,326	89,774	0,012
9	0,140048	0,0003049	0,0005192	90,326	89,775	0,0002753
10	0,13629	0,0007805	0,003135	90,327	89,778	0,0002925
11	0,133988	0,106	0,418	90,433	**90,196**	0,556
12	0,132622	0,258	02,11	90,691	92,306	3,132

III.8. Interprétation des résultats

- La période de la structure obtenue par la méthode numérique est de 0,62sec.
- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est un mode de torsion + une translation couplée
- Le troisième mode est un mode de torsion + translation suivant X.
- Les 90% de participation massique sont atteints au bout du 06ème mode dans le sens X et au bout du 11ème mode dans le sens Y.

III.9. Validation expérimentale du modèle numérique à l'aide de Mesures de Vibrations Ambiante

III.9.1. Introduction

Vibrations ambiantes, aussi catégorisée comme "output-only" est une technique expérimentale qui mesure en temps réel l'état naturel de la structure sous les conditions normales d'environnement. Ces vibrations, de basses amplitudes, se sont avérées très utiles quant à la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure en termes de fréquences propres, modes de vibration propres et amortissement, [23]

III.9.2. Tests de vibrations ambiantes

Le test de vibrations ambiantes comprend deux phases principales : la collecte de données (data acquisition) et l'analyse des données (data analysis).

III.9.2.1. Phase 1 : Collecte de données

La technique consiste à enregistrer les vibrations de la structure dans son état naturel, sans excitation externe, et à les convertir en graphes de vitesse en fonction du temps. Les instruments utilisés pour ces mesures, schématisés dans la figure III.8 sont :

- Un capteur à trois degrés de liberté (sismomètre) type Lennartz Electronic 3D Lite, qui mesure les vibrations selon trois directions orthogonales (N, E et Z).

Le capteur doit être correctement orienté vers le nord et réglé pour assurer sa planéité, afin de distinguer précisément les directions des vibrations enregistrées et de maintenir une convention uniforme en tous points de mesure.

- Un système d'acquisition des données type City Shark II

Le système d'acquisition, connecté aux capteurs, reçoit les signaux des vibrations et les affiche sous forme de graphes avec plusieurs pics de vitesse en fonction du temps. Avant de détecter les signaux, il est nécessaire de configurer le système City Shark II avec les paramètres d'échantillonnage appropriés : fréquence d'échantillonnage, durée de la mesure et gain d'enregistrement.

La fréquence d'échantillonnage est le nombre d'échantillons par seconde que le système enregistre, c'est-à-dire le nombre de fois par seconde que le signal est mesuré et converti en données numériques. Une fréquence d'échantillonnage élevée permet de capturer les variations rapides du signal, offrant ainsi une représentation plus précise et détaillée des données. En revanche, une fréquence d'échantillonnage faible peut entraîner des erreurs et des distorsions des données, conduisant à une représentation incorrecte du signal. Ce phénomène est appelé aliasing.
La durée d'enregistrement doit être suffisamment longue pour capturer de manière représentative les phénomènes de vibration d'intérêt, tout en prenant en compte les contraintes pratiques et les objectifs de l'étude. Si l'objectif est d'identifier les fréquences naturelles, les formes modales et les facteurs d'amortissement d'une structure, la durée d'enregistrement doit permettre de capturer pleinement ces caractéristiques dynamiques.

Le réglage du gain doit être effectué avant chaque enregistrement pour optimiser la qualité des données enregistrées. Un signal trop faible risque de se perdre dans le bruit électronique, tandis qu'un signal trop fort peut saturer l'entrée du système. Le réglage du gain est considéré comme

correct lorsque les variations du signal sont suffisamment grandes pour être détectées avec précision. Les vibrations ambiantes peuvent varier en amplitude en fonction de la source des vibrations et de la structure elle-même, ce qui nécessite un ajustement du gain pour capturer ces variations sans distorsion ni saturation.

a) Sismomètre LE-3Dlite b) Station City Shark II



Figure III. 8:Les instruments de mesure



Figure III. 9: Sismomètre et station de mesures



Figure III. 10: configuration de la pré-acquisition

III.9.2.2. Phase 2 : Analyse et traitement des données

Après que les signaux soient enregistrés sur une carte PCMCIA, le logiciel ReadCity est utilisé pour télécharger ces données sur un ordinateur. Le fichier obtenu contient toutes les informations des signaux enregistrés, présentées sous forme de vitesse en fonction du temps.

Le traitement des signaux issus des mesures de vibrations ambiantes a été effectué à l'aide du logiciel Geopsy en utilisant la technique de la transformée de Fourier rapide (FFT - Fast Fourier Transform). Cette méthode permet de convertir les signaux temporels en signaux fréquentiels, facilitant ainsi l'analyse des fréquences présentes dans les vibrations mesurées. Voici une explication détaillée du processus :

III.9.3. Technique de la Transformée de Fourier Rapide (FFT)

1. Conversion du domaine temporel au domaine fréquentiel :
    - Les vibrations enregistrées par les capteurs sont initialement des données en fonction du temps (vitesse en fonction du temps).
    - La FFT transforme ces données du domaine temporel au domaine fréquentiel, ce qui signifie qu'elle décompose le signal en ses composantes de fréquence.
2. Analyse fréquentielle :
    - En appliquant la FFT, on obtient un spectre de fréquences qui montre les amplitudes des différentes fréquences présentes dans les vibrations enregistrées.
    - Cela permet d'identifier les fréquences dominantes dans le signal, qui sont souvent les fréquences naturelles de la structure.

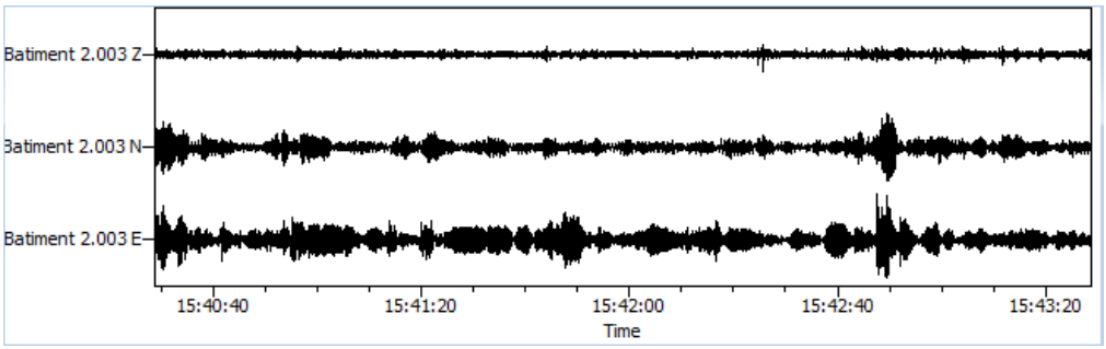


Figure III. 11:Exemple d'une réponse de la structure (vitesse en fonction du temps)

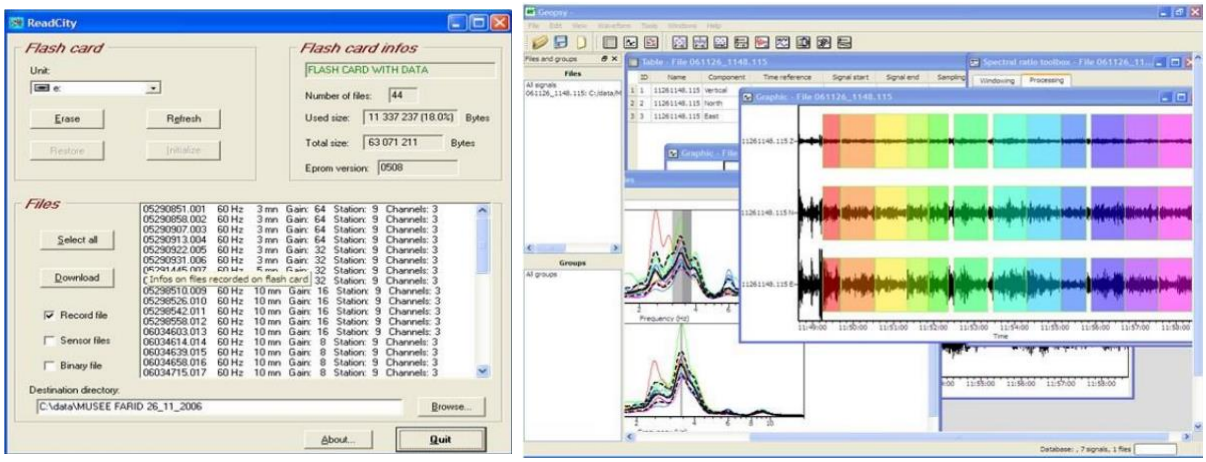


Figure III. 12:Logiciel d'acquisition ReadCity et logiciel de traitement de signal GEOPSY

En résumé les procédures des essais de vibrations ambiantes réalisés sur le centre commercial de BAB EZZOUAR sont les suivantes :

- Analyse préliminaire des tests et préparation du schéma d'instrumentation.
- Enregistrement de la réponse de la structure à l'aide de l'équipement City Shark II.
- Traitement des signaux enregistrés avec le logiciel Geopsy.
- Identification des fréquences naturelles expérimentales de vibration.

Ces étapes sont clairement illustrées dans le schéma ci-dessous :

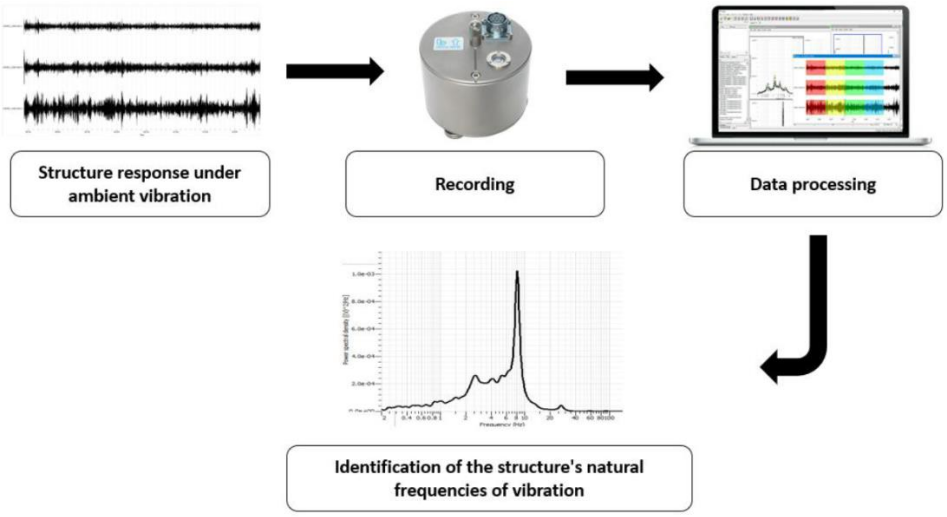


Figure III. 13:Schéma de la procédure des tests de vibrations ambiantes

III.9.4. Mise en œuvre et résultats de la procédure

En général, les modes de vibration de torsion sont déterminés en utilisant les enregistrements dans les zones périphériques de la structure où les amplitudes modales de torsion sont importantes et leurs pics dans la courbe spectrale de Fourier (CSF) sont plus apparents et donc détectables. Cependant, pour détecter les modes de vibration de translation, l'enregistrement doit être effectué dans la zone centrale qui est proche de la zone du centre de rigidité de la structure, où les amplitudes modales des modes de torsion sont négligeables. En d'autres termes, les capteurs doivent être positionnés dans des parties présentant des amplitudes modales élevées. Au total, quatre points de mesure ont été réalisés, deux sur le dernier étage et deux sur le quatrième. La figure ci-dessous montre les emplacements et les orientations (orientation nord) des capteurs sur les deux étages.

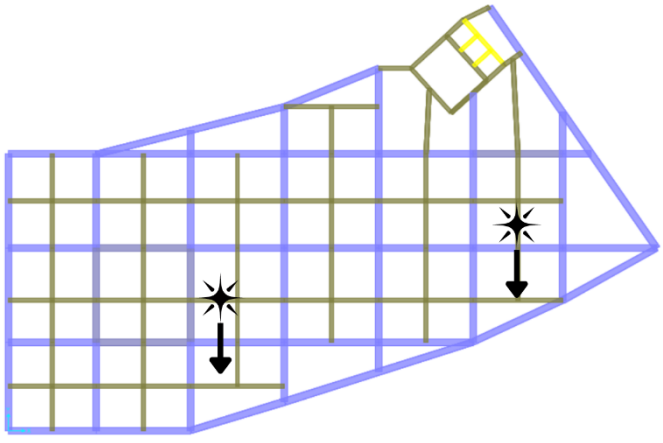


Figure III. 14:Disposition typique des capteurs

Ce processus d'identification des paramètres modaux à partir des essais de vibrations ambiantes est fondamental pour évaluer la dynamique d'une structure réelle, telle que le centre commercial de BAB EZZOUAR et valider son modèle numérique. Les vibrations ambiantes, générées par les conditions naturelles de la structure telles que le trafic, le vent ou d'autres mouvements naturels, permettent d'exciter naturellement la structure à ses fréquences naturelles. En mesurant la réponse de la structure à ces vibrations, notamment ses fréquences et ses modes de vibration, nous pouvons déduire les caractéristiques modales de la structure, telles que ses fréquences naturelles ainsi que les modes de vibration propres correspondants, c'est-à-dire les fréquences auxquelles elle vibre naturellement en l'absence de toute perturbation externe significative.

Ensuite, ces fréquences naturelles réelles sont comparées aux résultats numériques obtenus par l'analyse modale effectuée sur le modèle numérique de la structure. Si les fréquences naturelles réelles correspondent ou sont proches des fréquences naturelles numériques prédites par le modèle, cela indique une bonne corrélation entre la réponse de la structure réelle et les prédictions du modèle numérique.

Ainsi, cette comparaison nous permet d'évaluer la fiabilité du modèle numérique en simulant avec précision le comportement dynamique réel de la structure. Une bonne concordance entre les fréquences naturelles réelles et numériques renforce la confiance dans la précision du modèle, tandis qu'une divergence significative peut indiquer des différences entre le comportement réel et le comportement simulé, nécessitant éventuellement des ajustements ou des améliorations du modèle.

III.9.5. Résultats expérimentaux

Les courbes des figures ci-dessous montrent la Courbe Spectrale de Fourier (CSF) des vibrations transversales et longitudinales mesurées respectivement, à l'angle et au centre du dernier étage et du quatrième étage. Les deux premiers pics (a1 et a2) distincts à 2,73 Hz et 3,35 Hz correspondent respectivement au mode latéral fondamental dans la direction transversale et au mode de torsion. Dans la direction longitudinale, les courbes du CSF (figures b1 et b2) sont caractérisées par un seul pic indiquant une fréquence fondamentale égale à 2,36 Hz.

a1) b1)

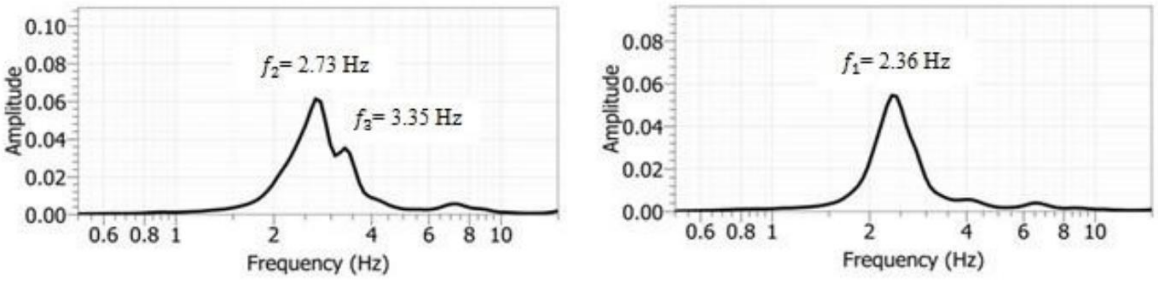


Figure III. 15:Les courbes du CSF mesurées (dernier étage)

a2) b2)

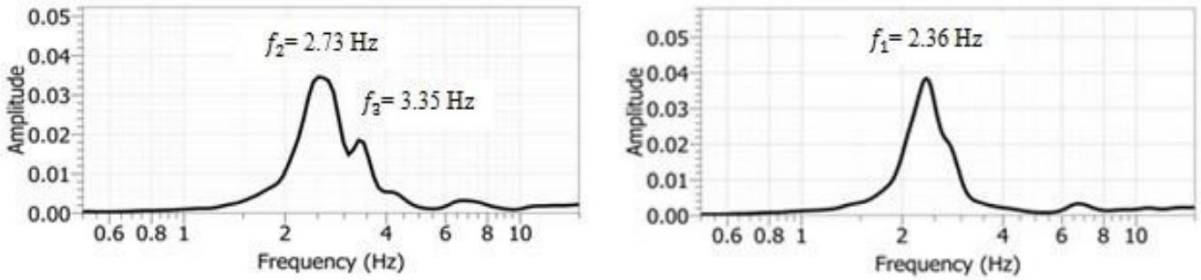


Figure III. 16:Les courbes du CSF mesurées (quatrième étage)

Le tableau suivant récapitule les résultats expérimentaux :

Tableau III. 2:les formes modales et les fréquences naturelles

	La forme modale	Fréquence mesurée (Hz)
01	Torsion + y-y translation	2,37
02	Torsion + x-x translation	2,74
03	Torsion	3,35

Le logiciel d'analyse par éléments finis SAP 2000 V23 a été utilisé pour modéliser la structure. Dans cette étude, le logiciel a été utilisé pour déterminer les fréquences naturelles et les formes modales correspondantes du bâtiment.

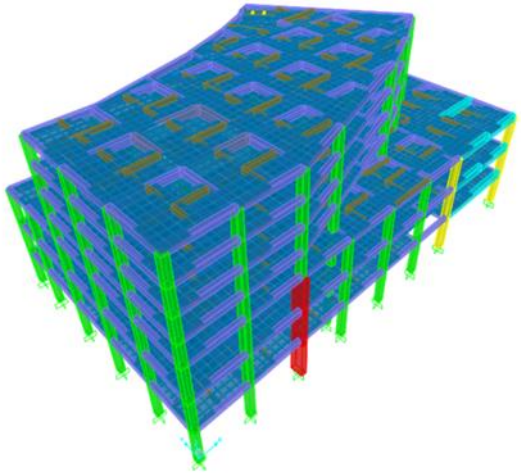


Figure III. 17: Modèle numérique de la structure

Les résultats de l'analyse modale sont montrés dans le tableau suivant

Tableau III. 3:Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques

La forme modale	Fréquence mesurée (Hz)	Fréquence numérique (Hz)	% d'erreur
Torsion + y-y translation	2,37	1,86	21.5%
Torsion	3,35	1,9	43.28%

La différence entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques est significative. Cependant, en considérant l'état de la structure au moment des essais, on constate que des murs extérieurs de 30 cm d'épaisseur ont été construits autour de la structure, rendant les résultats incomparables.

Pour se rapprocher de l'état réel de la structure, il faut prendre en compte l'existence des murs extérieurs. À cet effet, nous proposons deux hypothèses :

Hypothèse **01** : La masse des murs extérieurs influence les paramètres modaux de la structure. Par conséquent, nous appliquons une charge linéaire sur les poutres périphériques équivalente au poids des murs.

Hypothèse **02** : Les murs extérieurs apportent une rigidité supplémentaire qui modifie les paramètres modaux. Ainsi, nous modélisons directement les murs sur le modèle numérique.

Résultats de l'hypothèse **01** :

Tableau III. 4:Résultats de l'hypothèse 01

La forme modale	Fréquence numérique (Hz)
Torsion + y-y translation	1,86
Torsion	1,9

On obtient exactement les mêmes résultats, ce qui indique que la masse des murs extérieurs n'a aucune influence sur les fréquences naturelles de la structure.

Résultats de l'hypothèse **01** :

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des murs extérieurs à modéliser sont :

- L'épaisseur : e = 30 cm
- La masse volumique : $\rho = 15$ KN/m^3

Le modèle numérique est présenté dans la figure ci-dessous :

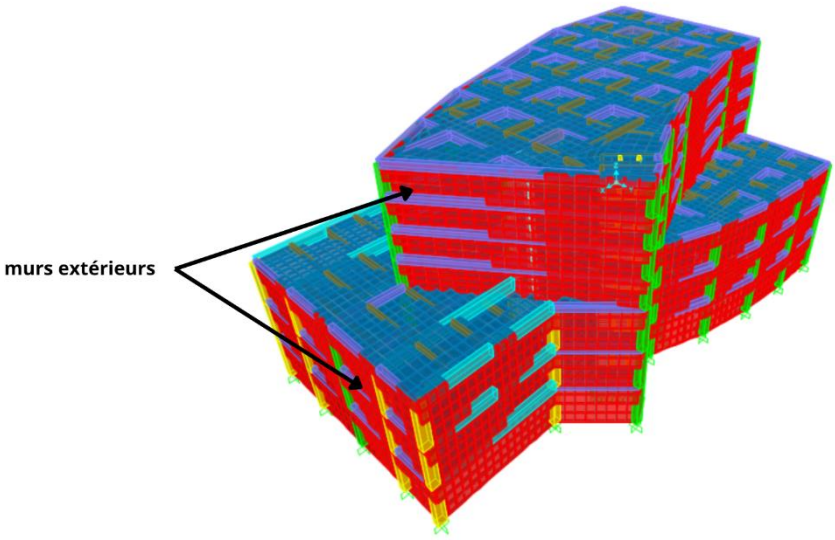


Figure III. 18: modèle numérique avec les murs extérieurs

Le tableau présente les résultats de l'hypothèse 02 :

Tableau III. 5:résultats de l'hypothèse 02

La forme modale	Fréquence numérique (Hz)
Torsion + y-y translation	2,01
Torsion	3,47

Le tableau suivant présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques :

Tableau III. 6:Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques

La forme modale	Fréquence mesurée (Hz)	Fréquence numérique (Hz) Sans murs extérieurs	Différence (%)	Fréquence numérique (Hz) Avec murs extérieurs	Différence (%)
Torsion + y-y translation	2,37	1,86	21.5	2,01	15,1
Torsion	3,35	1,9	43,2	3,47	3,4

La deuxième hypothèse est correcte. Pour que la comparaison soit valide, il est essentiel que le modèle numérique soit le plus proche possible de la réalité.

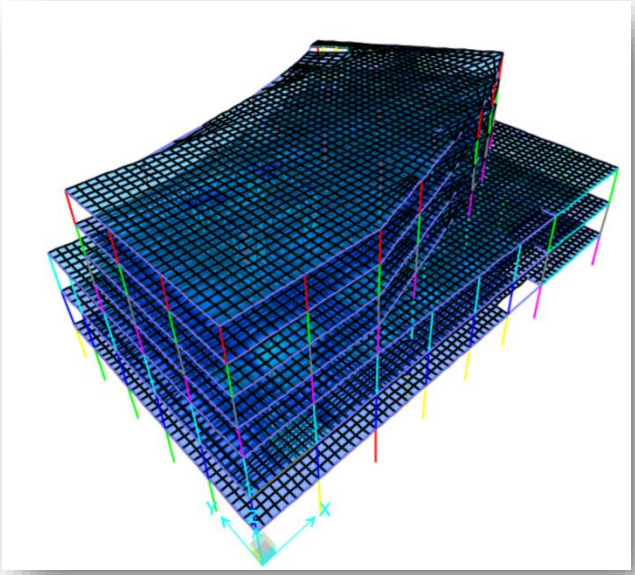
La diminution de l'erreur pour le mode de torsion est plus significative que celle du mode de translation, c'est justifié si l'on constate la position des murs extérieurs (la rigidité introduite) où pour le mode de translation les murs sont suivants la direction Y, mais pour le mode de torsion ils sont suivants les deux directions X et Y.

III.10. Conclusion

Le modèle numérique de la structure étudiée a été réalisé sur SAP2000 introduisant les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments structuraux, ainsi que les charges et surcharges auxquelles la structure sera soumise durant toute sa durée de vie. Ce modèle a été validé expérimentalement à l'aide des essais de vibrations ambiantes [24]. La méthodologie expérimentale basée sur les enregistrements de vibrations ambiantes est efficace pour déterminer les paramètres modaux en utilisant la Transformée de Fourier Rapide (FFT). Après avoir effectué les mesures de vibrations ambiantes, le modèle numérique a été mis à jour. Il est à noter que les fréquences fondamentales obtenues expérimentalement sont comparables à celles obtenues numériquement, avec une différence maximale d'environ 15 % pour le premier mode et une différence inférieure à 4 % pour le deuxième mode.

Les trois fréquences déterminées expérimentalement sont excitées, ce qui signifie que le bâtiment vibre en torsion avec un effet de couplage entre les modes. Les résultats expérimentaux montrent que la structure est plus rigide à faibles amplitudes de vibration. Par la suite, une mise à jour du modèle par éléments finis a été effectuée en intégrant les composants non structuraux du bâtiment, ce qui a permis d'évaluer la contribution de ces éléments à la rigidité à faible niveau d'excitation.

IV. ÉTUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE



IV.1. Introduction

Ce chapitre se consacre à l'exploration des principes fondamentaux de l'étude dynamique des constructions, avec une focalisation particulière sur l'approche parasismique, en accord avec les règles et recommandations énoncées par les normes algériennes RPA99 version 2003. Comprendre les mécanismes dynamiques des constructions soumises à des sollicitations sismiques revêt une importance cruciale pour concevoir des structures capables de résister de manière satisfaisante aux séismes. En analysant ces mécanismes et en les appliquant dans la pratique de l'ingénierie, il devient possible de réaliser des structures capables de résister de manière satisfaisante aux séismes.

IV.2. Le calcul sismique

Le chargement sismique est correctement défini lorsque sa composante verticale ainsi que ses composantes horizontales sont toutes connues. Ces dernières sont déterminées à partir d'enregistrements réels du mouvement de sol. La représentation de ce chargement sismique se fait par son introduction sous forme d'un spectre de réponse ou d'un accélérogramme.

Un calcul sismique consiste à estimer les forces sismiques agissant sur la structure par la suite la réponse de la structure face à ces charges sismiques.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1.La méthode statique équivalente :

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}\ W$$

- A = coefficient d'accélération de zone

Selon le RPA99/V2003, article 3.1, le centre commercial de BAB EZZOUAR est situé dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Selon le RPA99/V2003, article 3.2, le centre commercial de BAB EZZOUAR est classé, selon son importance, sous le groupe d'usage 1B.

Donc, selon le RPA99/V2003, tableau 4.1, A=0,30.

- R = coefficient de comportement globale de la structure

Selon le RPA99/V2003, tableau 4.3, et sachant que la structure est considérée comme contreventée par des voiles porteurs, on aura R = 3,5.

- Q = facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4.

- Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1,5.

- Sens longitudinal (sens X) :

$\frac{8}{7,45} = 1,07 < 1,5$ Vérifié

$\frac{8}{8} = 1 < 1,5$ Vérifié

$\frac{16,2}{8} = 2,02 > 1,5$ Non vérifié

Donc le critère est non observé $P_q = 0,05$

- Sens transversal (sens Y) :

$\frac{8}{7,525} = 1,06 < 1,5$ Vérifié

$\frac{8}{8} = 1 < 1,5$ Vérifié

$\frac{8}{7,35} = 1,49 < 1,5$ Vérifié

Donc le critère est non observé Pq = 0

- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal (sens X) : 07 files de portiques

L_{max} / L_{min} = 16,20 / 7,45= 2,17< 1,5 critère non observé P_q = 0,05

- Sens transversal (sens Y) : 04 files de portiques

L_{max} / L_{min} = 8,00 / 5,35= 1,49 < 1,5 critère observé P_q = 0

- Régularité en plan :

$\frac{Lx}{Ly} = \frac{63,5}{36,875} = 1,7 < 4$ Limite de décrochement vérifiée

$\frac{lx}{Lx} = \frac{56,2}{63,5} = 0,88 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée

$\frac{ly}{Ly} = 0,21 < 0,25$ Limite de décrochement vérifiée

La structure n'est pas régulière en plan, donc P_q= 0,05.

- Régularité en élévation :

- Sens transversal (sens Y) :

$\frac{B\prime}{B} = \frac{36,875-13,5}{36,875} = 0,63 < 0,67$ Limite de décrochement non vérifiée

- Sens longitudinal (sens X) :

$\frac{B\prime}{B} = \frac{55,45}{63,5} = 0,87 > 0,67$ Limite de décrochement vérifiée

La structure n'est pas régulière en élévation, donc P_q= 0,05.

- Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Le Critère est observé donc Pq=0

- Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Le Critère est observé donc Pq=0

Tableau IV. 1:Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal(**X**)	Sens transversal(**Y**)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
Redondance en plan	0,05	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	**0,2**	**0,1**

Donc :

- Sens longitudinal : $Q_x = 1+0,2 = 1,2$
- Sens transversal : $Q_y = 1+0,1 = 1.1$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta\,(T_2/T)2/3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2,5\eta\,(T_2/3)\,2/3x\,(3/T)\,5/3 \ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3\text{sec} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

La structure est érigée sur un site classé en catégorie S_2, donc T_2= 0,4 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0,7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, Donné par le tableau 4.2 du RPA99.

Pour **ξ** = 7% on trouve : $\eta = 0,8819 \ge 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La période fondamentale définie par la méthode numérique : T_{num}=0.6236 sec.
- La période fondamentale définie par la méthode empirique selon la formule (4-6) art 4.2.4 de RPA99/V2023 :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

= 31,63m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Selon le tableau 4.6 on trouve : C_T=0,050

Donc : T_{emp}=0,6669 sec

- On peut également utiliser la formule (4-7) :

$$T = 0{,}09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Sens	**Dimension du bâtiment D**	**Période théorique (sec)**
X	63,5m	0,357
Y	36,875m	0,357

Selon RPA99/V2023 art 4.2.4 on doit vérifier que : $T_{num} < 1.3\ T_{emp}$

T_x=min (0,375 ;0,6669) = 0,375 sec d'où T_{num}=0,6236 sec > 1.3 T_x=0,464 sec …..condition non vérifiée

T_y=min (0,454 ;0,6669) = 0,454 sec d'où T_{num}=0,6236 sec >1.3 T_y=0,61 sec …. condition non vérifiée

Calcul de D_x et D_y :

$D_x = 2{,}5\ \eta = 2{,}5*0{,}8819 = 2{,}2$ car $0 \leq T_x = 0{,}357$ sec $\leq T_2 = 0{,}4$ sec

$D_y = 2{,}5\eta\ (T_2 / T_y)^{2/3} = 1{,}98$ car $T_2 = 0{,}4$ sec $\leq T_y = 0{,}469$ sec ≤ 3 sec

- W : poids total de la structure

W : poids total de la structure, égale à la somme des poids Wi calculé à chaque niveau (i) :

$W_T = \sum_{i-1}^{n} Wi$ $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99.

Pour **β**= 0,3 (tableau 4.5 cas 02)

Le poids total est calculé à l'aide du logiciel SAP2000 et est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	Le poids propre (KN)
W_G : poids de la structure	129547,844
W_{Gp} : poids des charges permanente	29397,656
W_Q : poids des charges d'exploitation	49516,895
$W_{tot} = W_G + \beta W_Q$	173800,569

Le tableau ci-dessous récapitule tous les paramètres calculés précédemment :

Paramètre		Valeur
A		0,3
R		3,5
Q	Qx	1,2
	Qy	1,1
D	Dx	2,2
	Dy	1,98
W(KN)		173800,569

On calcule donc la valeur de La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure dans les deux directions horizontales orthogonales :

- Vx = 39328,59 KN
- Vy = 32446,08 KN

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe de la méthode :

Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Introduction de la force sismique :

La force sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Le spectre de réponse en accélération représente la répartition des accélérations en fonction des fréquences (ou périodes) plutôt que dans le temps. Cette approche est plus significative et pertinente car les valeurs maximales d'accélération fournissent les sollicitations maximales nécessaires pour le dimensionnement de la structure. Ce spectre est déterminé en fonction de la nature du site et du niveau de protection recherché, qui varie en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Il existe trois types de spectres de réponse sismique : le spectre de réponse en accélération spectrale (S_{pa}), le spectre de réponse en vitesse spectrale (S_{pv}) et le spectre de réponse en déplacement spectral (S_d). Ces trois types de spectres sont liés par la formule suivante :

$$S_{pa}=\omega . S_{pv}=\omega^2 . S_d$$

Ces spectres représentent trois manières différentes de présenter la même information concernant la réponse de la structure aux forces sismiques. Parmi ces trois types de spectres, le spectre de réponse en accélération spectrale (S_{pa}) est le plus couramment utilisé. En effet, il fournit directement la force d'inertie maximale générée par l'excitation sismique.

- **Paramètres du spectre :**
  - La zone sismique est une zone III ;
  - Le groupe d'usage 1B ;
  - L'amortissement critique ξ=7% ;
  - Le site S2 ;
  - Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal Q=1,2 (plus sécurisé) ;
  - Le coefficient de comportement R=3,5.

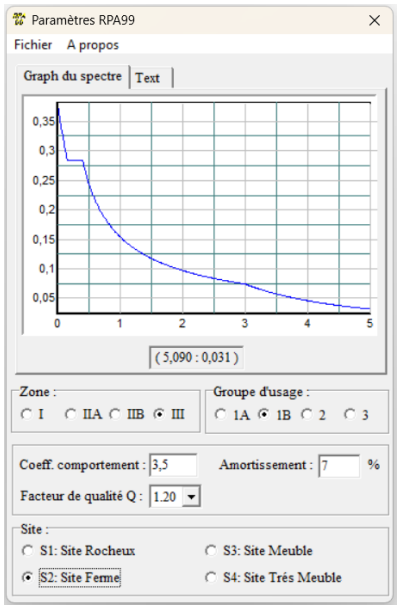


Figure IV. 1: Introduction de la force sismique sous forme de spectre de réponse

- **Nombre de modes à considérer :**

Selon l'article du RPA99/V2003 art.4.3.4 :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

> La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%au moins de la masse totale de la structure.
> Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

c) Résultats obtenus :

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y notées successivement R_x et R_y obtenues par la méthode numérique sont :

- R_x = 25604,032 KN
- R_y = 27128,834 KN

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente V_{stat}, pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On a:

- $0{,}8V_x$ = 0,8*39328,59 = 31462,872 KN
- $0{,}8V_y$ = 0,8*32446,08 = 25956,864 KN

D'où:

- R_x = 25604,032 KN $<$ $0{,}8V_x$ = 31462,872 KN ……..condition non vérifiée
- R_y = 27128,834 KN $>$ $0{,}8V_y$ = 25956,864 KN ……..condition vérifiée

Car $R_x < 0{,}8V_x$, selon RPA99/V2003 art 4.3.6, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport 0.8 V/Vt ($0{,}8V_x/R_x$).

$0{,}8V_x/R_x$ = 1,23

Donc on doit multiplier la charge sismique E_x qui est introduite dans le modèle numérique par 1,23

Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y notées successivement R_x et R_y obtenues par la méthode numérique sont :

- R_x = 31492,96 KN
- R_y = 27128,834 KN

- **Vérification des déplacements horizontaux :**

Selon l'art4.43 du RPA99/V2003 et selon la formule (4-19) le déplacement horizontal de l'étage « k » se calcule comme suit :

$$\delta_k = R.\ \delta_{ek}$$

Où :

- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques ;
- R : coefficient de comportement.

Les déplacements horizontaux sont calculés dans les deux directions.

Suivant X :

Tableau IV. 2:Les déplacements horizontaux Suivant X

Z (m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)
5,88	0,5	1,75
11,4	1,25	4,375
17,13	2,09	7,315
20,78	2,57	8,995
24,38	3,02	10,57
27,98	3,41	11,935
31,63	3,71	12,985

Suivant Y :

Tableau IV. 3:Les déplacements horizontaux Suivant Y

Z (m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)
5,88	0,35	1,225
11,4	0,94	3,29
17,13	1,61	5,635
20,78	2,13	7,455
24,38	2,65	9,275
27,98	3,13	10,955
31,63	3,52	12,32

- **Vérification des déplacements relatifs :**

Selon la formule 4-20 du même article du RPA, le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après l'art.5.10 du RPA, le déplacement relatif Δ_k d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser une valeur égale à 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq h_k/100$$

Avec h_k : hauteur de l'étage 'k'

Suivant X :

Tableau IV. 4:Vérification des déplacements relatifs Suivant X

Etage k	Δ_k(cm)	h_k /100 (cm)	Justification vis-à-vis des déformations
01	1,75	5,88	Vérifiée
02	2,625	5,52	Vérifiée
03	2,94	5,73	Vérifiée
04	1,68	3,65	Vérifiée
05	1,575	3,60	Vérifiée
06	1,365	3,60	Vérifiée
07	1,05	3,65	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV. 5:Vérification des déplacements relatifs Suivant Y

Etage k	Δ_k(cm)	h_k /100 (cm)	Justification vis-à-vis des déformations
01	1,225	5,88	Vérifiée
02	2,065	5,52	Vérifiée
03	2,345	5,73	Vérifiée
04	1,82	3,65	Vérifiée
05	1,82	3,60	Vérifiée
06	1,68	3,60	Vérifiée
07	1,365	3,65	Vérifiée

- **Vérification de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ, également appelé effet de second ordre, est un phénomène qui se produit dans les structures de grande hauteur soumises à des charges verticales et à des déplacements horizontaux importants, tels que ceux induits par une action sismique.

Lorsqu'une structure subit des déplacements horizontaux significatifs, elle se déforme. Cette déformation entraîne une modification de la géométrie de la structure, ce qui à son tour peut induire des forces internes supplémentaires, en particulier des moments fléchissants et des forces axiales, ainsi que des déplacements latéraux supplémentaires.

L'effet P-Δ prend en compte cette déformation de la structure dans le calcul des forces internes et des déplacements, en prenant en considération les variations de géométrie induites par les charges verticales et les déplacements horizontaux.

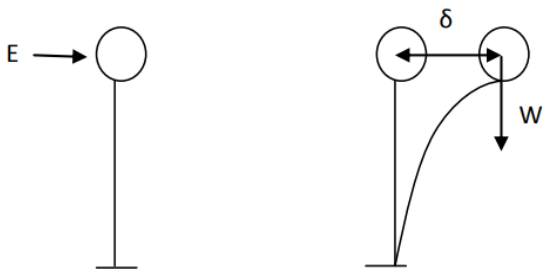


Figure IV. 2: schéma explicatif de L'effet P-Δ

Pour comprendre l'effet P- Δ d'un point de vue mécanique, considérons une colonne verticale soumise à une charge axiale compressive 'P' et un déplacement latéral ' Δ ' à son extrémité supérieure :

- État initial : La colonne est parfaitement droite et ne subit aucune déformation. La charge axiale 'P' est uniformément répartie sur la colonne.
- Déformation latérale : En raison d'une charge latérale ou d'une imperfection géométrique, la colonne subit un déplacement latéral ' Δ ' à son extrémité supérieure. Cela provoque une déviation de la colonne, qui n'est plus parfaitement droite.
- Effet P- Δ : La charge axiale 'P' interagit avec le déplacement latéral 'delta', ce qui introduit un moment de flexion supplémentaire (M = P * Δ) dans la colonne. Ce moment de flexion augmente les contraintes internes dans la colonne et diminue sa capacité portante.
- Résultat : L'effet P- Δ rend la colonne plus sensible à la déformation et au flambage, ce qui peut entraîner une défaillance structurelle si les charges et les déformations ne sont pas correctement prises en compte dans la conception.

Il est important de considérer l'effet P- Δ lors de l'analyse et de la conception des structures soumises à des charges axiales élevées et des déplacements latéraux importants, car il peut avoir un impact significatif sur la stabilité et la résistance de la structure. [25]

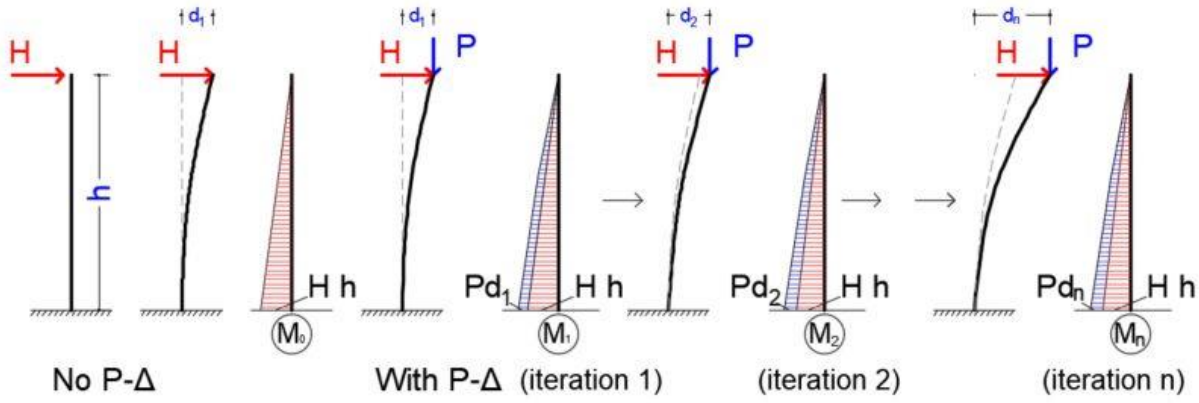


Figure IV. 3:schéma explicatif de L'effet P-Δ

En général, ces effets sont négligés sauf pour les structures importantes et de grande hauteur, à moins qu'elles ne satisfassent, à tous les niveaux, la condition 5.6 du RPA art.5.9 :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$Pk = \sum_{i=k}^{n} (WGi + \beta WQi)$$ (Voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »…… (voir paragraphe 4.43)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0{,}10 < \theta_k \leq 0{,}20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0{,}20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul de l'effort tranchant à chaque niveau :

Étant donné que le logiciel SAP ne fournit pas l'effort tranchant par étage, l'effort tranchant a été calculé en additionnant l'effort tranchant supporté par les poteaux et celui supporté par le voile à chaque étage.

Le tableau suivant présente l'effort tranchant à chaque niveau :

Tableau IV. 6:l'effort tranchant à chaque niveau

Niveau	V_X par niveau (KN)	V_Y par niveau (KN)
Rdc	31492,96	27128,834
1er	30557,919	26671,458
2éme	25673,573	22584,307
3éme	19975,939	17179,654
4éme	16221,968	13836,026
5éme	11407,419	9655,629
6éme	5850,292	4881,507

Calcul du poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de chaque niveau P_k :

Tableau IV. 7:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de chaque niveau

Niveau	P_k (KN)
Rdc	173800,569
1er	123060,538
2éme	93113,133
3éme	64286,322
4éme	48216,675
5éme	32292,87
6éme	15664,758

Vérification P-Δ :

Suivant X :

Tableau IV. 8:Vérifications de l'effet P-Δ suivant X

Niveau	V_X par niveau (KN)	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k(m)	θ_k	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ ($\theta_k \leq 0,1$)
Rdc	31492,96	5,88	173800,569	0,0175	0,016	Vérifiée
1er	30557,919	5,52	123060,538	0,02625	0,019	Vérifiée
2éme	25673,573	5,73	93113,133	0,0294	0,019	Vérifiée
3éme	19975,939	3,65	64286,322	0,0168	0,015	Vérifiée
4éme	16221,968	3,60	48216,675	0,01575	0,013	Vérifiée
5éme	11407,419	3,60	32292,87	0,01365	0,011	Vérifiée
6éme	5850,292	3,65	15664,758	0,0105	0,008	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV. 9:Vérifications de l'effet P-Δ suivant Y

Niveau	V_y par niveau (KN)	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k(m)	θ_k	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ ($\theta_k \leq 0,1$)
Rdc	27128,834	5,88	173800,569	0,01225	0,013	Vérifiée
1er	26671,458	5,52	137337,787	0,02065	0,017	Vérifiée
2éme	22584,307	5,73	120938,568	0,02345	0,017	Vérifiée
3éme	17179,654	3,65	89836,465	0,0182	0,019	Vérifiée
4éme	13836,026	3,60	63308,909	0,0182	0,018	Vérifiée
5éme	9655,629	3,60	47407,105	0,0168	0,016	Vérifiée
6éme	4881,507	3,65	30778,993	0,01365	0,012	Vérifiée

Tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

- **Vérification de l'hypothèse du système de contreventement :**

La structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé, ce qui signifie qu'elle est constituée à la fois de voiles et de portiques. Dans ce cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles (RPA99/V2003, article 3.4).

Ceci sera démontré en calculant le rapport entre l'effort tranchant total et celui repris par les voiles, à la base du RDC. Ce rapport sera calculé dans les deux directions perpendiculaires X et Y.

- Suivant X :

L'effort tranchant total à la base de la structure :

$$V_{x(totale)} = 31492{,}960 \text{ KN}$$

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_{x(voiles)} = 26292{,}363 \text{ KN}$$

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 83,5% de l'effort tranchant total.

- Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base de la structure :

$$V_{y(totale)} = 27128{,}834 \text{ KN}$$

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_{y(voiles)} = 22798{,}221 \text{ KN}$$

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 84% de l'effort total.

- Suivant Z :

On vérifie que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales :

Les charges verticales prises par les voiles :

$$P_{voiles} = 55623{,}444 \text{ KN}$$

Le poids total :

$$P_{total} = 173800{,}569 \text{ KN}$$

On trouve que les voiles reprennent 32% des sollicitations dues aux charges verticales

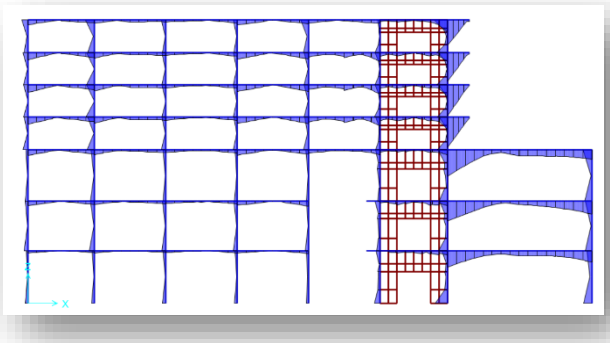
Car l'hypothèse du système de contreventement n'est pas vérifiée par rapport aux sollicitations dues aux charges horizontales Prises par des voiles on doit concevoir une autre combinaison de charge pour le calcul du ferraillage des voiles :

$$G+Q+1{,}17E$$

IV.4. Conclusion

Cette étude dynamique du centre commercial BAB EZZOUAR souligne l'importance cruciale d'une approche rigoureuse et globale dans la conception parasismique des structures. En conformité avec les normes RPA99 version 2003, toutes les exigences ont été respectées. Les vérifications liées à la stabilité de la structure ont été effectuées, ce qui permet de passer à l'étude des éléments structuraux.

V. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



V.1. Introduction

La superstructure d'un bâtiment se situe au-dessus du sol et comprend l'ensemble des éléments structuraux tels que les portiques (poteaux et poutres), les voiles et les dalles. Ces composants sont réalisés en béton armé, un matériau choisi pour sa robustesse et sa capacité à assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux sollicitations sismiques. En raison de l'importance cruciale de ces éléments dans la résistance globale de l'édifice, une étude approfondie de leur dimensionnement, incluant le ferraillage, est impérative.

Le ferraillage constitue une étape fondamentale dans la détermination des sections d'armature nécessaires pour garantir la résistance des éléments structuraux. Ce processus affecte directement la stabilité et la sécurité de la structure entière. Le présent chapitre se consacre au calcul des différents éléments structuraux. Ces calculs sont effectués conformément aux exigences et aux règles de calcul imposées par le RPA99/V2003 (Règles Parasismiques Algériennes) et le BAEL91 (Règles de Calcul des Ouvrages en Béton Armé aux États Limites).

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux, éléments verticaux porteurs, sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissants à la tête et à la base dans deux directions. Leur ferraillage est calculé à la flexion composée, pour un cas de fissuration jugé peu nuisible.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le BAEL91 ainsi que par le RPA99v2003 et sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$
- $G+Q-E$
- $G+Q+E$
- $G+Q$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les cas de charge les plus défavorables, à savoir les couples de sollicitations suivants :

- L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant.
- Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant.

V.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux :

Les sollicitations appliquées aux poteaux sont extraites du logiciel SAP2000. On prend en compte ces sollicitations pour les différentes sections des poteaux.

Le signe (-) indique une compression.

Tableau V. 1:Les sollicitations extrêmes sur les poteaux

Poteau	N_d (KN)	M_2 (KN.m)	M_3 (KN.m)	V(KN)	Combinaison
80*80	6845,979	723,6545	860,0109	512,992	0.8G+Ex
80*80	-2035,568	1014,403	104,5746	337,56	G+Q+Ey
80*173	-1357,403	2650,7958	199,4682	401,95	0.8G+Ey
110*80	5056,448	1112,9941	43,2531	656,256	G+Q+Ey
110*80	-1103,438	505,4841	2544,3299	808,192	G+Q+Ex
113	-2146,115	753,6161	972,9748	228,511	0.8G+Ex

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ ……....RPA 99V2003}$$

Avec : $\rho_d = 0,075$ ……. Pour $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,04$ ……. Pour $\lambda_g < 5$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,
- $\mathbf{l_f}$: longueur de flambement du poteau

Tableau V. 2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau	V (KN)	τ (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	observation
80*80	512,992	0,833	5,196	0,075	1,875	C.V
80*80	337,564	0,548	3,226	0,04	1	C.V
80*173	401,946	0,296	5,196	0,075	1,875	C.V
110*80	656,256	0,775	3,779	0,04	1	C.V
110*80	808,192	0,954	5,064	0,075	1,875	C.V

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0{,}30$$

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c est l'aire (section brute) de cette dernière ;
- f_{cj} est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V. 3:Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteau	N_d (KN)	B_c (m^2)	f_{c28} (MPa)	ν	Observation (V ≤ 0,3)
80*80	2035,568	0,64	25000	0,127	C.V
80*173	1357,403	1,384	25000	0,039	C.V
110*80	1103,438	0,88	25000	0,050	C.V
D =1,13	2146,115	1,00287	25000	0,086	C.V

V.2.4. Calcul de ferraillage des poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau central, considéré comme le plus sollicité, et de généraliser le ferraillage obtenu aux poteaux d'angle et de rive. Cependant, en raison de la différence significative entre les efforts subis par les poteaux liés aux voiles et ceux des poteaux libres, nous allons effectuer des calculs pour les sollicitations extrêmes dans les deux cas.

- Calcul manuel de l'armature longitudinale :

On va prendre les exemples suivants pour le calcul manuel :

Poteau	N_d (KN)	M_2 (KN.m)	M_3 (KN.m)	V(KN)
80*80 (Lié au voile)	6845,979	723,6545	860,0109	512,992
80*80 (Libre)	-2035,568	1014,403	104,5746	337,56
110*80 (Libre)	-1103,438	505,4841	2544,3299	808,192

- Le poteau 80*80 (lié au voile) :

Pour (N_d ; M_2) :

- h = 0,8 m
- C=C'=0,03 m
- d = 0,77 m

$GC = M_2/N_d = 0{,}106\ m \leq d\text{-}h/2 = 0{,}33\ m$ donc C est entre les deux traces d'armature : section entièrement tendue.

$e_{a1} = 0{,}476\ m$; $e_{a2} = 0{,}264\ m$; σ_{10}=400 MPa

$A_{s1} = \frac{N_d e_{a2}}{(d-c\prime)\sigma_{10}} = \frac{6845{,}979*0{,}264*}{0{,}74*400} 10^{-3} = 61{,}06\ cm^2 \geq A_{min1} = 1{,}6\ cm^2$

$A_{s2} = \frac{N_d e_{a1}}{(d-c\prime)\sigma_{10}} = 111\ cm^2 \geq A_{min2} = 8{,}84\ cm^2$

Pour (N_d; M_3):

$GC = M_3/N_d = 0{,}13\ m \leq d\text{-}h/2 = 0{,}33\ m$ donc C est entre les deux traces d'armature : section entièrement tendue.

$e_{a1} = 0{,}5\ m$; $e_{a2} = 0{,}24\ m$; σ_{10}=400 MPa

$A_{s1} = \frac{N_d e_{a2}}{(d-c\prime)\sigma_{10}} = 55{,}51\ cm^2 \geq A_{min1} = 8{,}2\ cm^2$

$A_{s2} = \frac{N_d e_{a1}}{(d-c\prime)\sigma_{10}} = 115{,}64\ cm^2 \geq A_{min2} = 17\ cm^2$

Pour le même sens de moment, on prend la somme de A_{s1} et A_{s2}. La section d'armature calculée à partir de M_3 est proche de celle calculée à partir de M_2, donc la plus grande des deux est retenue et généralisée pour les quatres faces du poteau.

- Le poteau 80*80 (libre) :

Pour (N_d ; M_2) :

$GC = M_2/N_d = 0{,}5\ m \leq h/6 = 0{,}13\ m$ donc : section partiellement comprimée.

A* = (0,337*0,8-0,81*0,03) *0,8*0,8*21,74 = 3413 KN.m

B* = 2035,4*(0,77-0,03) -2035,4*(0,5+0,4-0,03) = -264,8 KN.m (M_{ua} = 1771 KN.m)

A* > B* donc : section partiellement comprimée.

$\mu_a = 0{,}172 \leq 0{,}186$ donc : As' = 0 et ε_s=10*10^{-3} ; σ_s=400/1 = 400 MPa (γ_s=1 situation accidentelle)

$\alpha = 0{,}24$; $z = 0{,}7\ m$; $A_s = ((1771/0{,}7) - 2035{,}4)/400 = 12{,}5\ cm^2 \geq A_{smin}(CNF) = 7{,}73\ cm^2$

Pour (N_d ; M_3) :

$A_s \leq 0$ donc on prend A_{smin}

- Le poteau 110*80 (libre) :

Pour (N_d ; M_2) :

- h = 0,8 m
- C=C'=0,03 m
- d = 0,77 m

GC = M_2/N_d = 0,46 m ≤ h/6 = 0,13 m donc : section partiellement comprimée

A* = 4693KN.m > B*= -99,3 KN.m donc : section partiellement comprimée

μ_a = 0,065 ≤ 0,186 donc : As' = 0 et $\varepsilon_s=10*10^{-3}$; σ_s=400/1 = 400 MPa (γ_s=1 situation accidentelle)

α = 0,084 ; z = 0,74 m ; A_s = 3,18 cm^2 < A_{smin}(CNF) = 10,63 cm^2

Pour (N_d ; M_3) :

- h = 1,1 m
- C=C'=0,03 m
- d = 1,07 m

GC = M_3/N_d = 2,3 m ≤ h/6 = 0,18 m donc : section partiellement comprimée

A* = 6627, 05KN.m > B*= -1964,12 KN.m donc : section partiellement comprimée

μ_a = 0,167 ≤ 0,186 donc : As' = 0 et $\varepsilon_s=10*10^{-3}$; σ_s=400/1 = 400 MPa (γ_s=1 situation accidentelle)

α = 0,23 ; z = 0,972 m ; A_s = 52,44 cm^2 ≥ A_{smin}(CNF) = 10,63 cm^2

A noter : les sections A_s doivent être supérieures ou égale A_{min} (RPA99).

- Calcul par logiciel SOCOTEC :

Le logiciel SOCOTEC utilise les règles définies par le BAEL91 pour calculer les sections d'armature nécessaires. Ces règles précisent les exigences pour le dimensionnement et la vérification des structures en béton armé, en se basant sur les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

Le logiciel peut gérer des sections de formes géométriques variées (rectangulaires, circulaires, en T, etc.). Le calcul des armatures par SOCOTEC est effectué en fonction de paramètres tels que les dimensions des sections, les charges appliquées et les caractéristiques des matériaux.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul par la méthode numérique (SOCOTEC) :

Les sections minimales citées dans le tableau sont prises de l'RPA99/V2003, article 7.4.2.1. Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone IIa
- 0,9% en zone IIb et III

Tableau V. 4: ferraillage des poteaux

Poteau	$A_{s,m2}$ (cm^2)		$A_{s,m3}$ (cm^2)		A_{smin} (cm^2)	Choix des barres	$A_{adoptée}$ (cm^2)
	A_{inf}	A_{sup}	A_{inf}	A_{sup}			
80*80	114	57,31	119	51,98	57,60	24HA32	192,96
80*80	13,83	0	0	0	57,60	12HA25	58,92
80*173	26,48	0	0	0	124,56	26HA25	127,66
110*80	89,96	36,45	64,67	61,74	79,20	16HA32	128,64
110*80	3,37	0	52,33	0	79,20	18HA25	88,38
113	0		0		90,26	20HA25	98,2

Remarque : les sections d'armatures déterminées par la méthode numérique sont très proches de celles calculées par la méthode analytique. Donc, le logiciel SOCOTEC se révèle fiable pour le calcul du ferraillage.

- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante (RPA99/V2003. Art. 7.4.2.2.) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- V_u : effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- t : espacement entre les armatures transversales :

Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm en zone IIb et III.

Dans la zone courante : $t' \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\ Ø_l)$ en zone IIb et III .

$Ø_l$ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

- ρ_a : a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3< \lambda_g <5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Le tableau ci-dessous contient tous les détails de calcul de l'armature transversale :

Tableau V. 5: Armature transversale des poteaux

Poteau	**80*80**	**80*80**	**80*173**	**110*80**	**110*80**
$\emptyset_{lmin}$**(cm)**	3,2	2,5	2,5	3,2	2,5
λ_g	5,196	3,226	5,196	3,779	5,064
V_u **(KN)**	512,99	337,56	401,95	656,26	808,19
$t_{courante}$ **(cm)**	15	15	15	15	15
t_{nodale} **(cm)**	10	10	10	10	10
ρ_a	2,5	3,75	2,5	3,75	2,5
A_t **(cm²)**	4,01	3,96	1,45	7,69	6,31
A_{tmin} **(cm²)**	2,4	5,6	3,6	6,6	3,3
Choix du cadre	6HA12	4HA12	6HA10	8HA12	6HA12

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales $\emptyset_t \geq \emptyset_l/3$.

- 10 mm ≥ 25/3 = 8,3 mm
- 12 mm ≥ 32/3 = 10,7 mm

Donc la condition est vérifiée

- Longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements selon RPA99/V2003.article 7.4.2.1 est de :

$50\emptyset_l$ en zone IIb et III

- $L_r = 50*3,2 = 160$ cm
- $L_r = 50*2,5 = 125$ cm

On adopte une longueur de recouvrement L_r de 160 cm pour les poteaux avec un diamètre de barres d'armature $\emptyset_l$ de 32 mm, et une longueur L_r de 130 cm pour ceux avec un diamètre de barres d'armature $\emptyset_l$ de 25 mm.

V.2.5. Les croquis de ferraillage des poteaux 80*80

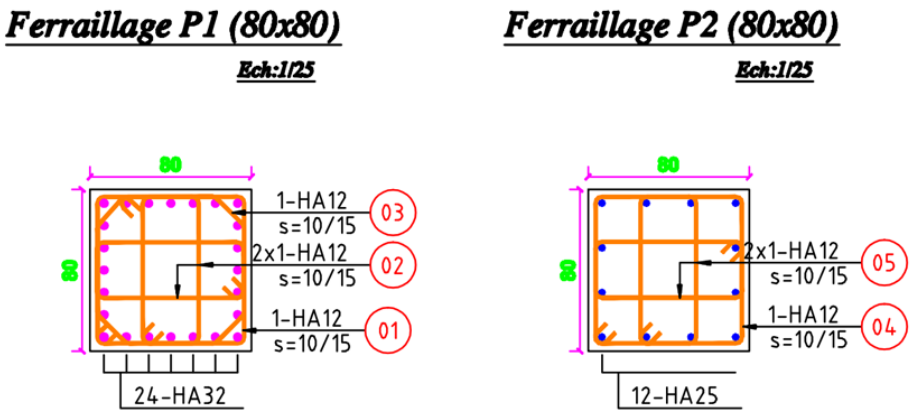


Figure V. 1:ferraillage des poteaux 80*80

V.3. Étude des poutres

Les poutres sont soumises à une flexion simple, sous l'effet d'un d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Ce dernier permet la détermination des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres : les poutres principales et les poutres secondaires. Après la détermination des sollicitations (moment M, effort normal N, effort tranchant T), le calcul de ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/V2003 et celles fournies par le BAEL99 est réalisé.

V.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :

Les sollicitations exercées sur les poutres sont extraites du modèle numérique. On prend en compte ces sollicitations pour les différentes sections des poutres.

Le signe (-) indique le moment sur appui.

Tableau V. 6:Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison des charges	Vu (KN)
55*80	-1188,5	G+Q+Ex	687,7
	867,1	G+Q+Ey	
55*100	-709,6	G+Q+Ex	536,7
	669,6	0.8G+Ex	
60*140	-3561	G+Q+Ex	1261
	2511	ELU	
35*60	-635,3	G+Q+Ex	401,1
	657,5	G+Q+Ex	

V.3.2. Calcul de ferraillage des poutres :

- Calcul manuel de l'armature longitudinale :

On va prendre l'exemple suivant pour le calcul manuel :

Poutre	Sur appui		En travée		V_u (KN)
	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	
60*140	-3561	-2521	2511	1777	1261

Les sollicitations extrêmes de cette poutre sont prises à l'État Limite Ultime (ELU).

Le signe (-) pour le moment fléchissant signifie que la partie supérieure de la section est tendue.

$F_{bu} = (0,85.f_{c28})/(\Theta.\gamma_b) = (0,85*25)/(1*1,5) = 14,17$ MPa.

En travée :

$\mu = \frac{2511*10^{-3}}{0,6*1,37*14,17} = 0,216$

$\rho_m = M_u/M_{ser} = 1,41$ donc $\mu_c = 0,303$ …….. $\mu_c = 0,303 \geq \mu = 0,216$ donc S.S.A.C

$\alpha = 0,308$; $z = 1,2$ m ; $\mu = 0,216 > 0,186$

donc $\varepsilon_s = 3,5*10^{-3}((1/0,308)-1) = 7,9*10^{-3} \geq \varepsilon_{es} = 1,74*10^{-3}$

On prend $\sigma_s = 400/1,15 = 348$MPa

On aura : $A_{sinf} = \frac{2511*10^{-3}*10^4}{1,2*348} = 60,13$ cm^2

Pour A_{ssup} on prend : $A_{ssup} \geq A_s$ (CNF) $= 10,14$ cm^2

En appui :

$\mu = 0,306$; $\rho_m = M_u/M_{ser} = 1,41$ donc $\mu_c = 0,303$

$\mu_c = 0,303 \leq \mu = 0,306$ donc S.A.A.C

$\alpha_c = 0,465$; $z_c = 1,115$ m ; $\varepsilon_s = 3,5*10^{-3}((1/0,465)-1) = 4,03*10^{-3} \geq \varepsilon_{es}$; $\sigma_s = 400/1,15 = 348$MPa

$\varepsilon_s' = 3,33*10^{-3} \geq \varepsilon_{es}$; $\sigma_s' = 348$MPa

$M_c = 3561*0,303/0,306 = 3526,1$ KN.m

$A_s' = 0,74$ cm^2 on adopte $A_s' \geq A_s$ (CNF) $= 10,14$ cm^2

$A_s = 91,6$ cm^2

- Calcul par logiciel SOCOTEC :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour le reste des poutres, effectué par le logiciel SOCOTEC :

Tableau V. 7:Armatures longitudinales des poutres

Poutre	$A_{s;inf}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	$A_{s;sup}$ (cm^2)	Choix barres (sur appui)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)
55*80	32,7	$6HA20_{fil}$+6HA20 renf	46,4	6HA20+6HA25	22	5,31	176
55*100	19,3	4HA16+4HA20	20,5	4HA16+4HA20	27,5	6,64	220
60*140	57,8	6HA32+2HA25	86,1	6HA32+6HA32	42	10,14	336
35*60	37,5	8HA25	35,9	8HA25	10,5	2,54	84

Pour l'armature supérieure en travée, on utilise une section d'armature A_s (CNF) de 10,14 cm² dans tous les cas.

- Armatures transversales :

Exemple de calcul pour la poutre 60*140 :

- Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

$\tau = Vu/bd = 1,35\ MPa \leq \tau_{bu} = 3,33\ MPa$

- Choix de l'armature transversale :

$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_l) = 20\ mm$ on prend $\emptyset_t = 8\ mm$ ……..BAEL91

$A_t = 8HA8 = 4,02\ cm^2$

Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon BAEL91

$S_t \leq \min (S_{t1}=22cm; S_{t2}=40cm; S_{t3}=50,33) = 22\ cm$

Selon RPA99/V2033 art.7.5.2.2.

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\ \emptyset_l) = 24\ cm$ on prend $S_t = 10\ cm$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2 = 70\ cm$ on prend $S_t = 15\ cm$

Vérification des sections d'armatures transversales

$A_{tmin} = 0,003*S_t*b = 2,7\ cm^2$

$A_t = 4,02\ cm^2 \geq A_{tmin} = 2,7\ cm^2$ condition vérifiée

Tableau V. 8:Armatures transversales des poutres

Poutre	V(KN)	τ(MPa)	τ_{bu}(MPa)	$S_{tnodale}$(cm)	$S_{tcourant}$(cm)	A_t(cm²)	A_{tmin}(cm²)
55*80	687,7	1,62	4,34	10	15	4,02/6	2,475
55*100	536,7	1,01	4.34	10	15	3,02/4	2,475
60*140	1261,1	1,35	3,33	10	15	4,02/6	2,7
35*60	401,1	2,01	4.34	10	15	3,02/4	1,575

Le diamètre pris pour l'armature transversale est $Ø_t$ = 10 mm pour toutes les poutres.

- Longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements selon RPA99/V2003.article 7.5.2.1 est de :

$50Ø_l$ en zone IIb et III

- L_r = 50*2 = 100 cm
- L_r = 50*2,5 = 125 cm

V.3.3. Les croquis de ferraillage d'une poutre 55*80

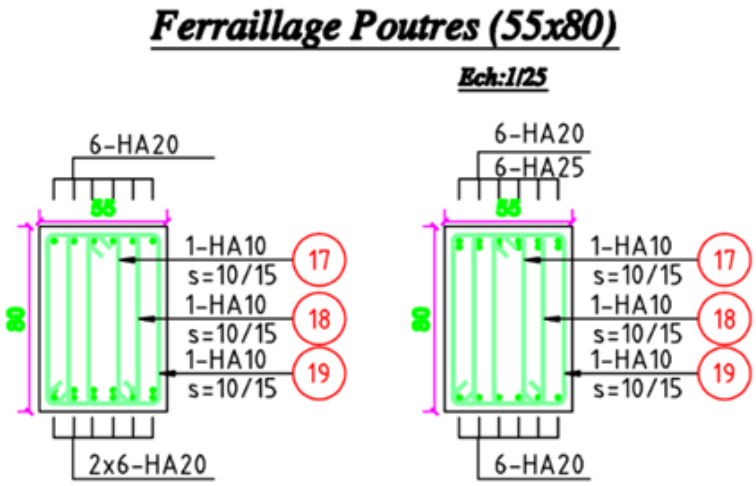


Figure V. 2:Ferraillage d'une poutre 55*80

V.4. Étude des voiles

La structure étudiée est contreventée par un système de voiles porteurs. Conformément aux exigences du RPA99/V2003, article 3.4.A.2, les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales ainsi que la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Cela nécessite un ferraillage garantissant la résistance requise des voiles.

Pour ce calcul, nous utilisons le logiciel SOCOTEC afin de déterminer les armatures horizontales et verticales des différents types de voiles présents dans la structure. Le centre commercial de BAB EZZOUAR comporte une variété de voiles, notamment un bout de voile (voile libre), un noyau central et des voiles avec des ouvertures. Un exemple de chaque type est développé dans le calcul de ferraillage.

V.4.1. Les sollicitations extrêmes sur les voiles

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations maximales agissant sur les voiles dans les directions horizontale et verticale :

Tableau V. 9:Les sollicitations extrêmes sur les voiles

Type de voiles	Epaisseur (cm)	Effort normal vertical (KN/m)		Effort normal horizontal (KN/m)
		La zone tendue	La zone courante	
Bout de voile	20	1400	360	500
Noyau central	30	3600	2600	200
Voile avec ouverture (partie trumeau)	30	2800	2800	400

Conformément au RPA99/V2003 art.7.7.4.1/7.7.4.3, les recommandations suivantes doivent être suivies :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales dans toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les espacements des barres verticales aux extrémités doivent être réduits de moitié et ne pas dépasser 15 cm.

V.4.2. Résultats de ferraillage

Le tableau ci-dessous présente les détails du calcul de ferraillage des voiles selon les différents cas.

Tableau V. 10:Ferraillage des voiles selon les différents cas.

Type de voiles		Bout de voile	Noyau central	Trumeau de voile
Espacement horizontal (cm)	Zone tendue	15	10	10
	Zone courante	30-20	25-30	/
A_s verticale/côté (cm^2)	Zone tendue	17,5/2,25m	45	35
	Zone courante	4,5/2,25m	32,5	35
Choix des barres (Par face)	Zone tendue	15HA14	11HA25	4HA25+16HA20
	Zone courante	15HA14	2HA25+7HA20	/
A_s adoptée (cm^2)	Zone tendue	23,1	54	69,88
	Zone courante	23,1	31,8	/
Espacement vertical (cm)	/	20	20	20
A_s horizontale/côté (cm^2)	/	2,5	6,25	17,5/3,5m
Choix des barres (Par face)	/	30HA14	30HA14	18HA14
A_s adoptée (cm^2)	/	46,2	46,2	27,7
$A_{s\ min}$ (cm^2)	Verticale	27	18,45	9
	Horizontale	17,64	26,46	21
$A_{sv\ min}$ -zone tendue- (cm^2)	/	13,25	6,18	12

V.4.3. Ferraillage d'un voile 410cm*30cm

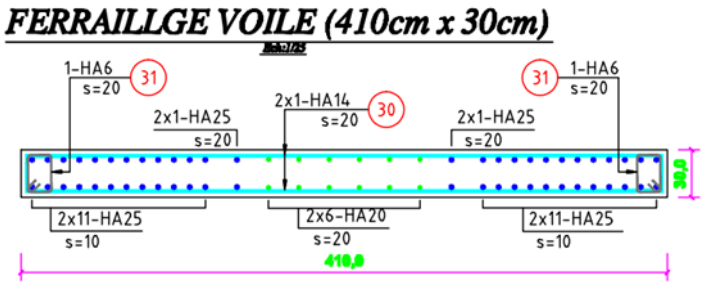


Figure V. 3:Ferraillage d'un voile 410cm*30cm

V.5. Étude des dalles

Les dalles en béton armé sont des éléments structurels plans ce qui signifie que leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs deux autres dimensions. Leur fonction est de transmettre les charges appliquées perpendiculairement à leur plan moyen. Un panneau de dalle peut reposer sur des appuis continus (voiles, poutres, murs) ou ponctuels (poteaux). Une dalle sur appuis continus peut porter dans deux directions ou dans une seule direction (dans ce cas, elle est appelée poutre-dalle).

Une dalle est dite diaphragme lorsqu'elle est conçue pour résister aux forces agissant dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.

Le ferraillage des dalles doit être réalisé conformément aux exigences et recommandations des normes RPA99/2003 et BAEL91, afin de garantir le bon fonctionnement, la résistance et la stabilité des dalles sous les charges appliquées.

Pour ce calcul, nous utilisons le logiciel SOCOTEC afin de déterminer les armatures dans les deux sens X et Y.

V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles

Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales agissant sur une dalle dans les directions horizontales, ainsi que le ferraillage correspondant à ces sollicitations.

$\alpha = L_x / L_y = 4,1 / 7,525 = 0,55$ …….

$0,4 \leq \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

L_x ; L_y : dimensions du panneau avec $L_x < L_y$.

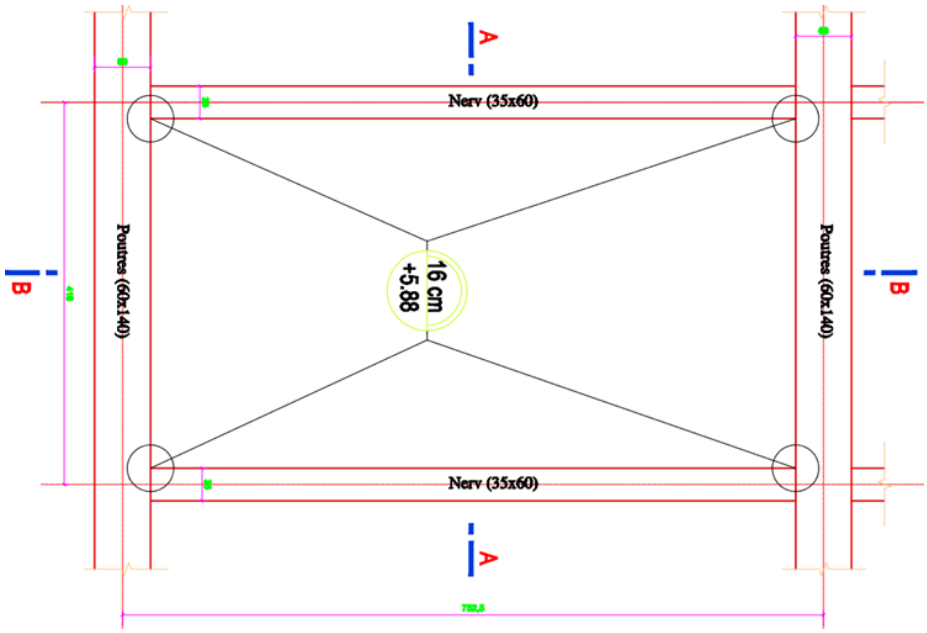


Figure V. 4:dimensions du panneau étudié (4,1*7,525*0.16)

- Sens X :

Tableau V. 11: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-

Position	Moment (KN.m/m)	A_s (cm²/m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm²/m)	A_{smin} (cm²/m)	
					BAEL	CNF
En travée	20,2	4,19	7HA12	7,91	1,57	1,74
Sur appuis	-11,15	2.27	7HA12	7,91	1,57	1,74

- Sens Y :

Tableau V. 12:Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles -sens Y-

Position	Moment (KN.m/m)	A_s (cm²/m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm²/m)	A_{smin} (cm²/m)	
					BAEL	CNF
En travée	18,4	3,8	7HA12	7,91	1,28	1,74
Sur appuis	-28	5,89	7HA12	7,91	1,28	1,74

Sachant que : $A_{ymin} = 8h_0$ et $A_{smin} = A_{ymin} *(3- \alpha) /2$ (h_0 : l'épaisseur de la dalle = 16cm)

$St \leq \min (3h_0; 33) = 33$ cm on prend 20 cm

V.5.2. Ferraillage de la dalle

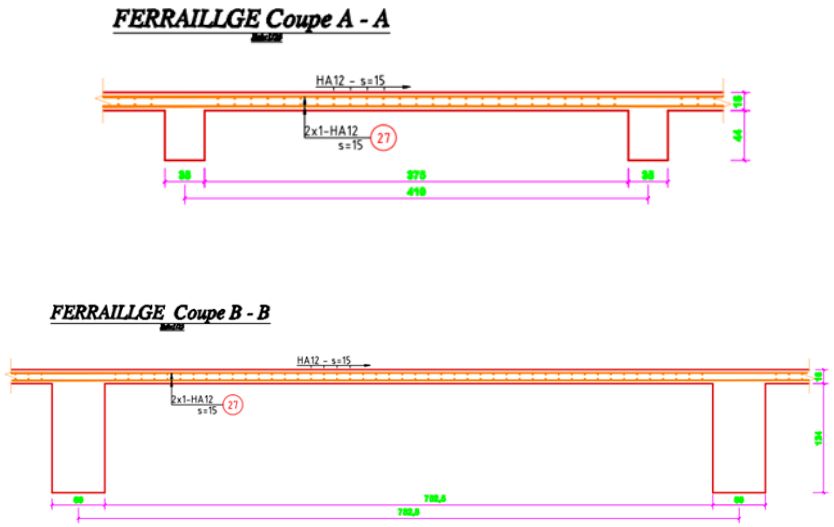


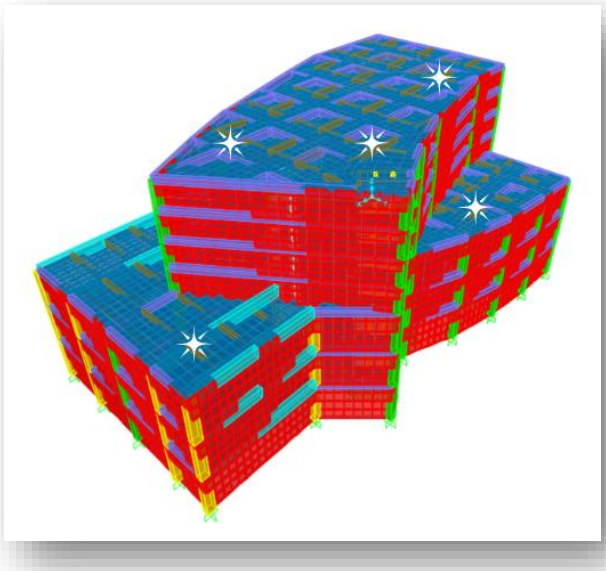
Figure V. 5:Ferraillage de la dalle

V.6. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Le ferraillage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA, qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie et l'exécution sont des facteurs très importants, réalisables en optimisant le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferraillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul, ce qui montre que le RPA privilégie la sécurité avant l'économie.

VI. OPTIMISATON DU NOMBRE ET DES EMPLACEMENTS DES CAPTEURS



VI.1. Introduction

Une des étapes cruciales dans la surveillance vibratoire des structures et dans l'objectif est de détection des dommages, est de proposer la configuration des emplacements des capteurs efficace où le nombre de capteurs nécessaires pour collecter le maximum de la réponse dynamique de la structure, tout en réduisant le nombre de ces derniers Étant donné que la structure présente un nombre de degrés de liberté illimité, et pour des raisons pratiques et économiques, il n'est pas possible de placer une infinité de capteurs.

Ce chapitre concerne donc l'application d'une technique d'optimisation du nombre de capteurs et de leurs emplacements, et propose la meilleure configuration de ces derniers. La solution à ce problème repose sur l'un des outils de l'IA les plus utilisés dans les problèmes d'optimisation, qui est la création d'un algorithme génétique dont la fonction est de proposer différentes variantes de la meilleure configuration des capteurs en se basant sur les paramètres modaux de la structure.

VI.2. Optimisation du nombre et des emplacements des capteurs

VI.2.1. Candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs

Tout point de la structure peut potentiellement servir d'emplacement pour la collecte des données modales de celle-ci. Cependant, comme dit précédemment, il n'est pas intéressant d'avoir un nombre très important de capteurs si le maximum des informations modales peut être obtenues à partir d'un nombre réduit de capteurs. Le poids additionnel sur la structure mais aussi l'aspect économique représentent un motif motivant quant à l'obtention d'une solution optimale. Dans une structure complexe avec un nombre élevé de degrés de liberté, le nombre d'emplacements possibles est également élevé. Pour cette raison, il est nécessaire de partir de l'ensemble des points de la structure et de réduire progressivement le nombre de candidats jusqu'à obtenir la meilleure configuration. Dans le cas de la structure étudiée, ce nombre initial de capteurs est de 13600 capteurs placés au niveau des 13600 points de la structure modélisée, comme indiqué sur la figure suivante :

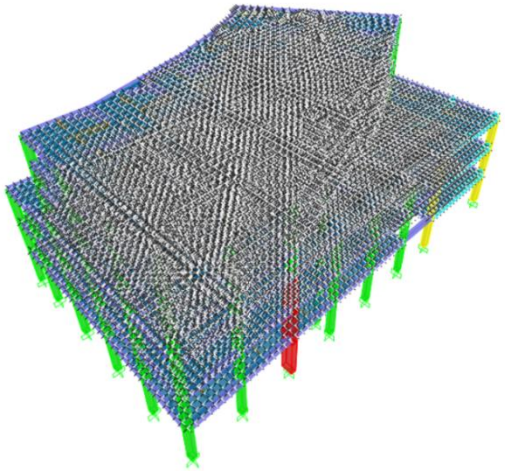


Figure VI. 1 : candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs

Chaque point présente trois degrés de liberté (ce qui correspond à des capteurs à 3DDL). Donc, le nombre total de degrés de liberté est de 40800, ce qui est très grand.

VI.2.2.Réduction du nombre de candidats

L'optimisation des emplacements des capteurs est cruciale car elle a un impact direct sur la qualité des données collectées. Pour les structures simples et régulières, le choix des points de mesure n'est pas difficile. En revanche, pour les structures complexes et irrégulières, il est beaucoup plus compliqué de sélectionner ces points tout en garantissant des données de qualité. Le problème peut être résumé comme suit : « Étant donné un ensemble de n positions candidates, trouver m positions, où m < n, de manière à ce que ces m positions fournissent suffisamment de données pour la validation du modèle », Il convient de souligner que m n'est pas une constante dans de nombreuses situations car m est également un paramètre à optimiser (la plupart du temps doit être minimisé) pour minimiser le coût total des capteurs et de leur installation.

La réduction du nombre et des emplacements des capteurs doit tenir compte de l'exigence que la configuration choisie fournira des données représentative et nécessaires pour le diagnostic de l'état de la structure.

VI.2.3.Première réduction : Application d'un algorithme génétique pour l'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs

Un algorithme génétique a été développé en utilisant le langage de programmation Pyhton. ''objectif principal de l'AG est de fournir le nombre et l'emplacement des capteurs pour lequel aucune perte d'informations n'est observée. Cet algorithme se base sur le MAC (Modal Assurance Criterion), pour évaluer la corrélation entre deux ensembles de vecteurs modaux. Ce critère MAC est exploité pour optimiser le nombre de capteurs et proposer la configuration la plus efficace pour la réalisation des essais de vibrations ambiantes. Il est calculé selon la formule suivante :

$$MAC = \frac{\left(\emptyset_i^T \, \emptyset_j \right)^2}{(\emptyset_i^T \emptyset_i)(\emptyset_j^T \emptyset_j)}$$

La matrice MAC est utilisée pour comparer les modes propres (vecteurs modaux) de deux ensembles différents. Chaque élément MACij de la matrice représente la corrélation entre le mode i de l'ensemble A et le mode j de l'ensemble B. Les valeurs des éléments de la matrice MAC varient entre 0 et 1, où 0 indique peu ou pas de corrélation entre les vecteurs modaux et 1 indique un degré élevé de similitude entre les vecteurs modaux. En d'autres termes, il n'est pas nécessaire de placer deux capteurs lorsque les réponses modales collectées présentent une corrélation élevée. Un seul capteur suffira. Et c'est sur ce même principe que l'AG opère.

VI.2.3.1. Étapes de l'Algorithme d'Optimisation des Capteurs

Initialisation des Paramètres :

- Input : Ensemble initial de tous les points du modèle de la structure.
- Output : Ensemble réduit de points candidats optimaux pour l'emplacement des capteurs.

Préparation des Données :

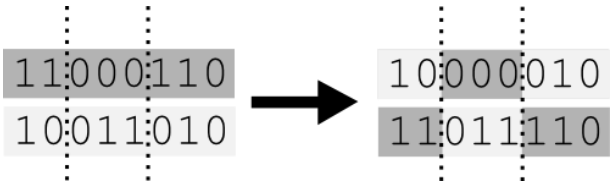
- Modéliser la structure en utilisant des éléments finis pour obtenir les modes propres (vecteurs modaux).

Algorithme Génétique :

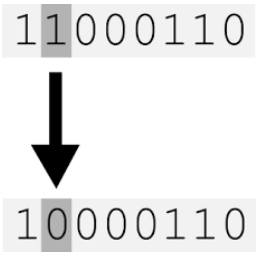
- Population Initiale : Générer une population initiale de configurations de capteurs en sélectionnant aléatoirement un sous-ensemble des points initiaux.
- Évaluation : Pour chaque configuration de capteurs de la population, calculer le MAC entre les modes propres numériques obtenus à partir de cette configuration et les modes de référence.
- Sélection : Sélectionner les configurations de capteurs avec les meilleurs scores de MAC (ceux qui maximisent la corrélation avec les modes de référence).

Opérateurs Génétiques :

- Croisement : Combiner deux configurations de capteurs (parents) pour produire de nouvelles configurations (enfants) en mélangeant les emplacements des capteurs.



- Mutation : Introduire des modifications aléatoires dans certaines configurations de capteurs pour explorer de nouvelles solutions (par exemple, en changeant l'emplacement d'un capteur).



- Évaluation des Enfants : Calculer le MAC pour chaque nouvelle configuration générée par croisement et mutation.



Voici des exemples illustrant chacun des opérateurs génétiques dans le contexte de l'optimisation des emplacements des capteurs :

Croisement

Supposons que nous ayons deux configurations de capteurs parentales suivantes :

Parent 1 : Capteurs aux points A, B, C, D.

Parent 2 : Capteurs aux points E, F, G, H.

Croisement 1

Nous pouvons utiliser un point de croisement aléatoire (par exemple, entre les points C et F) pour créer deux enfants :

Enfant 1 : A, B, C, H

Enfant 2 : E, F, G, D

Croisement 2

Un autre point de croisement aléatoire (par exemple, entre les points B et G) pour créer deux autres enfants :

Enfant 3 : A, B, G, H

Enfant 4 : E, F, C, D

Mutation

Supposons que nous ayons une configuration de capteurs parentale suivante :

Parent : Capteurs aux points A, B, C, D.

Mutation 1

Introduire une mutation en changeant aléatoirement un emplacement de capteur (par exemple, de B à E) pour créer un enfant :

Enfant : Capteurs aux points A, E, C, D.

Mutation 2

Une autre mutation où un autre emplacement est modifié aléatoirement (par exemple, de D à F) :

Enfant : Capteurs aux points A, B, C, F.

Itérations :

- Répéter les étapes de sélection, croisement et mutation sur plusieurs générations pour améliorer progressivement la qualité des configurations de capteurs.
- Conserver les meilleures configurations de chaque génération pour s'assurer que les solutions optimales sont retenues.

Convergence :

- Continuer les itérations jusqu'à ce que les améliorations des scores de MAC deviennent négligeables ou jusqu'à ce qu'un nombre prédéfini de générations soit atteint.

La meilleure configuration des capteurs est atteinte lorsque l'amélioration des valeurs MAC devient négligeable, c'est-à-dire lorsque la fonction de fitness converge.

VI.2.3.2. La fonction de fitness (fitness function) :

La fonction de fitness utilise la matrice MAC (Modal Assurance Criterion) pour évaluer la qualité d'une configuration de capteurs en termes de similitude entre les modes de configuration et les modes de référence. Elle est définie comme la racine carrée de la somme des carrés des éléments non diagonaux de la matrice MAC :

$$\sqrt{\sum MAC_{ij}^2} \quad \text{Avec i}\neq\text{j}$$

- Les éléments diagonaux MACii de la matrice MAC représentent l'autocorrélation, qui est toujours égale à 1 et n'est pas utile pour évaluer la similitude entre différents modes. Les éléments non diagonaux MACij avec $i\neq j$ représentent la corrélation entre différents modes et sont utilisés pour évaluer les similitudes non parfaites entre les modes.
- La fonction de fitness doit être minimisée. Une valeur plus faible de la fonction objective indique que la configuration des capteurs donne des mesures modales qui sont très similaires aux modes de référence.
- Plus la fonction de fitness d'un individu (configuration des capteurs) est faible, plus la configuration est considérée de bonne qualité
- En minimisant cette fonction, les capteurs sont placés aux emplacements optimaux pour capturer les données modales les plus représentatives et pertinentes

Exemple

Voici un exemple simplifié dans le but d'expliquer le mode opératoire de l'algorithme génétique tout en évaluant la fonction objective.

Hypothèses

- Nombre total de points candidats (n) : 6
- Nombre de capteurs (m) : 3

- Nombre de modes : 2

Configuration initiale

Deux configurations initiales de capteurs sont considérées :

- Configuration 1 : Points [1, 3, 5]
- Configuration 2 : Points [2, 4, 6]

Vecteurs modaux (simplifiés pour l'exemple)

Vecteurs modaux pour ces points :

- Modes de référence ($Ø_{ref}$) :
    - Mode 1 : [0.5, 0.3, 0.2, 0.6, 0.1, 0.4]
    - Mode 2 : [0.4, 0.5, 0.3, 0.1, 0.6, 0.2]

Calcul de la matrice MAC

Configuration 1 : Points [1, 3, 5]

Extraction des vecteurs modaux pour les points sélectionnés :

- Mode 1 : [0.5, 0.2, 0.1]
- Mode 2 : [0.4, 0.3, 0.6]

Calcul de la matrice MAC :

$$MAC = \frac{\left(\emptyset_i^T \emptyset_j \right)^2}{(\emptyset_i^T \emptyset_i)(\emptyset_j^T \emptyset_j)}$$

$$MAC = \begin{bmatrix} 1 & MAC_{12} \\ MAC_{21} & 1 \end{bmatrix}$$

Supposons que les calculs donnent :

$$MAC = \begin{bmatrix} 1 & 0.8 \\ 0.8 & 1 \end{bmatrix}$$

Calcul de la fonction de fitness :

$$\text{Fitness} = \sqrt{(0.8)^2 + (0.8)^2} = \sqrt{1.28} \approx 1.13$$

Configuration 2 : Points [2, 4, 6]

Extraction des vecteurs modaux pour les points sélectionnés :

- Mode 1 : [0.3, 0.6, 0.4]

- Mode 2 : [0.5, 0.1, 0.2]

Calcul de la matrice MAC :

Supposons que les calculs donnent :

$$MAC = \begin{bmatrix} 1 & 0.5 \\ 0.5 & 1 \end{bmatrix}$$

Calcul de la fonction de fitness :

$$\text{Fitness} \approx 0.71$$

Opérateurs Génétiques

Croisement

Combinaison de deux configurations pour produire une nouvelle configuration.

- Par exemple, croisement de Configuration 1 [1, 3, 5] et Configuration 2 [2, 4, 6] :
  - Nouvelle configuration possible : [1, 4, 5]

Mutation

Modification aléatoire d'une configuration pour explorer de nouvelles solutions.

- Par exemple, mutation de Configuration 1 [1, 3, 5] en changeant le point 3 avec 2 :
  - Nouvelle configuration possible : [1, 2, 5]

Itérations

L'algorithme continue ces opérations de croisement et de mutation sur plusieurs générations. À chaque génération, les configurations sont évaluées et sélectionnées en fonction de leur fitness.

Convergence

La convergence est atteinte lorsque l'amélioration de la fonction de fitness devient négligeable. Par exemple, après plusieurs générations :

- Configuration finale : [1, 2, 5]
- Nouvelle matrice MAC :

$$MAC = \begin{bmatrix} 1 & 0.3 \\ 0.3 & 1 \end{bmatrix}$$

- Fonction de fitness: $\text{fitness} \approx 0.42$

À ce stade, si les améliorations de la fonction de fitness deviennent très faibles ou stables sur plusieurs générations, on peut considérer que l'algorithme a convergé et que la meilleure configuration des capteurs a été atteinte.

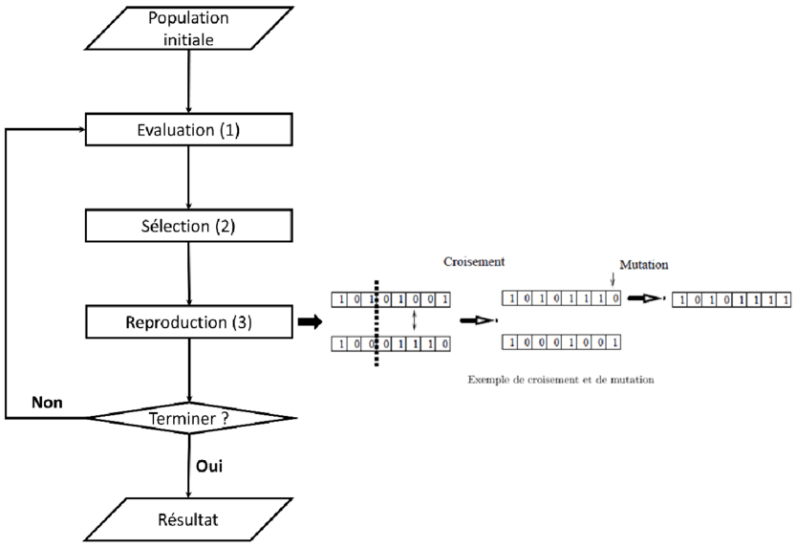


Figure VI. 2:Schéma du processus d'optimisation des emplacements et du nombre de capteurs

VI.2.4.Application et resultats obtenus

Pour lancer l'algorithme génétique d'optimisation de la configuration, une taille pour la population initiale peut être imposée, permettant de déterminer le nombre de capteurs et leurs emplacements.

```
n_generations = 100
FEM_path = 'ccl_model.sdb'
original_group_name = 'POSSIBLE SENSORS'
group_name = 'SENSORS'
population_size = 100
n_modes = 12 # Make sure that it's the same as the SAP2000 model
dof = 3 # either 6 of 3. In case it's 3 it takes only U1, U2, U3
```

Figure VI. 3:introduction des données d'optimisation

Voici les données utilisées :

- Taille de la population initiale : 100 points
- Nombre de modes de référence : 12 (la participation massique est atteinte)
- Nombre de degrés de liberté : 3DDL (selon le type de capteur : X, Y, Z)

Deux optimisations ont été réalisées avec deux nombres différentes de générations : 100 et 150. Voici les résultats obtenus.

a) b)

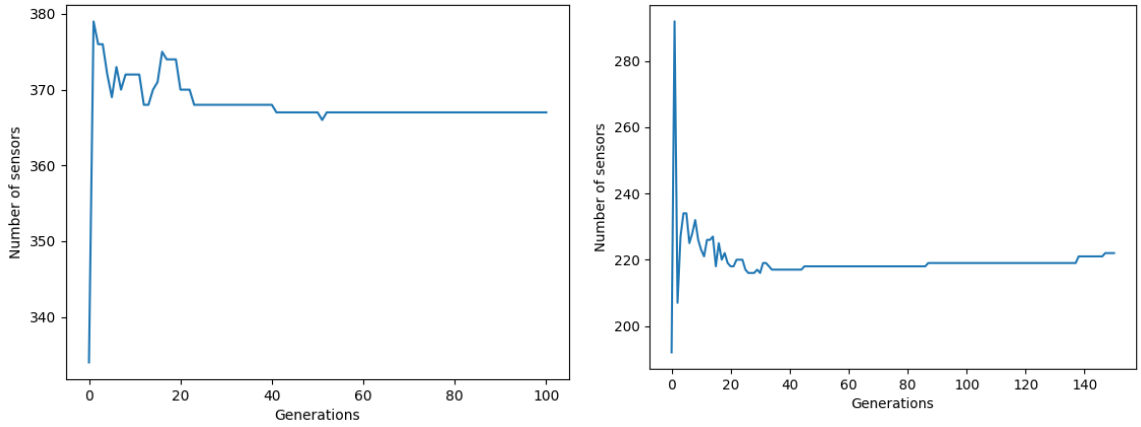


Figure VI. 4: Nombre optimal de capteurs a (100 générations), b (150 générations)

a) b)

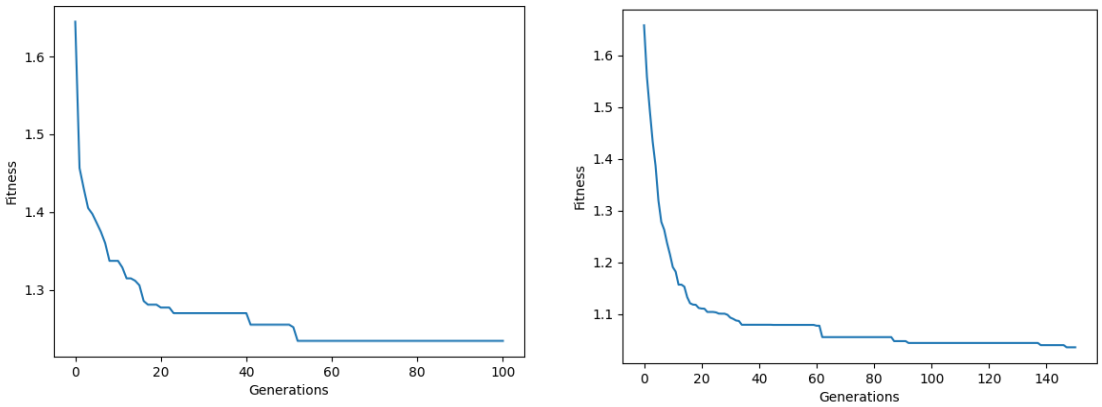


Figure VI. 5: Evolution de la fonction de fitness a (100 générations), b (150 générations)

VI.2.4.1. Nombre optimal de capteurs

- Cas 1 : 100 générations
  - Le nombre optimal de capteurs a évolué jusqu'à se stabiliser autour de 40 générations, atteignant ainsi 367 capteurs pour une configuration optimale.
- Cas 2 : 150 générations
  - Le nombre optimal de capteurs a continué d'évoluer jusqu'à se stabiliser autour de 45 générations, atteignant cette fois-ci 223 capteurs pour une configuration optimale.

VI.2.4.2. Qualité de la population

La qualité de la population, représentée par la fonction objective (fitness function), évolue très rapidement au début avant de ralentir et de se stabiliser.

- Cas 1 : 100 générations
    - La fonction objective converge au bout de 50 générations, confirmant ainsi la bonne qualité de cette configuration.
- Cas 2 : 150 générations
    - La fonction objective converge au bout de 80 générations, confirmant également la bonne qualité de cette configuration.

VI.3. Emplacements proposés

Voici les emplacements des capteurs tels que déterminés par l'algorithme génétique :

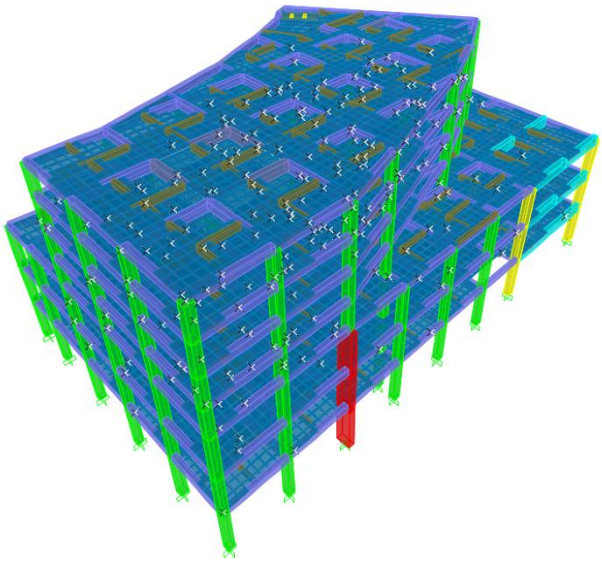


Figure VI. 6:les emplacements des capteurs proposés par l'algorithme génétique

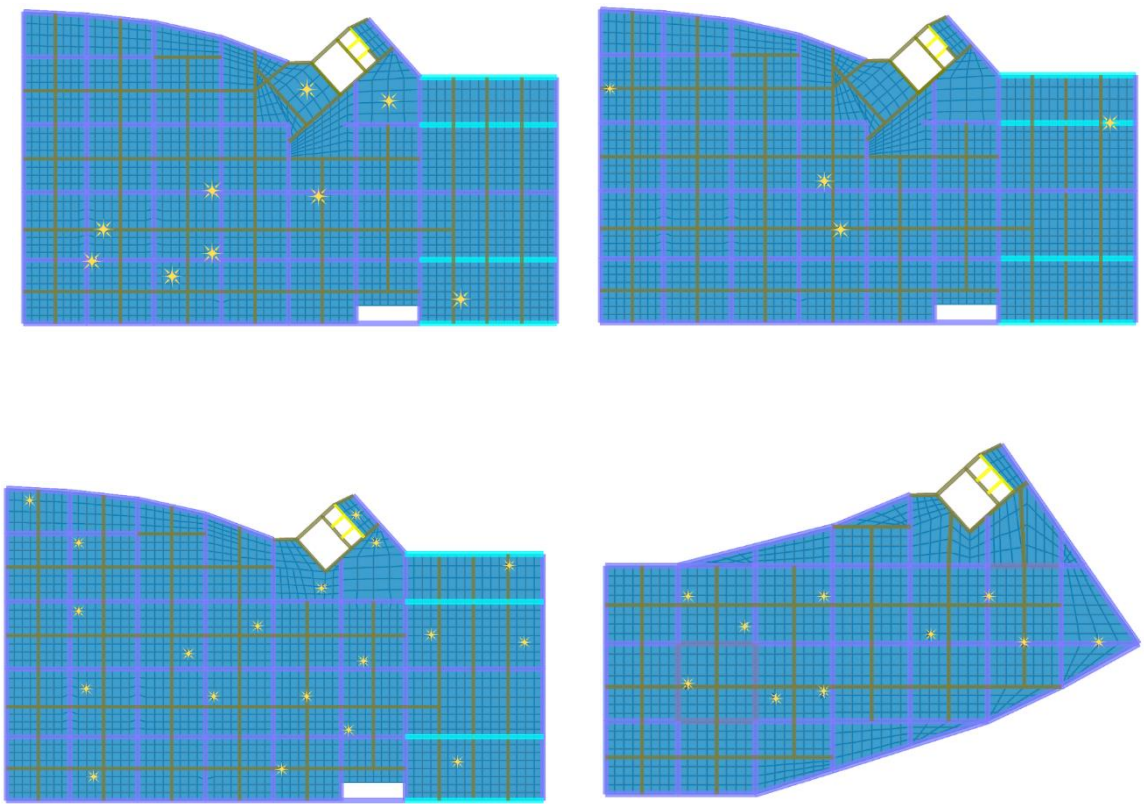
VI.4. Emplacement final des capteurs :

VI.4.1. Deuxième réduction : choix des points accessibles selon le type des capteurs (Lennartz Electronic 3D Lite)

L'algorithme génétique propose des emplacements de capteurs sans tenir compte des spécificités des points et de leurs positions. Cependant, plusieurs points suggérés ne sont pas accessibles. De plus, le temps et le nombre de capteurs disponibles influencent fortement le nombre de capteurs choisis, rendant 223 capteurs un nombre trop élevé. Pour ces raisons, le nombre de capteurs a été réduit à 65, positionnés de manière à ce que les informations collectées soient utiles.

Le choix des 65 points a été effectué en tenant compte des points stratégiques de la structure, proches des jonctions (au sommet des poteaux), car ce sont généralement les zones les plus endommagées. Les capteurs peuvent également être placés près des zones tendues sur les dalles ou les poutres, où il y a une forte probabilité de fissuration, il est nécessaire que les positions choisies soient suffisamment éloignées afin de garder le critère d'optimisation.

Les figures suivantes montrent les différents emplacements des capteurs, qui seront utilisés pour la prochaine étape de détection des endommagements.



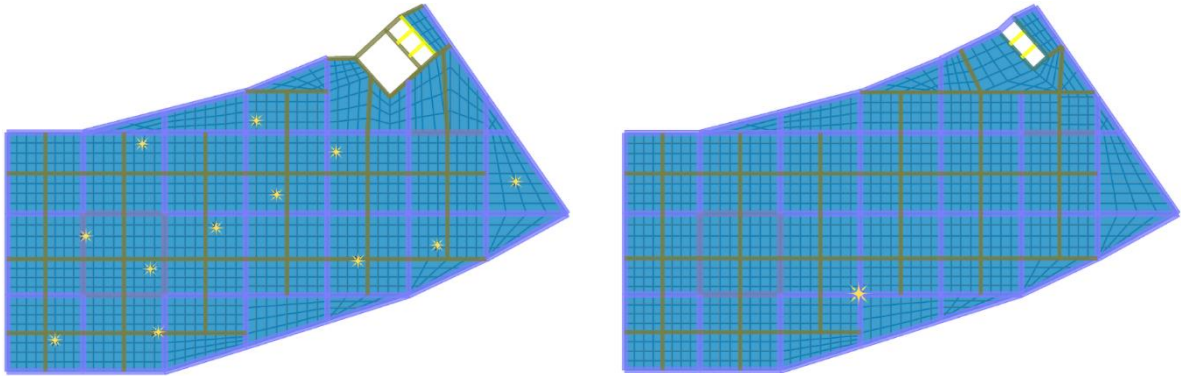
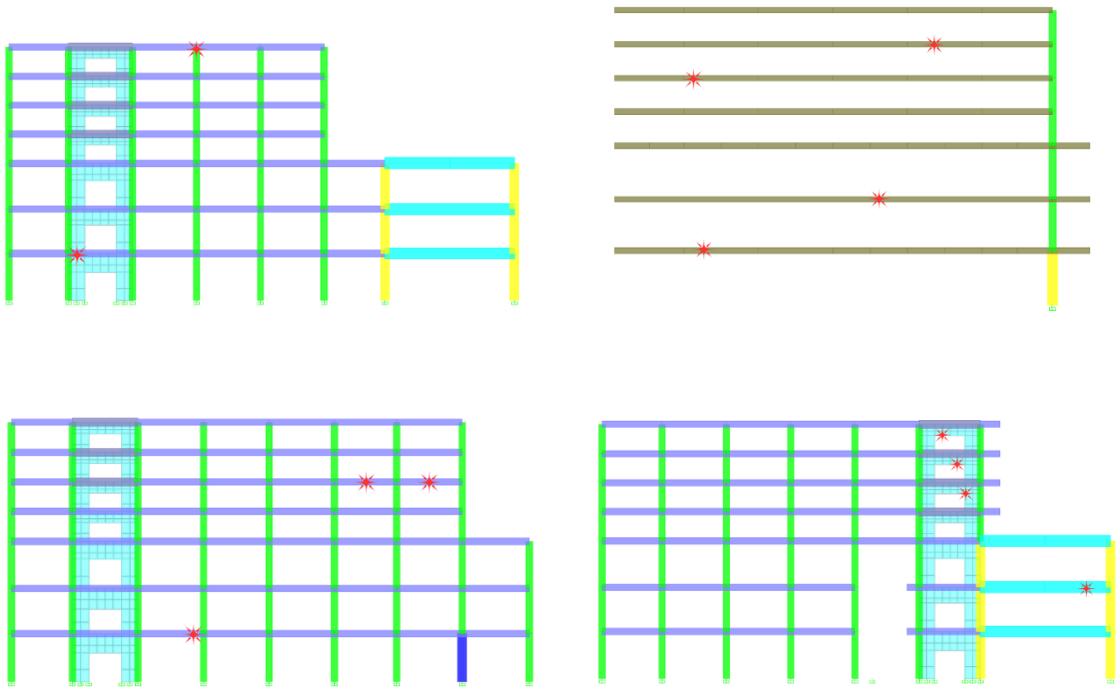


Figure VI. 7:Emplacements des capteurs -vues en plan-



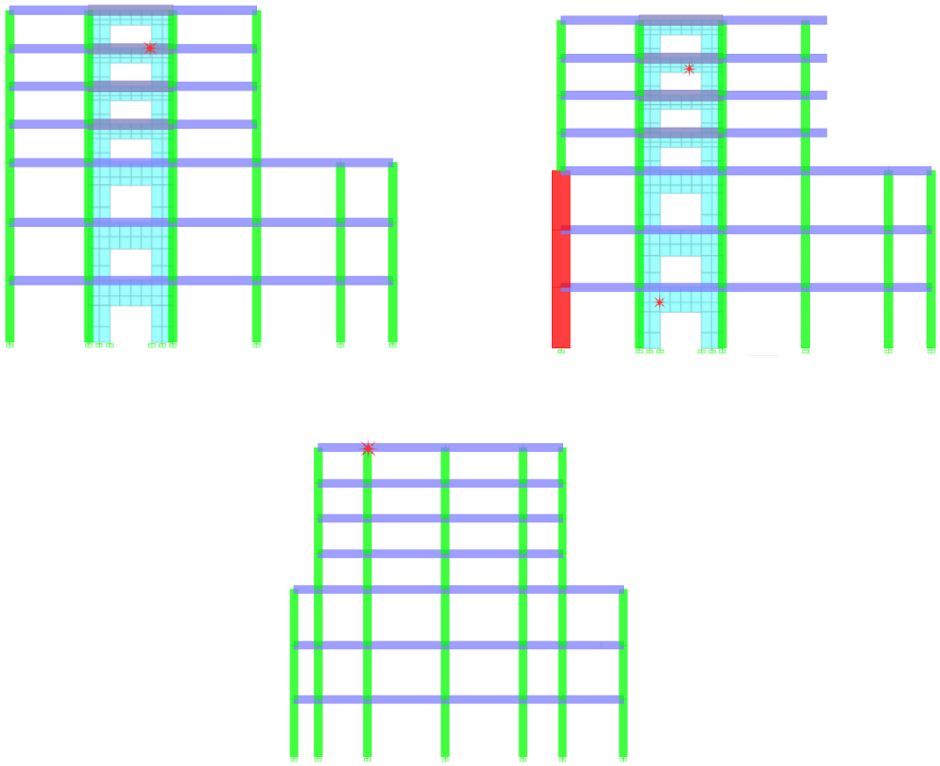


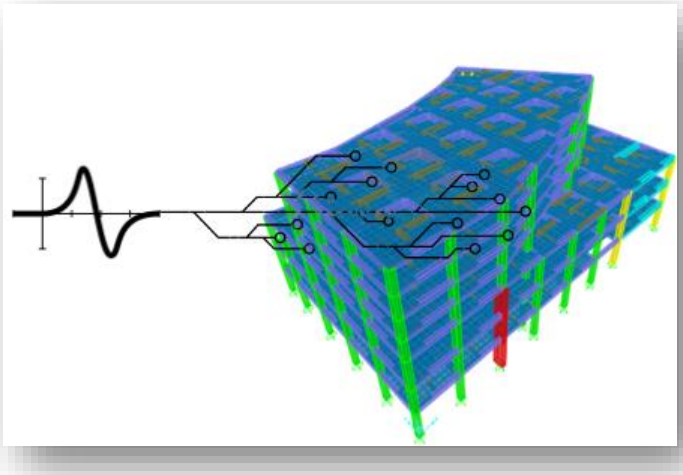
Figure VI. 8:Emplacements des capteurs -vues de plans XY/XZ-

VI.5. Conclusion

L'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs pour la surveillance structurelle du centre commercial de BAB EZZOUAR constitue une étape cruciale dans le processus global de surveillance vibratoire de la structure. Grâce à un algorithme génétique basé sur un indicateur de corrélation entre les formes modales de la structure, une configuration fiable et optimale des capteurs a été proposée. La qualité de cette optimisation est confirmée par la convergence de la fonction objective, garantissant ainsi l'efficacité du processus.

Le choix final des emplacements des capteurs prend en compte plusieurs facteurs essentiels : l'accessibilité des zones, les contraintes économiques, le type de capteur et les considérations temporelles. Cette approche permet de s'assurer que les données collectées seront pertinentes et utiles pour la validation du modèle numérique de la structure. En conséquence, cette validation renforce la fiabilité du modèle pour la prochaine étape cruciale, qui est la détection des endommagements.

VII. IDENTIFICATION DES DOMMAGES PAR LA METHODE DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS



VII.1. Introduction

La surveillance de la santé des structures, également connue sous le nom de Structural Health Monitoring (SHM), est une procédure de plus en plus utilisée pour détecter les endommagements pouvant affecter différents éléments et différentes zones d'une structure. Ces endommagements peuvent entraîner des pertes de matériaux et une diminution des performances des éléments concernés. Comme expliqué dans de nombreux ouvrages, la présence d'endommagement provoque une diminution de la rigidité de la structure (une augmentation de sa flexibilité) et de son amortissement, détectable dans la réponse modale de cette dernière.

Utilisant le changement de ces informations entre un état sain et un état endommagé, plusieurs méthodes non destructives ont été proposées pour identifier et localiser ces endommagements.

Ce chapitre se concentre sur l'application d'une méthode basée sur l'intelligence artificielle afin de détecter des dommages probables dans la structure étudiée, qui est le centre commercial de BAB EZZOUAR. La procédure de détection se déroule en deux étapes : d'abord, une simulation des dommages dans la structure, induite par une réduction de la rigidité des éléments structuraux. La base de données constituée de réponses modales à chaque réduction de rigidité est utilisée comme input au réseau de neurones artificiel (RNA). Une fois entraîné, la performance du réseau représente sa capacité à prédire, localiser et évaluer la sévérité des endommagements.

VII.2. Simulation des endommagements dans la structure

VII.2.1. Type d'endommagements

La détection des dommages peut concerner tout type d'endommagement, tant que ce dernier est simulé dans la structure. Plusieurs simulateurs de dommages existent dans la littérature, parmi lesquels celui utilisé dans cette étude : la réduction de rigidité. Cette étude se concentre spécifiquement sur les endommagements plastiques et les pertes de matériau.

- **Perte de matériau** : Cela désigne les endommagements qui diminuent la rigidité du matériau dans une zone quelconque de la structure, généralement les zones les plus sollicitées.
- **Endommagement plastique** : un endommagement qui affecte les éléments pendant leur fonctionnement, c'est-à-dire lorsqu'ils subissent des charges dépassant la résistance du matériau dans la zone concernée.

Ces endommagements entraînent une diminution de la rigidité du matériau, c'est-à-dire une réduction de son module d'élasticité.

VII.2.2. Choix des zones d'endommagement

Dans une structure, les zones les plus susceptibles d'être endommagées sont généralement :

- Les poteaux : Notamment en tête et au niveau des rotules, ces zones sont soumises à des moments de flexion et à des forces axiales élevées.

- Les voiles : Ces éléments sont souvent soumis à des forces latérales importantes, ce qui peut entraîner des fissures et des endommagements dans la structure.
- Les zones de connexion : Les jonctions entre différents éléments structurels, comme les nœuds, sont des points critiques susceptibles de subir des dommages.
- Les zones de transition : Les endroits où la section de la structure change, tels que les ouvertures pour les portes et les fenêtres, peuvent également être des points de faiblesse.

Le choix des zones pour la simulation des dommages concerne ces différentes parties de la structure. Une analyse sous différents cas de chargement a été réalisée, ciblant les zones les plus sollicitées comme zones potentiellement endommageables, les partageant en éléments porteurs (poteaux et voiles) et joints poteau-poutre.



Figure VII. 1:les zones les plus susceptibles d'endommagement

VII.2.3. Méthodologie

Pour simplifier l'étude de cas, l'accent est mis uniquement sur la détection des dommages potentiels dans les parties les plus vulnérables et les plus sollicitées par de fortes contraintes. Pour créer la base de données nécessaire à la représentation d'un état d'endommagement, une réduction de la rigidité, variant de 1 % à 90 % avec un pas de 5 % pour chaque zone de dommages, a été adoptée. Cette réduction de la rigidité est introduite dans le modèle numérique en diminuant le module d'Young initial E_0 suivant l'équation suivante :

$E_d = E_0 * d$

E_d= module d'Young du matériau endommagé,

E_0= module d'Young du matériau non-endommagé,

D = pourcentage d'endommagement

La base de données servira à l'apprentissage du réseau de neurones, en prenant en compte différentes baisses de rigidité pour chaque zone endommagée, ce qui permettra de simuler et de prédire l'état de la structure sous diverses conditions de dégradation.

La création de la base de données est faite à l'aide d'un algorithme génétique qui sert à appliquer la réduction de la rigidité sur les zones désignées est collecter le comportement de la structure, d'autre terme il simule un endommagement par diminution du module de plasticité et récolter les fréquences et les formes modales de la structure dans cet état, pour chaque sévérité d'endommagement (réduction de E par 5%), les propriétés modales varient. Basé sur cette

variation des informations modales, un indicateur de dommage est calculé, qui est la matrice de flexibilité.

L'algorithme par la suite génère un ensemble de données en simulant des dommages pour tous les cas de figure.

Les étapes de la création de la base de données peuvent être résumées comme suivant :

- Création d'une population aléatoire de sévérités de dommages : de la même méthode citée ci-dessus les rigidités des différentes zones sont réduites autrement dit plusieurs scénarios de dommages sont générés, Pour chaque scénario, des sévérités de dommages aléatoires sont assignées aux zones choisies.
- Le modèle est résolu pour chaque scénario.
- Collecte de Données : Pour chaque scénario de dommage, la fonction enregistre des données spécifiques telles que les déplacements et les forces appliquées.
- Ensemble de Données Complet : Toutes les données collectées pour chaque scénario de dommage sont rassemblées pour former un ensemble de données complet.
- Les fréquences modales et les formes modales sont comparées à celles du modèle non endommagé.
- Les résultats (différences) sont sauvegardés pour entraîner le réseau de neurones.

Chaque étape du code contribue à créer un ensemble de données complet qui capture l'impact de différents scénarios de dommages sur la structure. Cela fournit une base solide pour l'entraînement d'un modèle de détection de dommages. La base de données générée contient des points de données représentant la flexibilité de la structure pour divers scénarios de dommages.

Une fois cette base de données générée, elle est introduite au réseau de neurones artificiels (RNA) comme vecteur d'entrée. Pour entraîner le RNA, 70% de la base de données est utilisée pour l'apprentissage, tandis que les 30% restants sont répartis équitablement entre les ensembles de test et de validation.

VII.2.4. L'utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage

La matrice de flexibilité est une représentation de la réponse d'une structure sous différentes charges. Elle permet de relier les déplacements résultants aux forces appliquées. Voici comment cette matrice est généralement créée et son importance dans l'analyse des dommages structurels.

VII.2.4.1. Définition

La matrice de flexibilité, souvent notée F, est définie par la relation suivante :

$$\{u\}=[F]\{F\}$$

- $\{u\}$est le vecteur des déplacements,
- $[F]$ est la matrice de flexibilité,
- $\{F\}$est le vecteur des forces appliquées.

VII.2.4.2. Construction de la Matrice de Flexibilité

La matrice de flexibilité est construite en utilisant les formes modales et les valeurs propres inverses. Mathématiquement, c'est représenté comme suit :

$$[F]=[\phi][\Lambda][\phi]^T$$

- $[\phi]$ est la matrice des formes modales,
- $[\Lambda]$ est une matrice diagonale avec les valeurs λ_i le long de la diagonale,
- $[\phi]^T$ est la transposée de la matrice des formes modales.
- $\lambda_i = 1/\omega_i^2$, $\omega_i = 2\pi f$

L'utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage est basée sur le fait que l'endommagement altère la rigidité de la structure, qui à son tour affecte les caractéristiques modales de la structure. La matrice de flexibilité, qui est l'inverse de la matrice de rigidité, peut être obtenue à partir des propriétés modales expérimentales de la structure, et donc détecter tout changement de ces propriétés par rapport à un état de référence de la structure.

La stratégie de l'utilisation de la matrice de flexibilité est schématisée comme suit :

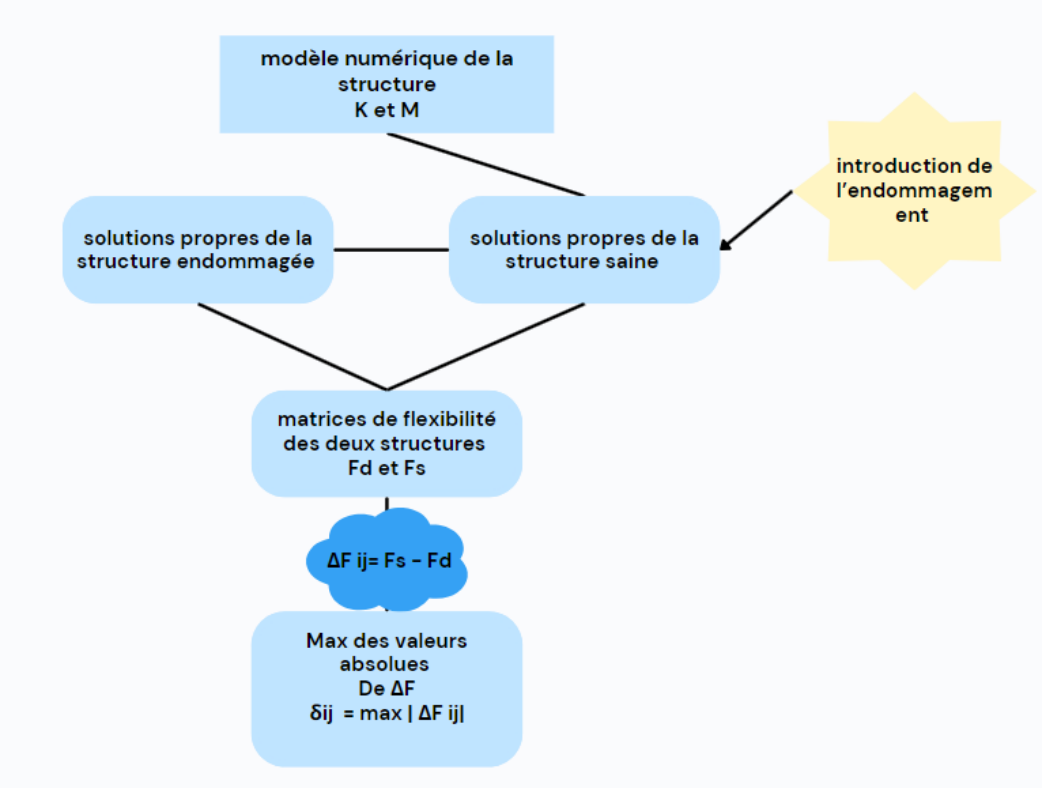


Figure VII. 2: La stratégie de l'utilisation de la matrice de flexibilité

VII.3. Construction du RNA : architecture

Un RNA est un ensemble d'unités de traitement hautement connectées, appelées neurones. Ces neurones sont reliés par des canaux de communication unidirectionnels. En d'autres termes, un réseau neuronal est composé d'un grand nombre d'éléments de traitement, désignés sous le nom liaisons directes, et chacune de ces liaisons possède un poids associé. Ces poids de pondération représentent l'information et sont utilisés par le réseau pour modéliser des relations.

L'idée fondamentale est de former la machine à prédire l'endommagement à partir des mesures des paramètres mécaniques en les associant aux données d'endommagement correspondantes. Les réseaux de neurones sont ensuite capables de s'autoorganiser et d'apprendre à partir de ces données. Il est possible d'intégrer des données provenant d'un modèle numérique représentatif de la structure réelle.

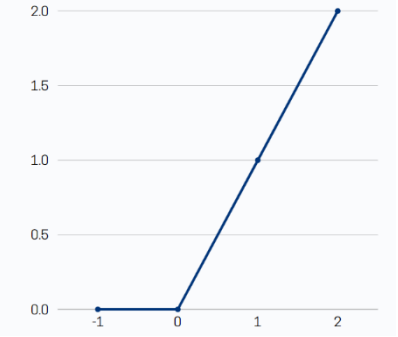
La création d'un réseau neuronal dépend de la précision souhaitée. Pour ce cas, la structure choisie pour le réseau de neurones est la suivante :

- **Couche d'entrée (input layer)** : Cette couche a n dimensions, où chaque dimension représente une caractéristique (les valeurs de la matrice de flexibilité).
- **Quatre couches cachées (hidden layers)** :
  - **Première couche cachée** : Une couche dense (fully connected) avec 500 neurones. Elle apprend des représentations complexes des données d'entrée.
  - **Deuxième couche cachée** : Une autre couche dense avec 400 neurones, qui affine les représentations apprises par la première couche.
  - **Troisième couche cachée** : Une couche dense avec 300 neurones, continuant à affiner les représentations.
  - **Quatrième couche cachée** : Une couche dense avec 100 neurones, finalisant les transformations non-linéaires des données avant de les passer aux couches de sortie.
- **Première couche de sortie (Output Layer for Classification)** : Une couche dense avec 12 neurones, utilisée pour classer les dommages en 12 zones distinctes.
- **Deuxième couche de sortie (Output Layer for Regression)** : Une couche dense avec un seul neurone, qui prédit une valeur continue représentant la sévérité des dommages.

Fonction d'activation : permet de calculer sa sortie en fonction de ses entrés au niveau de chaque couche.

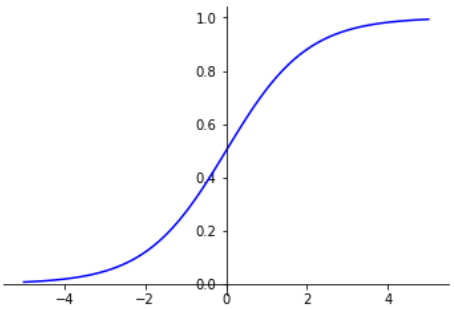
- **Couches cachées** : Utilisent la fonction d'activation ReLU (Rectified Linear Unit) pour capturer les non-linéarités dans les données.

$$f(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ x & x \geq 0 \end{cases}$$



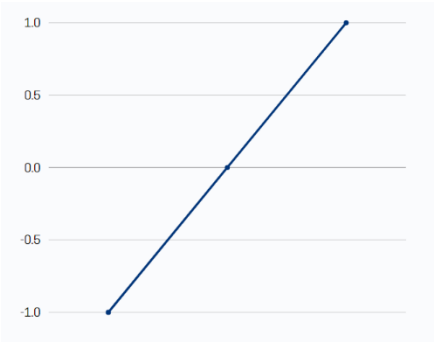
- **Première couche de sortie (classification)** : Utilise la fonction d'activation Softmax, qui transforme les valeurs de sortie en probabilités.

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{x}}$$



- **Deuxième couche de sortie (régression)** : Utilise une fonction d'activation linéaire, adaptée à la régression.

$$f(x) = x$$



Le schéma d'architecture du réseau de neurones :

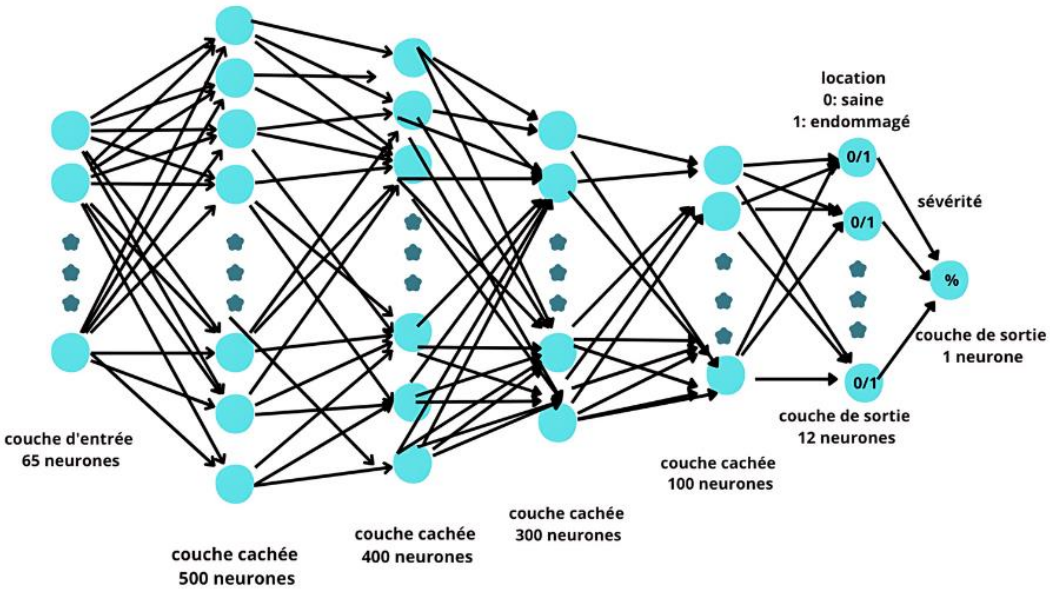


Figure VII. 3:Architecture du réseau de neurones

Il est à noter que l'architecture du RNA est conçue par tâtonnement, en changeant les paramètres du réseau, c'est-à-dire, nombre de couches cachées, nombres de neurones dans chaque couche, etc. Une fois la performance du RNA fixée est atteinte, l'architecture est retenue. Cette méthode s'appelle la méthode « trial and error ».

VII.3.1. Apprentissage du réseau de neurones

La subdivision de la base de données est illustrée par le schéma suivant :

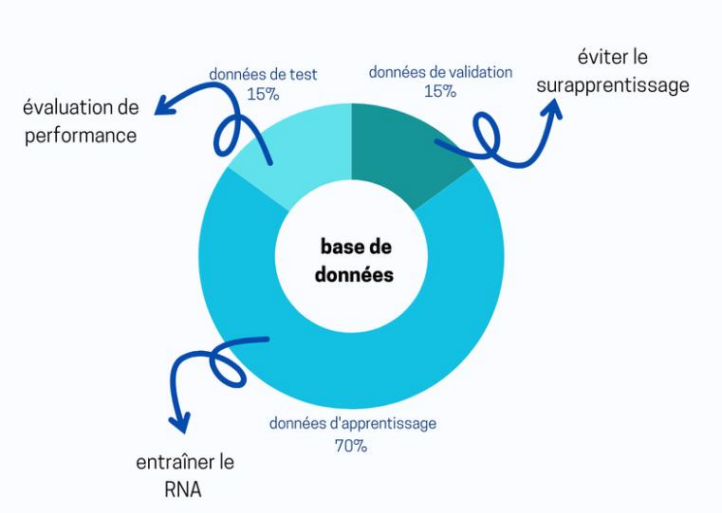


Figure VII. 4:La subdivision de la base de données

La base de données est généralement divisée en trois ensembles distincts : apprentissage, validation et test.

L'apprentissage est une phase du développement d'un réseau de neurones durant laquelle le comportement du réseau est modifié jusqu'à ce que le comportement désiré soit obtenu.

Voici une explication de l'importance de chacun de ces ensembles et comment ils sont utilisés :

- **Ensemble d'apprentissage (70%)**

  - **Objectif :** L'ensemble d'apprentissage est utilisé pour entraîner le réseau de neurones. C'est avec ces données que le modèle apprend les relations et les schémas présents dans les données.
  - **Importance :** Le réseau ajuste ses poids et ses biais en fonction des erreurs commises sur cet ensemble. Plus l'ensemble d'apprentissage est large, mieux le modèle peut apprendre et généraliser.
  - **Pourcentage :** 70% des données sont utilisées pour l'apprentissage afin de fournir suffisamment d'exemples pour que le modèle puisse apprendre efficacement.

  Une fois que le modèle de réseau a été formé, la validation du réseau sur le modèle de test doit être validée.

- **Ensemble de validation (15%)**

  - **Objectif :** L'ensemble de validation est utilisé pour évaluer le modèle pendant l'apprentissage. Il permet de vérifier que le modèle ne surapprend pas (overfitting) et qu'il généralise bien aux données qu'il n'a pas vues pendant l'apprentissage.
  - **Importance :** Cet ensemble aide à ajuster les hyperparamètres du modèle, comme le taux d'apprentissage, la structure du réseau, etc. Il permet également de

déterminer le point où l'apprentissage doit être arrêté (early stopping) pour éviter le surapprentissage.

- **Pourcentage :** 15% des données sont allouées à la validation pour fournir un échantillon représentatif des données non vues pendant l'apprentissage.

- **Ensemble de test (15%)**

  - **Objectif :** L'ensemble de test est utilisé pour évaluer la performance finale du modèle après l'entraînement. Il donne une estimation de la capacité du modèle à généraliser sur des données complètement nouvelles et non vues.
  - **Importance :** Cet ensemble permet de mesurer de manière objective la performance du modèle et de s'assurer qu'il fonctionne bien en pratique. Il est crucial pour évaluer la robustesse et la précision du modèle.
  - **Pourcentage :** 15% des données sont réservées au test pour garantir une évaluation fiable et représentative de la performance du modèle sur des données nouvelles.

VII.4. Résultats et interprétations

- L'évolution de la précision sur les données d'apprentissage et de validation en fonction des itérations

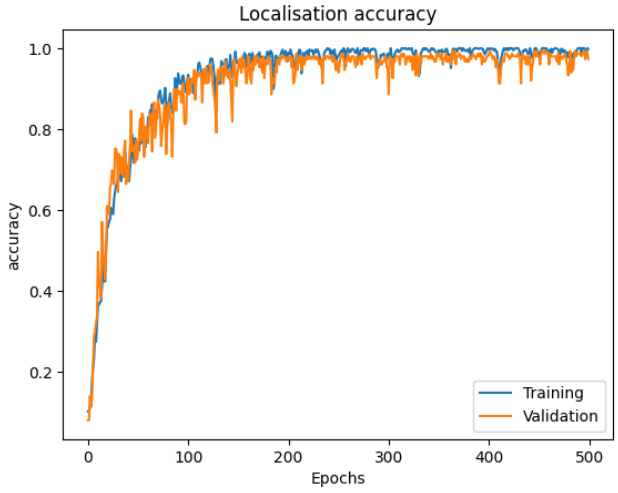


Figure VII. 5:L'évolution de la précision sur les données d'apprentissage et de validation

Les résultats montrent que l'apprentissage initial progresse rapidement.

À partir d'environ 200 itérations, on observe une stabilisation de la précision sur les données d'apprentissage, indiquant que le modèle a atteint un niveau où il n'améliore plus significativement ses performances sur ces données spécifiques. Cela suggère que le modèle a appris de manière adéquate les caractéristiques des données d'apprentissage.

L'apprentissage s'arrête après 500 itérations, ce qui est cohérent avec le fait que la précision d'apprentissage de la localisation atteint 95%. Cela signifie que le modèle a réussi à apprendre les caractéristiques des données d'apprentissage avec une précision élevée.

En ce qui concerne les données de validation, l'exactitude de prédiction de la localisation atteint également 95%, ce qui indique que le modèle généralise bien aux données qu'il n'a pas vu pendant l'apprentissage. Cette généralisation réussie est un indicateur important de la capacité du modèle à s'adapter à de nouvelles données et à faire des prédictions précises dans des situations réelles.

- L'évolution de la précision sur l'évaluation de la sévérité des dommages

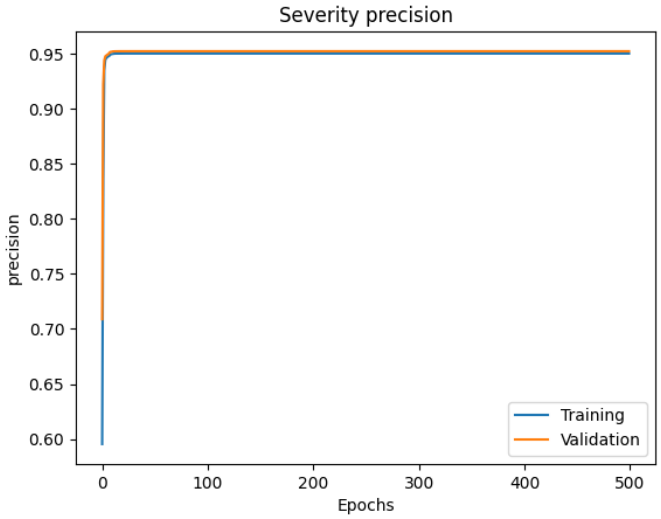


Figure VII. 6:L'évolution de la précision sur l'évaluation de la sévérité des dommages

Le réseau neuronal a appris de manière adéquate les caractéristiques des données d'apprentissage, avec une précision de sévérité de 95%.

L'exactitude de prédiction de la sévérité atteint également 95% pour les données de validation, ce qui indique que le modèle généralise bien aux données qu'il n'a pas vu pendant l'apprentissage.

VII.5. Conclusion

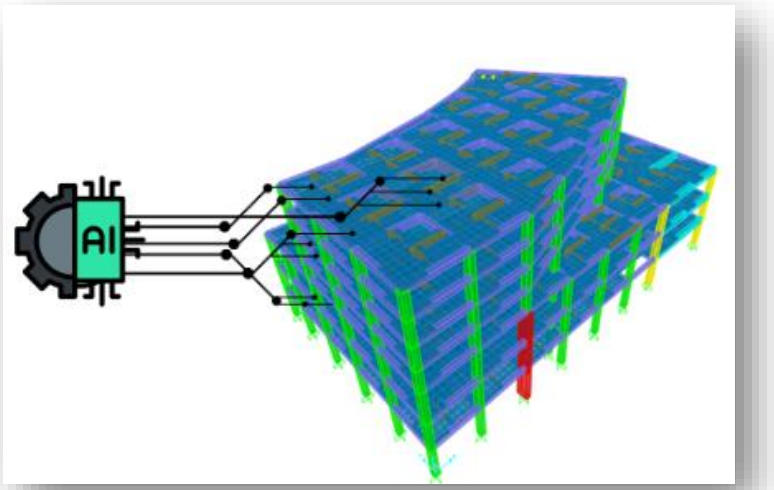
Pour prédire les dommages potentiels dans la structure, un réseau de neurones artificiels (RNA) a été conçu en utilisant comme input un indicateur de dommage, à savoir la matrice de variation de la flexibilité. Les réseaux de neurones sont particulièrement utiles pour extraire des informations spécifiques à partir d'une base de données sur laquelle ils sont entraînés.

Le RNA reçoit en input les variations de flexibilité de 65 points sur la structure. En output, il produit un vecteur de douze composantes, indiquant la localisation et l'ampleur du dommage. L'apprentissage du réseau s'appuie sur une base de données composée des résultats d'analyses de modèles numériques de la structure saine et endommagée. Au total, 216 scénarios de dommages ont été simulés dans 12 zones.

L'apprentissage du réseau, initialement très rapide, s'est stabilisé après environ 200 itérations, atteignant une précision de 95% pour la localisation des dommages. La phase de test a confirmé cette performance, avec une précision de 94% pour la localisation des dommages.

En nous basant sur des travaux publiés dans la littérature, cette méthode, et son architecture typologique, nous a permis de démontrer l'apport significatif des techniques d'intelligence artificielle pour résoudre des problèmes pratiques dans le domaine du génie civil.

CONCLUSION GÉNÉRALE



Conclusion Générale

La surveillance de l'état de santé des structures est devenue un enjeu très important et très utilisé dernièrement. Elle permet de détecter les premiers signes des moindres détériorations structurelles, et donc d'agir à temps pour apporter les réparations et renforcements nécessaire ce qui aide à préserver les structures et à prolonger leur durée de vie. Cette préservation proactive des structures est cruciale pour garantir leur sécurité et leur fonctionnalité à long terme. En surveillant les structures, spécialement les structures stratégiques ou à grande importance, on rentabilise largement le coût des capteurs placés en évitant d'importants dégâts qui pourraient coûter beaucoup plus chers.

L'objectif principal du travail présenté dans ce projet de fin d'étude était de l'application d'une méthode hybride pour détecter, localiser et estimer le degré de l'endommagement dans la structure étudiée qui est le centre commercial et de loisir de BAB EZZOUAR.

Ce travail a débuté par une étude bibliographique portant d'abord sur les bâtiments en général, leur comportement durant un séisme et les différentes méthodes de calcul de structures, puis sur la surveillance de l'état de santé des structures, mettant en lumière l'optimisation des capteurs en termes de nombre et de localisation, ainsi que les différentes méthodes de détection des dommages structurels.

Le centre commercial de BAB EZZOUAR, avec son architecture complexe et unique, a nécessité une étude approfondie. Pour cela, une modélisation numérique de la structure a été réalisée. Afin de s'assurer que ce modèle reflète fidèlement l'état réel de la structure, il a été validé expérimentalement grâce à des essais in-situ de vibrations ambiantes. Ces tests ont permis de confirmer la précision du modèle numérique, garantissant ainsi une simulation fiable et précise de la structure.

L'étude dynamique de la structure a été réalisée conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 v2003, afin de mener toutes les vérifications nécessaires pour garantir une construction capable de résister aux charges appliquées. Cette analyse dynamique a été complétée par une étude détaillée des éléments structuraux.

Les essais de vibrations ambiantes ont été réalisés à l'aide de capteurs collectant les propriétés modales de la structure en état naturel. Le nombre et les emplacements de ces capteurs ont été optimisés à l'aide d'un algorithme génétique, dont la fonction objective est basée sur le critère d'identification (MAC). Cette configuration efficace a permis de valider le modèle numérique, garantissant ainsi une configuration correcte des capteurs et sa performance pour la procédure de détection des dommages.

La méthode d'identification des dommages, basée sur la variation de flexibilité, a été choisie comme indicateur de dommage pour constituer une base de données des scénarios d'endommagement potentiels de notre structure. Cette base de données a été utilisée pour entraîner un réseau de neurones conçu pour prédire la localisation et la sévérité des dommages. Le réseau a montré une bonne performance, avec une précision de localisation de 95%.

Perspectives

Une future application de la surveillance intégrée des structures stratégiques peut être incorporée dans l'engineering en Algérie. Porté par le développement de traitements de données avancés, de concepts d'évaluation et de nouvelles technologies de capteurs, le nombre de

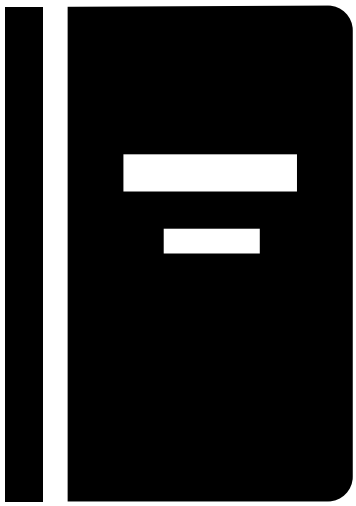
chercheurs dans ce domaine croît encore rapidement dont l'intérêt pour les avantages potentiels de la SHM est également important.

Incorporer des outils d'intelligence artificiels s'est avéré indispensable, spécialement ces dernières années. L'algorithme d'optimisation du nombre et de l'emplacement des capteurs a fait ses preuves sur plusieurs structures, notamment la structure étudiée dans ce projet de fin d'études. Cela dit, en prenant en compte davantage de critères et de paramètres et en utilisant d'autres fonctions objectives des algorithmes génétiques, il est possible d'optimiser encore mieux le placement des capteurs.

Les résultats obtenus dans le dernier chapitre démontrent l'efficacité des méthodes de détection des dommages basées sur l'utilisation des réseaux de neurones artificiels. Il est crucial de mentionner que la qualité de la base de données et la pertinence de l'apprentissage du réseau neuronal sont importants pour avoir de bons résultats. Ici aussi, il est possible de modifier l'architecture du RNA, en termes de nombres de couches cachées, et de neurones dans chaque couche cachée et étudier la variation de sa performance quant à la prédiction de l'endroit et du degré de l'endommagement. Plus encore, obtenir une base de données encore plus grande peut s'avérer plus favorable à l'amélioration de la performance du RNA.

Le critère choisi pour simuler le dommage, qui est utilisé dans la plupart des travaux trouvés dans la littérature, est la diminution de la rigidité de la structure. Néanmoins, il existe d'autres manières de simuler un dommage, ce qui peut être exploité ultérieurement.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES



[1] Teng S., Chen G., Gong P., Liu G., Cui F. (2019). Structural damage detection using convolutional neural networks combining strain energy and dynamic response. *Meccanica*, 55(2), 945–959

[2] Sensor placement optimization applied to laminated composite plates under vibration Gomes et al; Structural and Multidisciplinary Optimization2024

[3] Monitoring de l'état structural des ponts par l'analyse vibratoire : application sur un pont existant Réalisé par : M. Khaled HAMZAOUI M. Riad Mahmoud ZYAT

[4] Worden et Farrar "An Introduction to Structural Health Monitoring",

[5] Simulation numérique d'une surveillance vibratoire sur le barrage de Béni-Haroun. Sabri ATTAL, Chafik Mohamed GHARBI

[6] Balageas D., Fritzen C. P., Gumes A., Structural health monitoring, ISTE, London, UK, 2006.

[7] Bellino A., Marchesiello S., Garibaldi L., Experimental dynamic analysis of nonlinear beams under moving loads Shock and vibration, 19, pp. 969-978, 2012.

[8] Abraham O., Zhang Y., Chapeleau X., Durand O., Tournat V., Monitoring of a large cracked concrete sample with non-Linear mixing of ultrasonic coda waves, 7 th European Workshop on Structural Health Monitoring, 2014.

[9] Abraham O., Popovics S., Cottineau L.-M., Durand O., Laser ultrasonics for civil engineering: some applications in development for concrete nondestructive testing, Journal of Physics Conference Series, 278(1), 2014.

[10] Broda D., Staszewski W.J., Martowicz A., Uhl T., Silbershmidt V.V, Modelling of nonlinear crack-wave interactions for damage detection based on ultrasound, Journal of Sound and Vibration, 333(4), pp. 1097-1118, 2014

[11] Doebling W. , Farrar C. R. , Prime M.B. A Summary Review of Vibration-Based Damage Identification Methods, The Shock and Vibration Digest, 30, pp. 91-105, 1998.

[12] Spositoa G., C. Warda, Cawleya P., Nagya P.B., Scrubya C., A review of non-destructive techniques for the detection of creep damage in power plant steels, NDT & E International, 43(7), pp. 555-567, 2010.

[13] Sinou J.-J., A review of damage detection and health monitoring of mechanical systems from changes in the measurement of linear and non-linear vibrations, Mechanical Vibrations: Measurement, Effects and Control, pp.643-702, 2009.

[14] Valentin D., Bunsell A.R., A study of damage accumulation in carbon fibre reinforced epoxy resin structures during mechanical loading monitored By Acoustic Emission, Journal of Plastics and Composites, Vol.1, pp.314-334, 1982.

[15] Biswas M., Pandey A.K., Samman M.M., Diagnostic experimental analysis of a highway bridge, International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, 5(1), pp.33-42, 1989.

[16] Pandey A.K., Biswas M., Samman M.M., Damage detection from changes in curvature mode shapes, Journal of Sound and Vibration, 145(2), pp. 321-332. 1991.

[17] Zhang Z., Aktan, A., The damage indices for constructed facilities, IMAC 13, 1, pp. 1520-1529, 1995

[18] Rytter A., Vibration based inspection of civil engineering structures, Thèse, Université d'Aalborg, Denmark, 1993.

[19] D'Ambrogio W., Sestieri A. Models for accounting /eliminating rotational dofs in distributed structural modification, IMAC 17, pp. 220-226, 1999.

[20] Chen Y., Swamidas A.S.J., Dynamic characteristics and modal parameters of a plate with a small growing surface crack, IMAC 12, pp. 1769-1777, 1994

[21] Cornwell P., Doebling S.W., Farrar C.R., Application of the strain energy damage detection method to plate-like structures, Journal of Sound and Vibration, 224 (2), pp. 359-374, 1999.

[22] Milisen X., Lenarts V., Comparaison de différentes méthodes de détection de défauts dans les roulements, Revue Scientifique des ISILF n◦20, 2006.

[23] Mugabo, Ignace et al. "Ambient vibration measurement data of a four-story mass timber building". Frontiers in Built Environment 5 (2019)].

[24] Effective use of ambient vibration measurement for modal updating Smail Kechidi, Nouredine Bourahla

[25].fr.linkedin.com:https://fr.linkedin.com/posts/anas-bentounsi-2000_leffet-p-delta-%C3%A9galement-appel%C3%A9-effet-de-activity-7042586296472469504-aSHI

Règlements et cours :

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Cours de béton armé / calcul d'ouvrage

Anciens projets de fin d'étude :

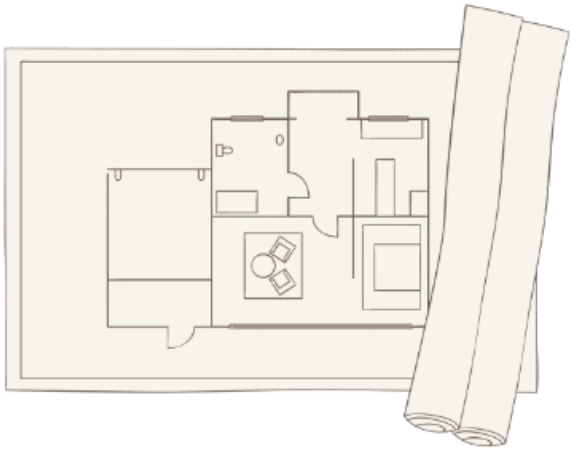
- KAHLOUCHE FARAH, BOUMAZOUZA ASMA, Etude du centre commercial et de loisir de BAB EZZOUAR.
- M. Mohamed Said LAGHOUB Melle. Hanifa KRIDI, Méthode hybride de détection et localisation des dommages : Application à un pont existant.
- M. Khaled HAMZAOUI M. Riad Mahmoud ZYAT, Monitoring de l'état structural des ponts par l'analyse vibratoire : application sur un pont existant.
- LARBI Selma Hanane, CALCUL D'UNE TOUR EN BETON ARME R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS AUX PINS MARITIMES A ALGER
- BOUMAZA FEDOUA, influence de la régularité en plan et en élévation sur le comportement non linéaire des structure en béton armé.

ANNEXES



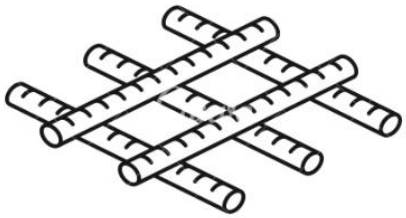
ANNEXE A

PLANS DE STRUCTURE



ANNEXE B

CROQUIS DE FERRAILLAGE

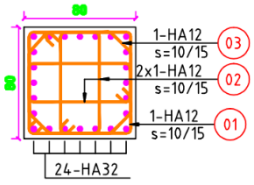


Annexe B : les croquis de ferraillage :

- Les poteaux :

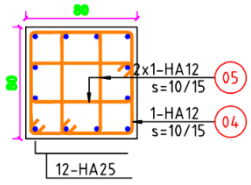
Ferraillage P1 (80x80)

Ech:1/25



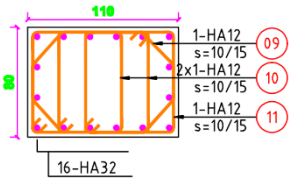
Ferraillage P2 (80x80)

Ech:1/25



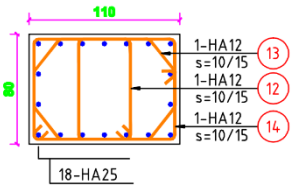
Ferraillage P4 (110x80)

Ech:1/25



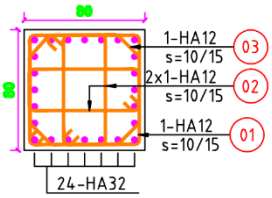
Ferraillage P5 (110x80)

Ech:1/25



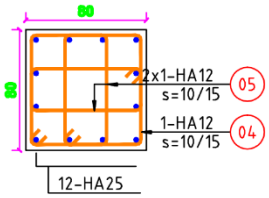
Ferraillage P1 (80x80)

Ech:1/25



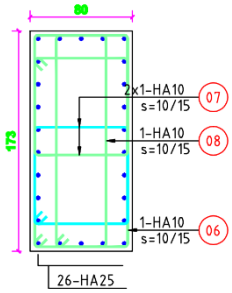
Ferraillage P2 (80x80)

Ech:1/25



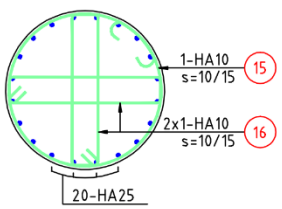
Ferraillage P3 (80x173)

Ech:1/25

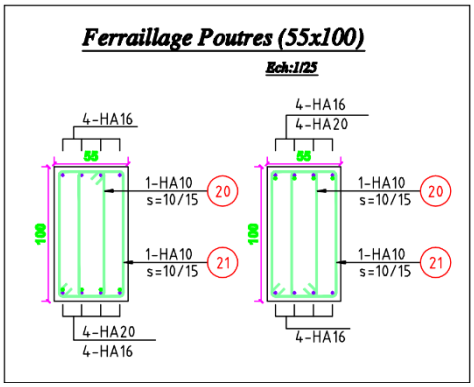


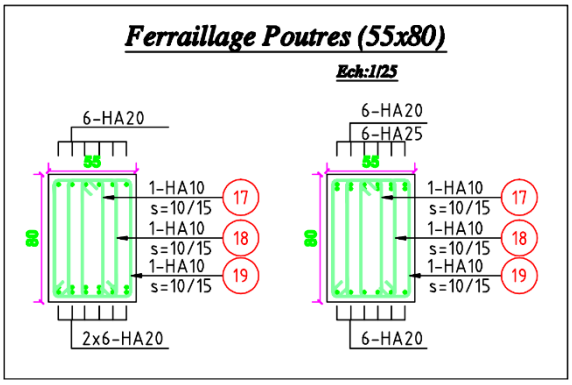
Ferraillage P6 Ø115

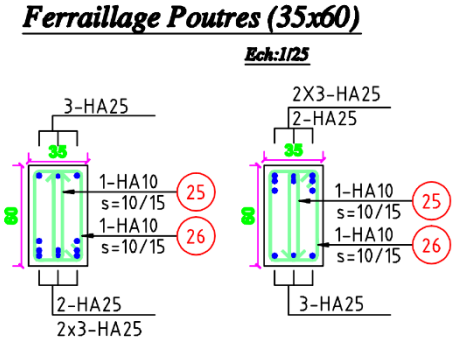
Ech:1/25

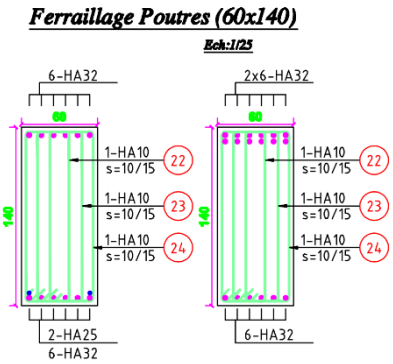


- Les poutres :

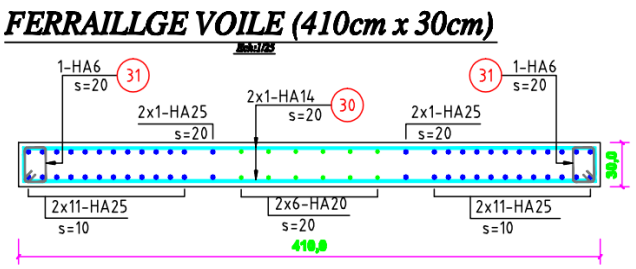


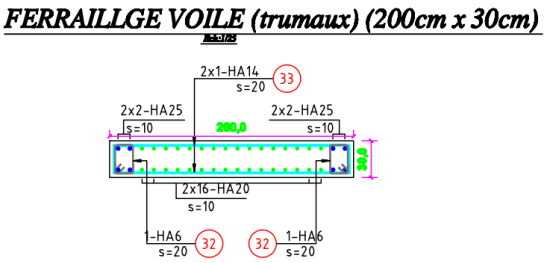


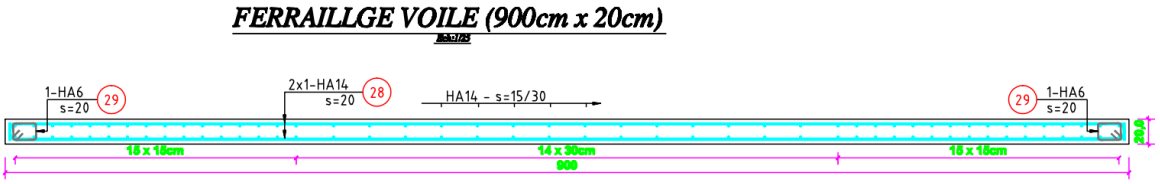




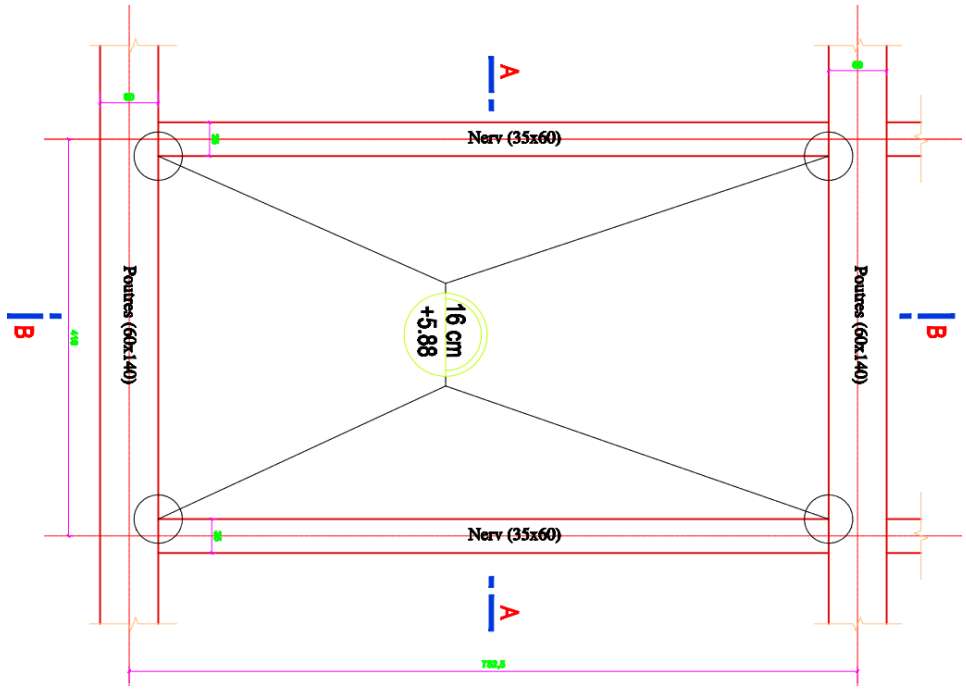
- Les voiles :

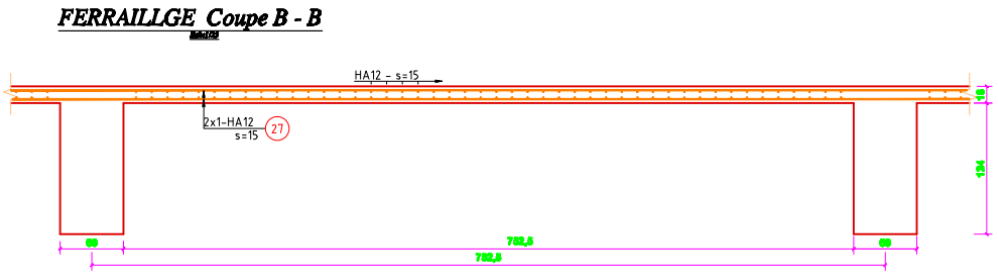


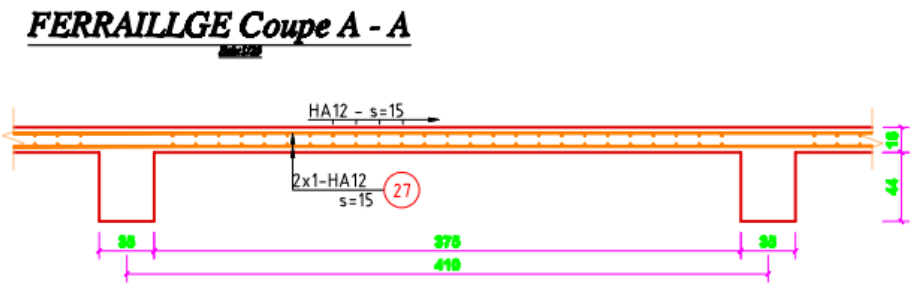




- Les dalles :


A
Nerv (35x60)
Poutres (60x140)
16 cm
+5.88
B
Poutres (60x140)
B
Nerv (35x60)
A


FERRAILLGE Coupe B - B
HA12 - s=15
2x1-HA12
s=15
27


FERRAILLGE Coupe A - A
HA12 - s=15
2x1-HA12
s=15
27

ANNEXE C

ALGORITHME GENETIQUE : OPTIMISATION DU NOMBRE ET DES EMPLACEMENTS DES CAPTEURS



Le code de l'algorithme génétique : optimisation du nombre et des emplacements des capteurs :

```
import os
from utils import start_API
import matplotlib.pyplot as plt
import numpy as np
from tqdm import tqdm

np.int = np.int32
np.float = np.float64
np.bool = np.bool_
import pygad
# %%
n_generations = 100
FEM_path = 'ccl_model.sdb'
original_group_name = 'POSSIBLE SENSORS'
group_name = 'SENSORS'
population_size = 100
n_modes = 12 # Make sure that it's the same as the SAP2000 model
dof = 3 # either 6 of 3. In case it's 3 it takes only U1, U2, U3
# %%
# FEM model path
FEM_full_path = os.path.abspath(os.getcwd()) + os.sep + FEM_path
print(FEM_full_path)
# Load the FEM model
print('Loading the FEM model...')
SapModel = start_API()
ret = SapModel.File.OpenFile(FEM_full_path)
if ret == 0:
    print('FEM model loaded successfully')
else :
    print('Something went wrong when opening the model')
print('========================================')

# %%
# Get all the points
all_points = SapModel.PointObj.Count()
print('The total number of points in the model :', all_points)
print('========================================')

# %%
# Get all the coords
x, y, z = 0, 0, 0
coord = []
for i in range(1, all_points+1):
        x, y, z, n = SapModel.PointObj.GetCoordCartesian(str(i + 1), x, y,
z)
        coord = coord + [[i , x, y, z]]

# Get the possible sensor points in the model
levels = [5.88, 11.4, 17.13, 20.78, 24.38, 27.98, 31.63]
SapModel.SelectObj.Group(original_group_name, False)
SapModel.PointObj.SetGroupAssign(original_group_name, original_group_name,
True, 2)

for i in range(all_points):
    if coord[i][3] in levels:
        SapModel.PointObj.SetGroupAssign(str(i), original_group_name,
False, 0)
```

```
# %%
SapModel.SelectObj.ClearSelection()
SapModel.SelectObj.Group(original_group_name, False)
NumberItems = 0
ObjectType = []
ObjectName = []
NumberItems, ObjectType, ObjectName, _ =
SapModel.SelectObj.GetSelected(NumberItems, ObjectType, ObjectName)
print('The number of possible positions of sensors :', NumberItems)
print('========================================')

# %%
print('Running the analysis. This may take a moment....')
print('========================================')

SapModel.Analyze.RunAnalysis()
SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput("MODAL")
# %%
NumberResults = 0
Obj = ""
Elm = ""
LoadCase = ""
StepType = ""
StepNum = []
U1 = []
U2 = []
U3 = []
R1 = []
R2 = []
R3 = []
print('Loading the analysis results.... This may take a while')
# Retrieve mode shape results
NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2,
R3, n = SapModel.Results.ModeShape(
    original_group_name, 2, NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType,
StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3
)
print('========================================')

# %%
# Matrix with all DOFs and Modes
if dof == 6:
    PHI = np.array([U1,U2,U3,R1,R2,R3])

else:
    PHI = np.array([U1,U2,U3])
# Saving the array to a CSV file
np.savetxt('ALL_SENSORS_MODE_SHAPES.csv', PHI, delimiter=',')

PHI = np.loadtxt('ALL_SENSORS_MODE_SHAPES.csv', delimiter=',')

PHI = PHI.reshape((n_modes, dof, -1))
# Print the loaded array to verify
print('Number of modes :', PHI.shape[0])
print('Number of DOFs :', PHI.shape[1])
print('Number of Sensors possible possitions :', PHI.shape[2])
print('========================================')

# %%
```

```
def MAC(phi_A, phi_B):
    # Ensure phi_A and phi_B are numpy arrays
    phi_A = np.array(phi_A)
    phi_B = np.array(phi_B)

    # Number of modes and measurement points
    n_modes_A, n_points_A = phi_A.shape
    n_modes_B, n_points_B = phi_B.shape

    # Initialize the MAC matrix
    MAC_matrix = np.zeros((n_modes_A, n_modes_B))

    # Compute the MAC values
    for i in range(n_modes_A):
        for j in range(n_modes_B):
            numerator = np.abs(np.dot(phi_A[i, :], phi_B[j, :]))**2
            denominator = (np.dot(phi_A[i, :], phi_A[i, :]) *
np.dot(phi_B[j, :], phi_B[j, :]))
            MAC_matrix[i, j] = numerator / denominator

    return MAC_matrix



# %%

def fitness_func(solution, solution_idx):
    solution = np.delete(solution, solution==-1)
    solution = np.unique(solution)
    phi = PHI[:, :, solution]
    mac = MAC(phi.reshape((n_modes, -1)), phi.reshape((n_modes, -1)))
    np.fill_diagonal(mac, 0)

    # Calculate the sum of non-diagonal elements
    sum_non_diagonal = np.sum(mac)
    num_parameters = len(solution)

    # Penalty for using more parameters
    penalty = num_parameters / num_genes  # Adjust this factor as needed
    fitness = 1 / np.sqrt(sum_non_diagonal) / (1 + penalty)

    # print("Sum of non-diagonal elements:", sum_non_diagonal)
    # print('Number of parameters:' ,num_parameters)
    # print('penalty :', penalty)
    # print('----------------------------------------')
    return fitness

# Create a custom initialization function for fixed-length solutions with
zeros for unused parameters
def custom_initialization(num_solutions, num_genes, init_range_low,
init_range_high):
    population = []
    for _ in range(num_solutions):
        solution = np.ones(num_genes, dtype=int) * -1
        num_active_genes = np.random.randint(1, num_genes + 1)
        active_positions = np.random.choice(range(num_genes),
num_active_genes, replace=False)
        active_values = np.random.choice(range(init_range_low,
init_range_high), num_active_genes, replace=False)
        solution[active_positions] = active_values
        population.append(solution)
```

```
    return np.array(population)
# %%
# Set up the genetic algorithm parameters
num_parents_mating = 10

sol_per_pop = 10  # solutions per iteration
num_genes = NumberItems  # maximum number of genes

init_range_low = 0
init_range_high = NumberItems

parent_selection_type = "sss"
keep_parents = 1

crossover_type = "single_point"

mutation_type = "random"
mutation_percent_genes = 20


progress_bar = tqdm(total=n_generations, desc='GA Progress')

def on_generation(ga_instance):
    # Update the progress bar
    progress_bar.update(1)

# Initialize the GA instance with a custom initialization function
ga_instance = pygad.GA(
    num_generations=n_generations,
    num_parents_mating=num_parents_mating,
    fitness_func=fitness_func,
    sol_per_pop=sol_per_pop,
    num_genes=num_genes,
    init_range_low=init_range_low,
    init_range_high=init_range_high,
    parent_selection_type=parent_selection_type,
    keep_parents=keep_parents,
    crossover_type=crossover_type,
    mutation_type=mutation_type,
    mutation_percent_genes=mutation_percent_genes,
    gene_type=int,
    save_best_solutions=True,
    on_generation=on_generation,
    initial_population=custom_initialization(population_size, num_genes,
init_range_low, init_range_high)
)
print('===============OPTIMIZATION========================')

# Run the genetic algorithm
ga_instance.run()
progress_bar.close()

# %%
solutions = ga_instance.best_solutions
print('=====================================')
final_solution = solutions[-1]
print('Final number of sensors :', len(np.unique(final_solution)))
row_counts = []
SQRT_MOC = []
for row in solutions:
    # Convert the row to a set to remove duplicates and then back to a list
```

```
        unique_row = list(set(row))
        # Count the elements that are not -1
        count_non_negative_ones = sum(1 for x in unique_row if x != -1)
        row_counts.append(count_non_negative_ones)

        solution = np.delete(row, row==-1)
        solution = np.unique(solution)
        phi = PHI[:, :, solution]
        mac = MAC(phi.reshape((n_modes, -1)), phi.reshape((n_modes, -1)))
        np.fill_diagonal(mac, 0)

        # Calculate the sum of non-diagonal elements
        sum_non_diagonal = np.sum(mac)
        sum_non_diagonal = np.sqrt(np.sum(mac))
        SQRT_MOC.append(sum_non_diagonal)

plt.plot(list(range(len(row_counts))), row_counts)
plt.xlabel('Generations')
plt.ylabel('Number of sensors')
plt.show()

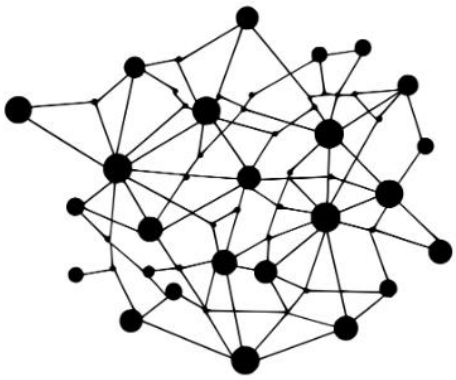
plt.plot(list(range(len(SQRT_MOC))), SQRT_MOC)
plt.xlabel('Generations')
plt.ylabel('Fitness')
plt.show()

# %%
SapModel.SelectObj.Group(group_name, False)
SapModel.PointObj.SetGroupAssign(group_name, group_name, True, 2)

for i in np.array(ObjectName)[final_solution]:
    SapModel.PointObj.SetGroupAssign(i, group_name, False, 0)
```

ANNEXE D

RESEAU NEURONAL ARTIFICIEL: DÉTECTION DES DOMMAGES



Réseau neuronal artificiel : détection des dommages

1- Création de la base de données :

```
from dataset_creation.utils import *
import os
from tqdm import tqdm
# FEM model path
FEM_path = 'dataset_creation//Initial_FEM_model//model.sdb'

# Initial Data
save_path = 'dataset_creation//FEM_models'  # path to save the models
E_i = 5000000 # Initial Elastisity modulus before damage
mat_names = ['MAT1', 'MAT2', 'MAT3', 'MAT4', 'MAT5', 'MAT6'] # The 6 Zones
material names
group_names = ['SensorsU1', 'SensorsU2', 'SensorsU3'] # Sensors group name
in SAP2000


# Start the SAP2000 API
SapModel = start_API()

def Run(name, severity):
    """
    This function takes a list of the number of damaged elements and their
damage severity.

    Returns the frequencies of the model and the mode shapes after
introducing the damage

    """
    # create new SAP2000 model by the name 'name'
    ModelPath, DirectoryPath = create_from_Template(FEM_path, name,
SapModel, save_path)

    # Unlock the model
    SapModel.SetModelIsLocked(False)
    # edit materials
    for i, s in enumerate(severity):
        E = E_i*(1-s)
        SetMaterial(mat_names[i], E, SapModel)
    # Run analysis
    SapModel.Analyze.RunAnalysis()
    # Get results
    SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput()
    SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput("MODAL")
    # frequencies
    [_,_,_,_,_,_,Frequency,_,_] =
SapModel.Results.ModalPeriod(0,'','',[],[],[],[],[])
    n_modes = len(Frequency)
    # mode shapes for each sensor
    # 30 for direction X (U1)
    [_,_,_,_,_,_,u1,_,_,_,_,_,_] =
SapModel.Results.JointDisplAbs(group_names[0],
2,0,[],[],[],[],[],[],[],[],[],[],[])
    # 34 for direction Y (U2)
    [_,_,_,_,_,_,_,u2,_,_,_,_,_] =
SapModel.Results.JointDisplAbs(group_names[1],
2,0,[],[],[],[],[],[],[],[],[],[],[])
    # 1 for direction Z (u3)
    [_,_,_,_,_,_,_,_,u3,_,_,_,_] =
```

```
SapModel.Results.JointDisplAbs(group_names[2],
2,0,[],[],[],[],[],[],[],[],[],[],[])
    # Editing and scaling the mode shapes
    u1 = np.array(u1).reshape(-1, n_modes)
    u1 = u1 / np.max(u1, axis=0)

    u2 = np.array(u2).reshape(-1, n_modes)
    u2 = u2 / np.max(u2, axis=0)

    u3 = np.array(u3).reshape(-1, n_modes)
    u3 = u3 / np.max(u3, axis=0)

    # Creating the Modal matrix
    f = 2 * np.pi * np.array(Frequency)
    f = np.diag(f)

    # Creating the flexibility matrix
    datapoint = []
    for t in [u1,u2,u3]:
        Flexibility = np.dot(t, np.dot(f, t.T))
        datapoint.extend(np.max(Flexibility, axis=0))

    SapModel.File.Save(ModelPath)
    # Saving the datapoint
    datapoint = np.array(datapoint)
    datapoint = np.hstack((datapoint, severity))
    return datapoint


def GenereateDataset(n_datapoints, n_elements):
    # Creating random damage severity population randomly
    damage_severity_population = random_population(n_datapoints,
n_elements)
    damage_severity_population.insert(0, [0]*n_elements)
    # Non Damaged model
    print('Solving the non damaged model...')
    datapoint_0 = Run(str(0), damage_severity_population[0])
    dataset = []
    print('Generating the dataset...')
    for i in tqdm(range(1, len(damage_severity_population)),
desc="Generating"):
        datapoint = Run(str(i), damage_severity_population[i])
        dataset.append(np.abs(datapoint-datapoint_0))

    columns = [str(i) for i in range(1, len(datapoint_0)-
n_elements+1)]+['y'+str(i) for i in range(1, n_elements+1)]
    save_results(dataset, 'dataset', 'dataset_creation\\results', columns)
```

2- Le réseau de neurones:

```
import pandas as pd
import numpy as np
import seaborn as sn
import matplotlib.pyplot as plt

#Implantation de l'API fonctionnelle de Keras

from keras.layers import Input, Dense
from keras.models import Model, load_model
import numpy as np

#Normalisation des inputs

df = pd.read_csv('input.csv', header=None)
vals = df.values
max_val, min_val = None, None
vals = np.log2(vals)
for i in range(len(vals)):
    for j in range(len(vals[i])):
        if max_val is None:
            max_val = vals[i, j]
            min_val = vals[i, j]
        else:
            if max_val < vals[i, j]:
                max_val = vals[i, j]
            elif min_val > vals[i, j]:
                min_val = vals[i, j]

print(min_val, max_val)
for i in range(len(vals)):
    for j in range(len(vals[i])):
        vals[i, j] = (vals[i, j] - min_val) / (max_val - min_val)
df = pd.DataFrame(vals, columns=None)
df.to_csv('input_normalized.csv', header=None, index=None)

#Importation des inputs et des outputs

df = pd.read_csv('input_normalized.csv', header=None)
inp = df.values
inp = inp.transpose()
print(inp.shape)

target = pd.read_csv('target.csv', header=None)
target = target.values
target = target.transpose()
target[:,1]

#Empilement des couches

input_layer = Input((65,))
output = Dense(500, activation='relu')(input_layer)
output = Dense(400, activation='relu')(output)
output = Dense(300, activation='relu')(output)
output = Dense(100, activation='relu')(output)
output1 = Dense(6, activation='softmax', name='cat')(output)
output3 = Dense(1, activation='linear', name='reg_lin')(output)
model = Model(input_layer, [output1])
m3 = Model(input_layer, output3)
model = Model(input_layer, [output1, output3])
```

```
model.summary()
m3.summary()

#Définition de la fonction get_targets

def get_targets(target):
  locations = target[:,0]
  severities = target[:,1]

  num_different_locations = len(set(list(locations)))
  num_different_severities = len(set(list(severities)))

  t1 = np.zeros((num_different_locations, len(locations)))
  t2 = np.zeros((num_different_severities, len(severities)))

  map_val_index = {}
  count = 0
  for i,v in enumerate(target[:,0]):
    if v not in map_val_index:
      map_val_index[v] = count
      count += 1
    t1[map_val_index[v],i] = 1

  map_val_index = {}
  count = 0
  for i,v in enumerate(target[:,1]):
    if v not in map_val_index:
      map_val_index[v] = count
      count += 1
    t2[map_val_index[v],i] = 1

  return t1, t2, severities.transpose()

t1, t2, t3 = get_targets(target)

t1, t2, t3 = get_targets(target)
t1 = t1.transpose()
t2 = t2.transpose()
print(t1.shape, t3.shape)
df = pd.DataFrame(t1, columns=None)
df.to_csv('target_one_6.csv', header=None, index=None)
df = pd.DataFrame(t3, columns=None)
df.to_csv('target_regression.csv', header=None, index=None)

#Configuration du processus d'apprentissage

loss = {'cat': 'categorical_crossentropy', 'reg':
'categorical_crossentropy'}
loss2 = {'cat': 'categorical_crossentropy', 'reg_lin': 'mse'}
m3.compile(optimizer='adamax', loss='mse', metrics=['mse'])
model.compile(optimizer='adamax', loss=loss2, metrics=['accuracy', 'mse'])

#Création des itérations d'entraînement par lot du modèle, en utilisant le
jeu de données d'entraînement pour le modèle

model.fit(inp, [t1, t3], batch_size=16, epochs=1000, verbose=2)
#model.fit(inp, [t1, t3], batch_size=16, epochs=100, verbose=2,
validation_data=(x_val, y_val))

#Evaluation des performances du modèle 4
```

```
c, r = model.predict(inp)
c = [np.argmax(i) + 1 for i in c]
print(c)
# print(r)
r = r.transpose()[0]
# r = [(np.argmax(i) + 1) / 80 for i in r]
# print(r)
# predicted = np.round(r[r:0])
ne = 0
for p, t in zip(c, t1):
  t = np.argmax(t) + 1
  if p != t:
      print('not equal', p, t)
      ne += 1
print('evaluation: ', ne / len(r))
print('not equal: ', ne, 'and equal: ', (len(r) - ne))
```