

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ SAAD DAHLEB - BLIDA
INSTITUT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MAGISTER

Option :
C.C.I

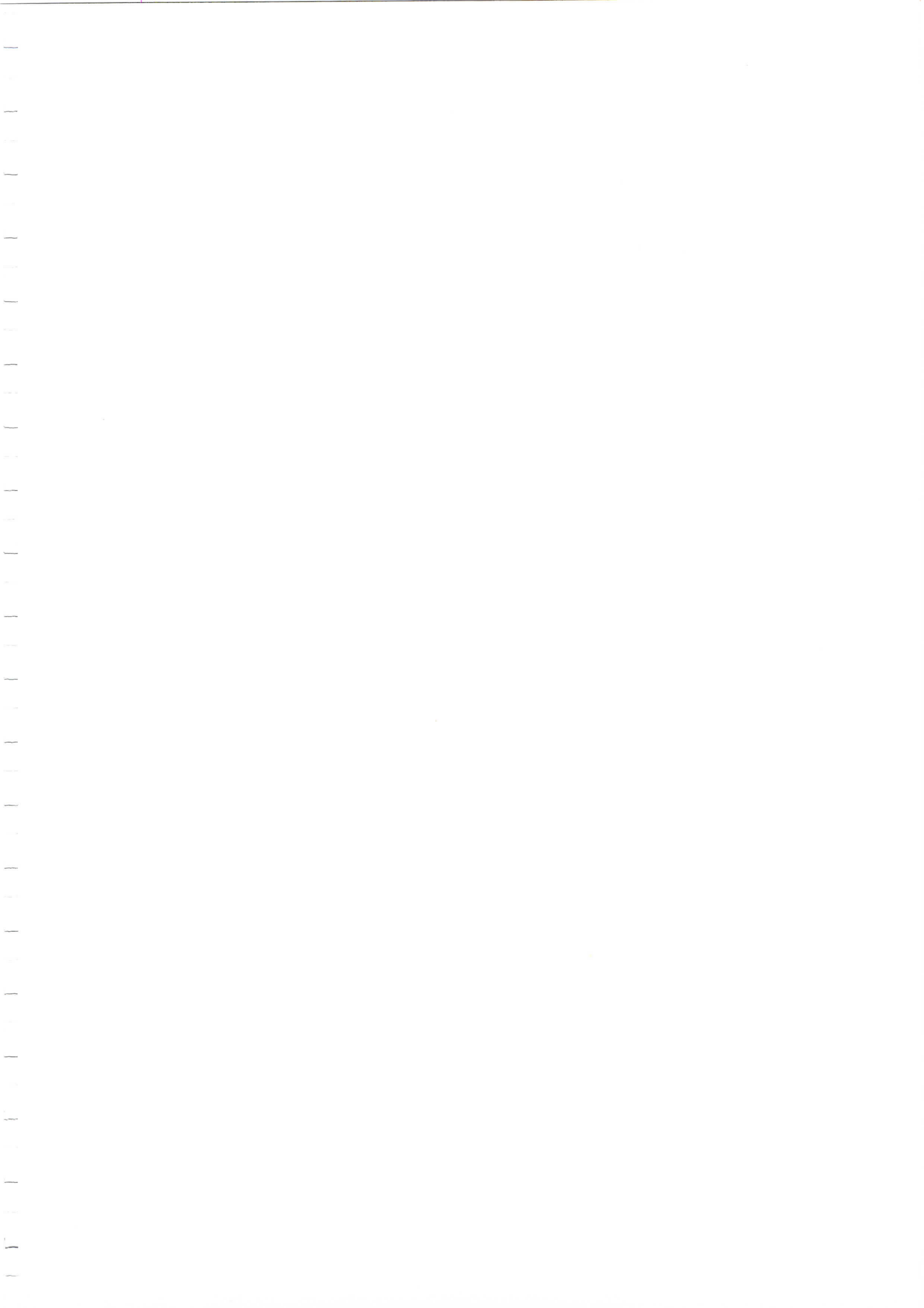
Présenté par :
BOURICHE Farid
Ingénieur en Génie civil, C.C.I. 1998

Thème

L'ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE DANS L'EXPERTISE DES CONSTRUCTIONS CAS DE LA NOUVELLE AEROGARE D'ALGER

Soutenue publiquement le : 15 / 06 / 2002 devant le jury composé de :

S. KENAI	Maître de conférence	USTSD	Président
N. BOURAHLA	Maître de conférence	USTSD	Rapporteur
M. ABED	Maître de conférence	USTSD	Examineur
M. BEN SAIBI	Chargé de recherche	C.G.S.	Examineur
M. BOUHICHA	Maître de conférence	Univ. LAGHOUAT	Examineur



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وصلى الله على سيدنا محمد و على آله و صحبه أجمعين:

الحمد لله الذي أنعمنا بنعمه التي لا تحصى ولا تعد و أكرمنا بتعلم العلم و جعل طالبه في أسنى المعالي و بعد:

قال الله تعالى " قل هل يستوي الذين

يعلمون و الذين لا يعلمون "

و قال رسول الله صلى الله عليه وسلم:

" تعلموا العلم فإن تعلمه قربة إلى الله عز وجل, و تعليمه لمن لا يعلمه صدقة, و إن العلم لينزل بصاحبه في موضع الشرف و الرقعة, و العلم زين لأهله في الدنيا و الآخرة ."

و قال علي كرم الله وجهه:

و كن له طالبا ما عشت مقتبسا

و كن حليما رزين العقل محترما

العلم زين فكن للعلم مكتسبا

أر كن إليه وثق بالله وأغن به

Dédicaces

*A mes parents
A mes sœurs
A mon frère
A toute ma famille*

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

A l'occasion de la confection de ce travail, je tiens à remercier mon directeur de thèse Dr. N. Bourahla de m'avoir encadrée, pour sa disponibilité et de son aide précieuse durant l'élaboration de ce travail ainsi que la documentation qu'il m'a fourni m'ont guidé de façon irremplaçable. Je tiens à le remercier pour son soutien moral qui n'a pas cessé dans les moments difficiles et pour son esprit scientifique.

Je n'oublie surtout pas de remercier M^{elle} C. Cherfa pour son aide précieuse.

Mes sincères salutations sont réservées à Monsieur le président et les honorables membres du jury et aux invités qui vont m'honorer de leurs critiques et jugements.

Je ne saurai oublier de rendre hommage à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail, plus particulièrement à mes amis ainsi qu'à toute l'équipe du projet d'expertise de la nouvelle aérogare d'Alger du SIEGA, B&RC, CGS et C&TE..

Résumé

L'évaluation structurelle des ouvrages existants est primordiale pour tout diagnostic pertinent et éventuellement pour les calculs de confortement et/ou de renforcement. Les paramètres des modèles mathématiques, tels que, les caractéristiques élastiques, massiques et d'amortissement, de la structure endommagée, doivent être identifiés et estimés à leurs juste valeurs pour évaluer la capacité structurelle réelle de la construction. Les propriétés dynamiques modales notamment, les fréquences propres et les formes modales, peuvent être estimés avec succès, surtout dans le domaine élastique du matériau, par l'utilisation des essais de vibrations ambiantes. Ces essais présentent l'avantage de simplicité et d'économie avec un degré précision acceptable dans des conditions d'essais favorables.

Ce thème fixe comme objectif, l'établissement d'une méthodologie et la généralisation des essais dynamiques, en particulier les essais de vibrations ambiantes, pour l'expertise des constructions en complément des essais destructifs et non destructifs.

Pour ce faire, cette méthodologie a été appliquée sur la structure de la nouvelle aérogare d'Alger dans le cadre d'une expertise globale de cet ouvrage. Les résultats analytiques et expérimentaux de ce cas d'étude ont montré l'opportunité de l'utilisation de l'analyse modale dans ce contexte.

Abstract

The assessment of the structural resistance of existing constructions such as buildings, bridges, dams, etc. uses often-mathematical models whose parameters can hardly be precisely estimated by analytical procedure only. Therefore the elastic, mass and damping characteristics of the structure to be assessed must be known to a sufficient degree of accuracy in order to evaluate the actual structural capacity of the construction. The dynamic properties, particularly the natural frequencies and the corresponding mode shapes are a combined measure of the structural characteristics of the construction. These model characteristics can be successfully estimated, especially in elastic range, using the well known ambient vibration testing.

In this survey, the assessment procedure of the new Algiers airport building is described. The results of an extensive program of non-destructive and destructive tests on the concrete were put into the equations and series of ambient tests were conducted and modal analyses were performed to validate the mathematical models.

The survey concludes that a complete testing program is essential if accurate evaluation of the resistance capacity is required, especially if retrofit of the construction is needed.

SOMMAIRE

DEDICACES
REMERCIEMENTS
RESUME
SOMMAIRE
LISTES DES FIGURES
LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE (I)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION 1

CHAPITRE (II)

METHODES D'EXPERTISE ET D'EVALUATION DES STRUCTURES

2.1 INTRODUCTION 4
2.2 ESSAIS NON DESTRUCTIFS SUR MATERIAUX 5
 2.2.1 METHODE DU SCLEROMETRE 5
 2.2.2 METHODE DE L'AUSCULTATION DYNAMIQUE A ULTRASON 6
 2.2.3 METHODE D'ESSAIS PAR EMISSION ACCOUSTIQUE 9
2.3 ESSAIS DYNAMIQUES SUR STRUCTURES 9
 2.3.1 ESSAIS DE VIBRATIONS FORCEES 10
 2.3.2 ESSAIS DE VIBRATIONS PAR LA METHODE DU LACHER 11
 2.3.3 ESSAIS PAR EXPLOSIFS SOUTERRAINS 12
 2.3.4 ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES 12

2.4	METHODES D'IDENTIFICATION DES DEGATS PAR LES ESSAIS DYNAMIQUES	14
2.4.1	METHODE BASEE SUR LE CHANGEMENT DES CARACTERISTIQUES MODALES	15
2.4.1.1	CHANGEMENT DES MODES DE VIBRATION	15
2.4.1.2	CHANGEMENT DE LA FORME MODALE	18
2.4.2	MISE A JOUR DE LA MATRICE DES ELEMENTS FINIS	21
2.4.3	METHODE DE L'IMPACT LOCAL (FONCTION DE TRANSFERT LOCALE)	21
2.5	CONCLUSION	22

CHAPITRE (III)

**PRESENTATION ET MODELISATION DE LA
STRUCTURE DE LA NOUVELLE AEROGARE D'ALGER**

3.1	INTRODUCTION	24
3.2	DEMARCHE DE L'EXPERTISE DE LA STRUCTURE	24
3.3	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	25
3.4	MODELISATION DE LA STRUCTURE	26
3.4.1	ZONE 1 : HALL D'ENTRÉE	28
3.4.2	ZONE 2 : TOUR ET BUREAUX TECHNIQUES	29
3.4.3	ZONE 3 : HALL DE TRAFIC	30
3.4.4	ZONE 4 : AILES LATERALES ENTRE LES MODULES	31
3.4.5	ZONE 5 : AIRES DE CONNEXION	32
3.5	MODELISATION DES SUPPORTS ET APPUIS	32
3.6	CARACTERISTIQUES MECANIQUES	33
3.7	CONCLUSION	33

CHAPITRE (IV)

**ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE PAR
ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES**

4.1	INTRODUCTION	34
4.2	ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE ET ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES	34
4.2.1	DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION	34
4.2.1.1	CAPTEURS DE VIBRATIONS	35

4.2.1.2	SYSTEME D'ACQUISITION	35
4.2.1.2.1	STATION D'ACQUISITION	35
4.2.1.2.2	LOGICIEL D'ACQUISITION	35
4.2.1.3	LOGICIEL DE TRAITEMENT	35
4.2.2	PROCEDURE D'ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES	38
4.2.2.1	ANALYSE MODALE PRELIMINAIRE & CHOIX DES POSITIONS DES CAPTEURS	38
4.2.2.2	ENREGISTREMENT DE LA REPOSE STRUCTURELLE	43
4.2.2.3	CALCUL DES SPECTRES DE FOURIER	44
4.2.2.4	DETERMINATION EXPERIMENTALE DES FREQUENCES PROPRE DE VIBRATION ..	44
4.2.2.5	DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA FORME MODALE	54
4.3	CONCLUSION	57

CHAPITRE (V)

**VALIDATION DES MODELES NUMERIQUES ET
EVALUATION STRUCTURELLE DE L'AEROGARE**

5.1	INTRODUCTION	58
5.2	ANALYSE MODALE ET VALIDATION DES MODELES NUMERIQUES	58
5.2.1	VALIDATION DES FREQUENCES PROPRES	58
5.2.1.1	CONSTATATIONS ET INTERPRETATION DES RESULTATS	61
5.2.1.1.1	ZONE 1	61
5.2.1.1.2	ZONE 2	65
5.2.1.1.3	ZONE 3	66
5.2.1.1.4	ZONE 4	69
5.2.1.1.5	ZONE 5	71
5.2.2	VALIDATION DE LA FORME MODALE	74
5.3	EVALUATION GLOBALE DE LA STRUCTURE DE L'AEROGARE	76
5.3.1	ESSAIS NON-DESTRUCTIFS ET DEFAUTS CONSTATES	76
5.3.2	RELATION FREQUENCES PROPRES – PROPRIETES MECANIQUES	78
5.3.3	EVALUATION DE LA STRUCTURE PAR LES ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES	79
5.3.3.1	OPTIMISATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES	79
5.3.3.2	MAL-FAÇONNAGE DES JOINTS SISMIQUES	83
5.4	CONCLUSION	85

CHAPITRE (VI)

CONCLUSION GENERALE

6.1 CONCLUSION	86
6.2 RECOMMANDATIONS	88

REFERENCES

ANNEXES

PROGRAMME DE TRAITEMENT DES SIGNAUX SUR « MATLAB »

RESULTATS DE LA COMPAGNE DES ESSAIS NON DESTRUCTIFS SUR MATERIAUX

Listes des figures

Figure	Titre	page
Chapitre 2		
Figure (2.1)	Modèle d'un scléromètre	6
Figure (2.2)	Modèle d'un ultrason	7
Figure (2.3)	Principe de la méthode d'essai par émission acoustique	9
Figure (2.4)	Système d'excitation à balourds excentrés	11
Figure (2.5)	Méthode d'essais par vibrations ambiantes	13
Chapitre 3		
Figure (3.1)	Nouvelle aérogare d'Alger	26
Figure (3.2)	Vue en plan de la nouvelle aérogare d'Alger et ces différents zones et blocs	27
Figure (3.3)	Vue globale des différents modèles numériques de la zone 1	29
Figure (3.4)	Vue globale du modèle numérique de la zone 2	29
Figure (3.5)	Vue globale des différents modèles numériques de la zone 3	30
Figure (3.6)	Vue globale des différents modèles numériques de la zone 4	31
Figure (3.7)	Vue globale du modèle numérique de la zone 5	32
Chapitre 4		
Figure (4.1)	Sismomètre de type SS-1	36
Figure (4.2)	Spectre de Fourier	36
Figure (4.3)	Station d'acquisition, type SSR-1	36
Figure (4.4)	Etapes de réalisation des essais de vibrations ambiantes	37
Figure (4.5)	Exemple des trois premiers modes de vibration d'une poutre élancée fictive	39
Figure (4.6)	Exemple de positionnement des capteurs pour l'identification expérimentale de fréquences propres d'une poutre fictive	39
Figure (4.7)	Positions et orientations optimales des capteurs dans chaque blocs de l'aérogare	42
Figure (4.8)	Exemple d'une réponse de la structure	43
Figure (4.9)	Exemple représentant un spectre de Fourier	44
Figure (4.10)	Spectre de Fourier des enregistrements dans le bloc Z1-3	45
Figure (4.11)	Différents segments de la zone 1 de l'aérogare	46
Figure (4.12)	Spectre de Fourier typique de la zone 1	46
Figure (4.13)	Vue de la zone 2 en plan et en 3D	47
Figure (4.14)	Spectre de Fourier typique de la zone 2 – Module C	48
Figure (4.15)	La zone 3 en plan et en 3D	49
Figure (4.16)	Les poutres en caisson (axe C43 et C45)	49
Figure (4.17)	Spectres de Fourier typiques de la zone 3	50
Figure (4.18)	Vue aérienne de l'aérogare	51
Figure (4.19)	Spectre de Fourier typique de la zone 4	52
Figure (4.20)	Vue en plan et en 3D de la zone 5	53
Figure (4.21)	Spectre de Fourier typique de la zone 5	54
Figure (4.22)	Schéma d'instrumentation sur la poutre caisson C43	55
Figure (4.23)	Forme du deuxième mode expérimentale de la poutre caisson C43	55

Chapitre 5

Figure (5.1)	Formes modales analytiques des différents blocs de la zone 1	64
Figure (5.2)	Spectre de Fourier typiques de la zone 1	64
Figure (5.3)	Formes modales du bâtiment de la zone 2	66
Figure (5.4)	Spectres de Fourier typiques de la zone 2	66
Figure (5.5)	Modèles d'éléments finis de la zone 3 des deux modules C et D	67
Figure (5.6)	Formes modales de la zone 3 (modules C et D)	69
Figure (5.7)	Formes modales de la zone 4	71
Figure (5.8)	Spectres de Fourier typiques de la zone 4	71
Figure (5.9)	Formes modales de la zone 5	72
Figure (5.10)	Spectres de Fourier typiques de la zone 5-2C	73
Figure (5.11)	Spectre de Fourier typique ayant un faible effet de filtrage des fréquences	73
Figure (5.12)	Exemple de spectre de Fourier contenant des bruits parasites	73
Figure (5.13)	Mesure des vibrations sur la dalle inférieure et supérieure de la poutre caisson	74
Figure (5.14)	Tracé du mode fondamental (mode 2) de la poutre caisson C43	75
Figure (5.15)	Effet de la variation du module de déformation E de la poutre caisson C43 sur les modes de vibrations	81
Figure (5.16)	Effet de la variation du module de déformation E du RDC sur les modes de vibrations	82
Figure (5.17)	Effet de la variation de la densité γ_c de la poutre caisson C43 sur les modes de vibrations	82
Figure (5.18)	Effet de variation de la densité γ_c du RDC sur les modes de vibrations	82
Figure (5.19)	Effet des joints sismiques sur le comportement modal de la structure	84
Figure (5.20)	Exemple de joint sismique mal façonné	84

Listes des tableaux

Tableau	Titre	Page
Chapitre 3		
Tableau (3.1)	Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 1	28
Tableau (3.2)	Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 3	30
Tableau (3.3)	Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 4	31
Chapitre 4		
Tableau (4.1)	Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 1	47
Tableau (4.2)	Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 2	48
Tableau (4.3)	Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 3	50
Tableau (4.4)	Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 4	52
Tableau (4.5)	Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 5	53
Tableau (4.6)	Récapitulatif des fréquences propres expérimentales mesurées sur la poutre caisson C43	56
Chapitre 5		
Tableau (5.1)	Récapitulatif des fréquences propres calculées et mesurées	59
Tableau (5.2)	Types et nombre d'essais effectués sur les éléments structuraux de l'aérogare	77
Tableau (5.3)	Caractéristiques physiques optimales de la zone 3	80
Tableau (5.4)	Fréquences propres analytiques et expérimentales de la zone 3	81
Tableau (5.5)	Fréquences propres expérimentales et analytiques du bloc Z11C	

Liste des notations et abréviations

Abréviations et notations	Désignation
FFT	Fonction Rapide de Fourier
[K]	Matrice de rigidité
[M]	Matrice de masse
ω_0	Pulsations propres
E_i	Module de déformation instantané
E_s	Module de déformation sécant
γ_c	Masse volumique de béton
f_c	Résistance caractéristique de béton
$\phi(t, t_i)$	Coefficient de fluage

Chapitre 1

Introduction générale

INTRODUCTION

Généralement, l'expertise des ouvrages consiste à identifier les désordres, déterminer les causes et éventuellement évaluer l'impact sur la capacité portante de la structure. En d'autres termes, il s'agit d'évaluer la capacité ou la réserve de résistance et de stabilité de l'ouvrage.

Bien que très utile, l'expertise par inspection visuelle est limitée, particulièrement lorsqu'elle est utilisée comme méthode unique d'inspection.

Par ailleurs, pour certains ouvrages particuliers, l'accès à certaines parties de la structure (pour l'examen visuel) est plutôt difficile. Enfin, certains types d'endommagement (dégâts) ne sont pas toujours visibles (à l'œil nu), telles que la corrosion des aciers et les fissurations dues à la fatigue. En tout état de cause, l'inspection visuelle demeure à nos jours, une étape préliminaire, lors du diagnostic et de l'expertise des structures.

En vu de surmonter les insuffisances précédentes, une nouvelle catégorie de méthodes d'inspection des ouvrages a été développée durant la seconde moitié du siècle précédent : il s'agit des méthodes d'essais non destructifs (Non-Destructive Testing Methods). Cette nouvelle catégorie de méthode utilise, des techniques spécialisées classiques telles que, l'ultrason, l'émission acoustique et la radiographie.

Récemment, l'application des essais dynamiques pour l'identification des dégâts pour des structures simples dans des conditions contrôlées a abouti à des résultats encourageants. Dans ce sens, les travaux et les recherches sont effectués et dirigés pour développer et étendre le champ d'application de ces essais dans des cas pratiques.

Parmi d'autre méthodes, l'analyse modale expérimentale est utilisée pour l'identification du comportement dynamique réel d'une construction dans des conditions d'exploitations ou pour valider les modèles analytiques, ainsi que les hypothèses stipulées.

De part l'aspect pratique et les avantages de simplicité et d'économie spécifiques à la méthode des vibrations ambiantes, cette dernière présente un intérêt distinctif pour l'évaluation des propriétés dynamiques d'une structure qui ne sont autres qu'une combinaison des caractéristiques élastiques (géométriques/mécaniques) et massique de la structure. Dans le cadre du présent travail, et par analogie avec les techniques d'identification et de détection des dégâts dans les structures, une méthodologie intégrant ces essais dynamiques comme élément complémentaire d'appréciation globale dans l'expertise des ouvrages est établie. Dans cet optique, les mérites et les limites de l'analyse modale expérimentale par les vibrations ambiantes ont été mis en évidence à travers un cas d'étude relatif à l'expertise de l'ouvrage de la nouvelle aérogare d'Alger.

L'objectif principal de ce travail est d'examiner l'effet des dégâts et des défauts structuraux sur la variation des fréquences propres et l'établissement d'une méthodologie d'identification et d'évaluation globale de la structure sur la base des essais non destructifs sur matériaux associés à des essais de vibrations ambiantes.

Pour pouvoir couvrir tous les aspects de ce thème le mémoire a été structuré en six chapitres comme suit :

Après le chapitre consacré à l'introduction générale proprement dite, le deuxième chapitre est une étude bibliographique qui présente quelques essais non destructifs, ainsi que les différentes méthodes d'évaluation et d'identification des dégâts basées sur l'analyse modale expérimentale, en vue de montrer les principes sur laquelle est basée la méthodologie d'expertise par les données dynamiques expérimentales.

Le troisième chapitre présente la structure de la nouvelle aérogare d'Alger, ainsi que la modélisation de sa structure en utilisant des modèles tridimensionnels d'éléments finis élaborés sur le logiciel de calcul STAAD-III.

Le quatrième chapitre porte sur l'analyse modale expérimentale par les essais de vibrations ambiantes effectués sur la structure de la nouvelle aérogare d'Alger, dans le but est de déterminer les caractéristiques dynamiques modales réelles de cet ouvrage, telles que, les fréquences propres et les formes modales réelles.

La validation des modèles d'éléments finis ainsi que l'évaluation de la structure de l'aérogare font l'objet du cinquième chapitre. Ce chapitre présente la démarche de l'exploitation et les interprétations des données expérimentales, et expose critiquement les détails de validation des modèles numériques. Dans ce même chapitre, l'état structurel global de l'ouvrage est déduite de l'analyse modale.

Le sixième chapitre, récapitule le travail sous formes de conclusions set de recommandations.

Chapitre 2

Méthodes d'expertise et d'évaluation des structures

2.1 INTRODUCTION

La première méthode utilisée pour l'expertise des structures est l'inspection visuelle. Cette dernière, requiert un opérateur assurant, comme son nom indique, l'examen visuel des différentes parties de la structure nécessite inévitablement un temps laborieux.

Bien que très utile, l'application de l'inspection visuelle est limitée, particulièrement lorsqu'elle est utilisée comme méthode unique d'inspection. En effet, c'est une opération subjective, vu que l'identification des anomalies pouvant apparaître dans une structure est étroitement liée à l'expérience de l'individu (l'expert) ayant assuré le diagnostique.

Par ailleurs, pour certains ouvrages particuliers, l'accès à certaines parties de la structure (pour l'examen visuel) est plutôt difficile. Enfin, certains types d'endommagement (dégâts) ne sont pas toujours visibles (à l'œil nu), telles que la corrosion des aciers et les fissurations dues à la fatigue. En tout état de cause, l'inspection visuelle demeure à nos jours, une étape préliminaire, lors du diagnostique et de l'expertise des structures.

En vu de palier les problèmes précédents, une nouvelle catégorie de méthodes d'inspection de structure a été développée durant la seconde moitié du siècle précédent : il s'agit des méthodes d'essai non destructif ou N.D.T (Non-Destructive Testing Methods). Cette nouvelle catégorie de méthode utilise pour l'inspection, des techniques spécialisées classiques telles que, l'ultrason, l'émission acoustique, la radiographie ainsi que les techniques très récentes, telles que les essais dynamiques qui nous intéressent en particulier dans notre thème.

En général, l'identification des dégâts par les essais dynamiques se base sur trois méthodes qui sont basées ainsi sur les caractéristiques vibratoires des structures endommagées, ces dernières sont les suivantes :

- Méthode basée sur le changement des caractéristiques modales.
- Mise à jour des modèles d'éléments finis.
- Méthode de l'impact local.

Les essais dynamiques peuvent être menés par des vibrations forcées où les excitations sont des ondes mono-fréquentielles à une amplitude relativement forte, ou par les vibrations ambiantes où les excitations sont des signaux multi-fréquentielles (aléatoires) dues au vent et les diverses micro-vibrations.

Il convient ainsi de rappeler que la plus récente des méthodes d'inspection des structures est celle utilisant les réseaux de neurones (système d'identification intelligent). Cette dernière est très utilisée dans cette dernière dizaine d'années.



La méthodologie de l'essai est basée sur les points suivants :

- ❑ Choix des zones d'essai qui soient parfaitement lisses et planes.
- ❑ La zone choisie doit être représentative de l'élément ; de préférence choisir la zone la plus sollicitée et les régions soupçonnées d'être faibles dans l'élément.
- ❑ Effectuer plusieurs points d'essai dans une zone.
- ❑ Eviter les régions proches des arêtes, des poches vides et les gros granulats.
- ❑ La transformation des lectures faites des indices de recul en résistance mécanique du béton se fait sur l'indice moyen dans la zone.

Cependant, la résistance du béton est déterminée par une courbe unique des transformations de l'indice de recul en résistance à la compression donnée dans le prospectus de l'appareil.

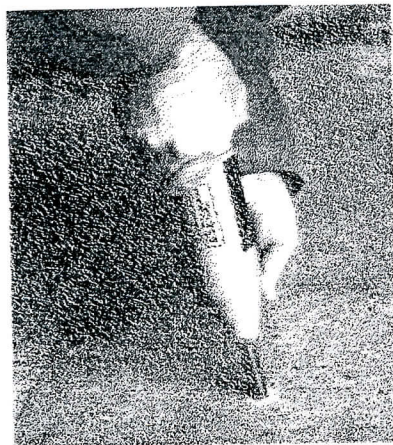


Fig. 2.1 : Modèle d'un scléromètre.

2.2.2 METHODE DE L'AUSCULTATION DYNAMIQUE A ULTRASON

La méthode de l'auscultation dynamique est basée sur la mesure de la vitesse des ondes ultrasonores dans un milieu. Les deux principaux avantages qu'offre cette méthode sont liés au prix et à la commodité de l'appareillage [12, 45, 46].

La méthode emploie un appareil équipé d'un émetteur et d'un récepteur d'ondes ultrasoniques. Une impulsion d'ondes longitudinales est produite au moyen d'un émetteur sur l'une des faces de l'élément de béton à tester. Après avoir franchi une distance (L) dans le béton l'onde arrive au récepteur. On mesure le temps de propagation (T) ; La vitesse de propagation (V) est donnée par : $V = L/T$.

Les mesures peuvent être effectuées soit :

- ❑ Par transmission directe au travers du béton, dans ce cas l'émetteur et le récepteur sont appliqués sur les deux faces opposées de l'élément à tester lorsque les deux faces sont accessibles.
- ❑ Par propagation en surface lorsque seule une face du béton est accessible.

Dans les deux cas il y a lieu d'interposer un matériau du type vaseline entre béton et les transducteurs.

Pour la détermination de la résistance du béton il est souvent possible d'adapter des expressions suivantes [12]:

$$R = aV^b \quad (2.1)$$

$$R = ae^{bv} \quad (2.2)$$

$$R = aV^2 + bV + c \quad (2.3)$$

Où :

a, b et c sont des constantes à déterminer.

R : La résistance du béton.

V : La vitesse de propagation des ondes dans le béton.

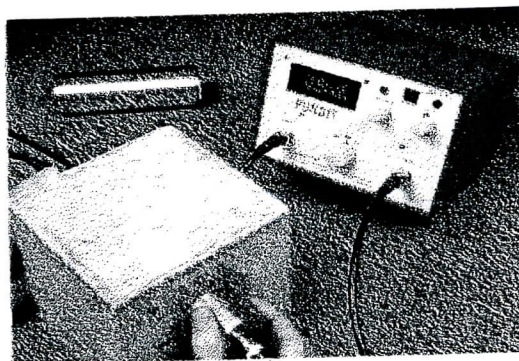


Fig. 2.2 : Modèle d'un ultrason.



2.2.3 METHODE D'ESSAIS PAR EMISSION ACOUSTIQUE

L'apparition d'une fissure ou d'une déformation plastique dans une partie de la structure est accompagnée d'un dégagement d'énergie [43]. Cette dernière est rayonnée dans l'espace sous forme d'onde sonore sous-audible. L'utilisation de capteurs spéciaux à haute sensibilité, permet de détecter ces ondes sonores ; cette opération est connue sous le nom d'essai par émission acoustique. Cette technique permet de localiser le lieu exact de la fissure dans un élément de structure.

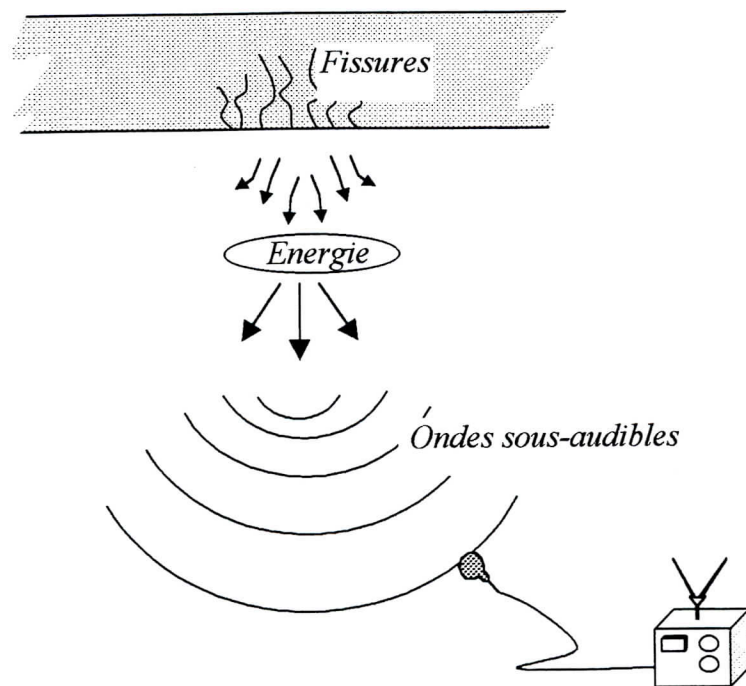


Fig. 2.3 : Schémas de la méthode d'essai par émission acoustique.

2.3 ESSAIS DYNAMIQUES SUR STRUCTURES

L'histoire de l'investigation de la dynamique expérimentale dans le domaine du génie civil a commencé depuis environ un siècle. Des appareils mécaniques étaient à la fois utilisées pour émettre et capter des signaux dynamiques dont l'enregistrement est effectué sur les bandes de papier. Par la suite, le développement du matériel de mesure électronique suivi par le développement des systèmes d'acquisition des données numériques (Digital data), donna un essor considérable à la dynamique expérimentale.

Aujourd'hui, l'acquisition des signaux expérimentaux et le traitement se font numériquement grâce à la disponibilité des ordinateurs très puissants.

La recherche dans le domaine de la dynamique des structures, est orientée actuellement vers la combinaison de deux approches à savoir : l'analytique et l'expérimentale. A ce titre, les paramètres modaux réels d'une structure endommagée, tels que, les fréquences propres, la forme et l'amortissement modales, sont obtenus expérimentalement. Ces derniers peuvent être utilisés comme facteurs d'évaluation globale, et aussi pour la validation des modèles analytiques pour les calculs de résistance et de stabilité et éventuellement de renforcement de la structure endommagée.

Quelques types d'essais dynamiques seront présentés dans ce qui suit.

2.3.1 ESSAIS DE VIBRATIONS FORCÉES [44]

L'utilisation de cette méthode fut réponde suite au développement des gros excitateurs dynamiques (dispositifs d'excitation de structure à échelle réelle), qui peuvent exciter de grandes structures, et qui peuvent induire de grandes amplitudes proches de celles induites par un séisme.

La méthode consiste à exciter la structure en des points choisis lors de l'analyse numérique préalable, à l'aide d'une force sinusoïdale unidirectionnelle de fréquence unique contrôlée, d'un ou de plusieurs balourds à masses excentrées. Les rotations opposées de ces masses induisent des vibrations dont la magnitude varie linéairement avec les masses et quadratiquement avec la vitesse de rotation.

L'enregistrement des amplitudes correspondantes à chaque fréquence de vibration, permet d'établir la réponse fréquentielle en plusieurs points de la structure. A partir des pics de résonance, on peut lire les fréquences propres et les modes de vibration correspondants.

L'un des avantages de cette technique est que, l'acuité des excitations mises en jeu exclu tout effet de parasite pouvant être induit par d'autres sources de bruit pendant l'enregistrement de la réponse structurelle. Un autre avantage, réside dans la possibilité d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure avec succès.

Les inconvénients de cette méthode se situent d'une part au niveau de la taille des équipements nécessaires pour les essais, ce qui la rend plus difficile à opérer ; et d'autre part au niveau de la difficulté d'exciter plusieurs modes à la fois.

Plusieurs travaux [37] ont montré que les fréquences et les amortissements modaux mesurés en utilisant cette technique sont plus grands que ceux mesurés par la méthode des vibrations ambiantes.

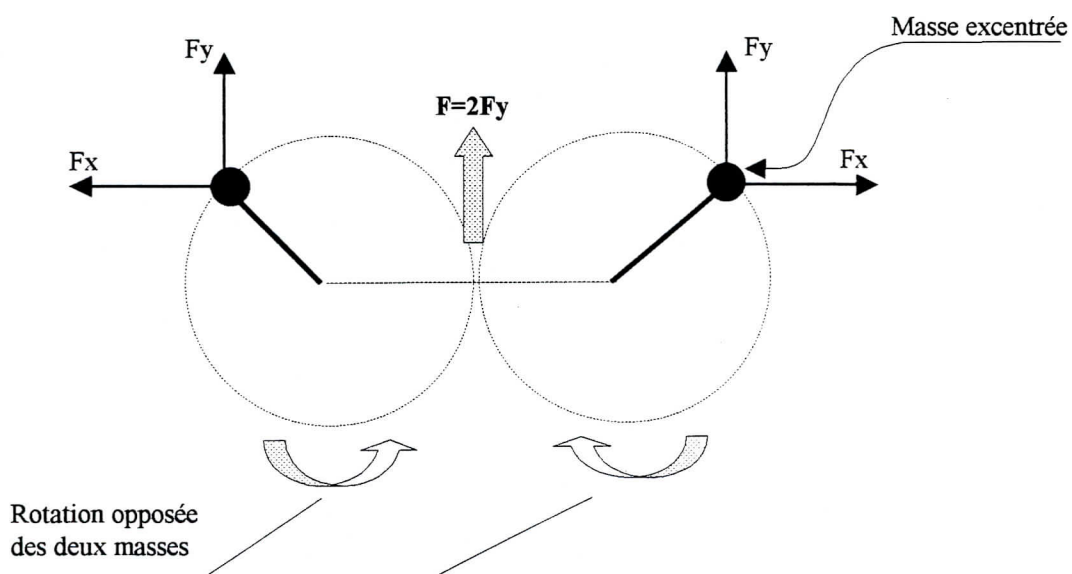


Fig. 2.4 : Système d'acquisition à balourds excentrés.

2.3.2 ESSAIS DE VIBRATIONS PAR LA METHODE DU LACHER

Cette méthode est une technique classique utilisée sur site et consiste à donner un déplacement statique à la structure par un câble attaché à un plancher et relié à son autre extrémité à des vérins. L'analyse des vibrations libres enregistrées après le lâcher du câble permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure. Cette technique est difficile à appliquée sur les structures complexes.

2.3.3 ESSAIS PAR EXPLOSIFS SOUTERRAINS

La méthode d'excitation par explosifs souterrains est généralement utilisée sur site pour étudier l'interaction sol-structure avec des explosifs soit enterrés directement dans le sol ou posés dans des containers.

Les vibrations induites sont transmises par le sol aux fondations. Bien que le contenu fréquentiel et le temps de l'excitation d'un explosif ne soient de ceux d'un séisme, cette technique peut être considérée comme une simulation du séisme.

2.3.4 ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

La méthode des vibrations ambiantes est une technique pratique et simple qui permet de déterminer les propriétés dynamiques des structures, telles que, les formes modales et les fréquences propres correspondantes, ainsi que l'amortissement.

Cette méthode est basée sur la mesure de la réponse de la structure sous l'effet de l'excitation du vent, des micro-vibrations du sol et de la circulation à l'intérieure de la structure ou à ses alentours, qui existent en permanence. Bien que les amplitudes de vibration soient très basses, elles peuvent être captés par des accéléromètres ou des sismomètres à haute sensibilité.

L'avantage de cette technique, est qu'elle est basée sur la mesure de la réponse structurelle sous l'effet du vent, qui est un mouvement aléatoire stationnaire qui peut être considéré comme un bruit blanc à bande limitée pour lequel la réponse contient toutes les fréquences, et par conséquent tous les modes de vibration de la structure peuvent être excités. Un autre avantage est lié à la simplicité des équipements d'essai.

Les mesures enregistrées par les capteurs sont définies dans le domaine temporel en termes d'accélération ou de vitesses. La transformée de Fourier permet le passage des mesures temporelles vers le domaine fréquentiel qui est exprimé par le spectre de Fourier. Les pics obtenus sur le spectre représentent les fréquences de résonance de la structure, et par conséquent les modes de vibration et les amplitudes correspondantes. Les amplitudes obtenues en chaque point de mesure, nous permettront de tracer les formes modales par rapport à un point de mesure fixe.

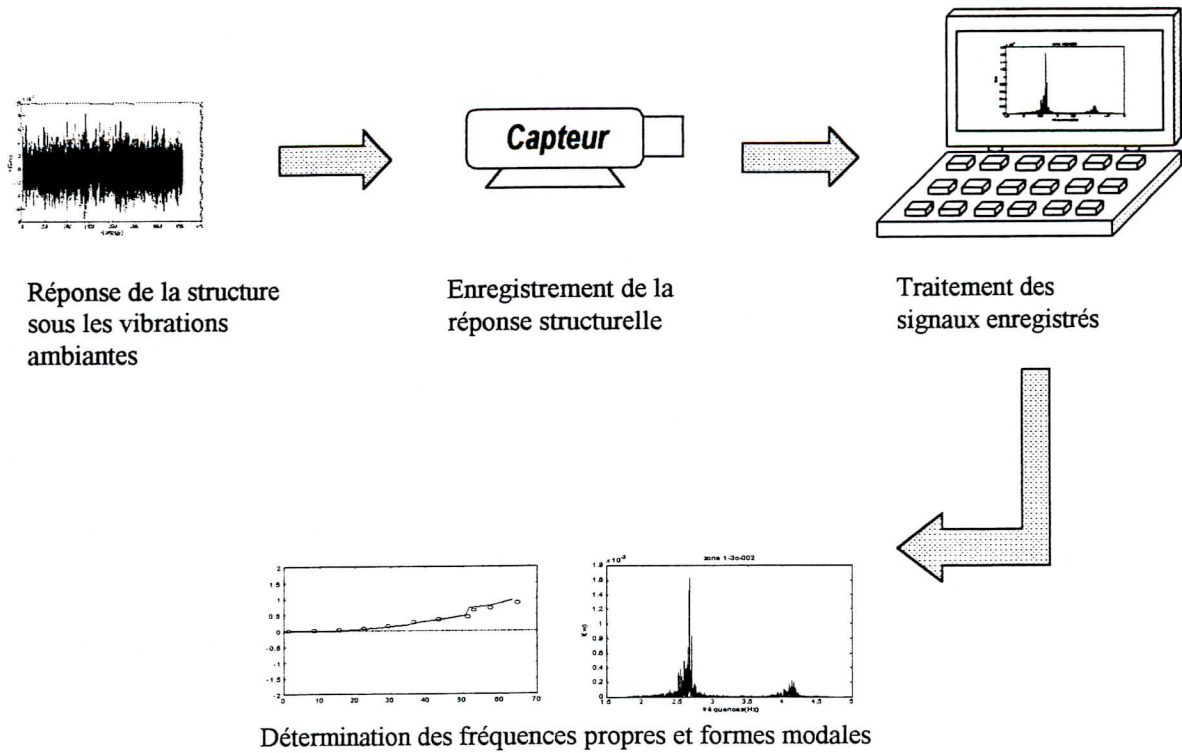


Fig. 2.5 : Méthode d'essais par vibrations ambiantes.

Le tableau suivant résume le degré d'adaptation de chacune des techniques précédente vis-à-vis de la fréquence de vibration, de l'amortissement modal, de la déformé modale et de la flexibilité [44] :

Méthode	Fréquences	Amortissement	Déformé	Flexibilité
Lâcher	++	+	+	+
Vibrations forcées (excitation harmonique)	++	++	++	++
Vibrations ambiantes (excitations naturelles)	+	+	+	0

Dont :

- ++ = Très bien adapté ;
- + = Assez bien adapté ;
- 0 = Non adapté.

2.4 METHODES D'IDENTIFICATION DES DEGATS PAR LES ESSAIS DYNAMIQUES

Présentement, l'utilisation des propriétés vibratoires en vue de l'identification de l'endommagement d'une structure est une approche très attrayante, pour des raisons qui apparaîtront dans ce qui suit.

En effet, bien que les essais dynamiques furent utiliser durant plusieurs années, les résultats qu'ils procuraient, demeuraient plutôt subjectifs vu le manque d'instrumentation adéquate et de techniques d'analyse quantitative des données (data).

Toutefois, le développement rapide des techniques d'acquisition des données, et l'introduction de la transformé rapide de Fourier (F.F.T) laquelle, d'ailleurs, a donné un essor considérable au traitement du signal, ont conduit à une utilisation plus large des essais dynamiques, lesquels, désormais, constituent actuellement une alternative pratique aux autres méthodes d'essai non destructifs, dans l'expertise des structures.

Les méthodes d'identification des dégâts qui utilisent les essais dynamiques peuvent être classés en trois groupes. On distingue ;

- Les méthodes basées sur le changement des caractéristiques modales ;
- Mise à jour des modèles d'éléments finis ;
- Les méthodes de l'impact local.

Dans la première méthode, il s'agit de suivre la variation des paramètres dynamiques globaux (fréquences propres et formes modales) de la structure dans le temps ; dans ce cas il y a endommagement si jamais une altération des paramètres dynamiques est observée.

En général, l'amortissement modal n'est pas très utile dans le domaine d'identification des dégâts. En se basera dans ce qui suit sur le changement des fréquences naturelles et des formes modales

En revanche, la second méthode est basée sur la mise à jour des modèles d'éléments finis sur la base des données expérimentales. Le principe est de modifier les paramètres structuraux du modèles numériques initial (structure non endommagée) jusqu'à simuler le comportement de la structure réelle endommagée. On obtient dans ce cas un modèle numérique corrigé sur la base des paramètres dynamiques expérimentaux.

Enfin, la méthode de l'impact local consiste à mesurer les caractéristiques de la réponse (en plusieurs points de la structure) dû à une force appliquée en un point spécifié de la structure. Essentiellement, la méthode localise le dégât en identifiant les altérations locales de la rigidité (raideur).

2.4.1 METHODE BASEE SUR LE CHANGEMENT DES CARACTERISTIQUES MODALES

Comparer aux autres méthodes dynamiques, la méthode basée sur le changement des caractéristiques modales possède des avantages indéniables. A ce titre ;

- Les essais qu'ils requiert sont facile à réaliser ;
- L'instrumentation moderne qu'elle utilise, tel que l'analyseur du spectre, permet l'obtention prompt des résultats ;
- C'est une méthode qui peut constituer un outil de contrôle continu.

Cette méthode est basée sur le contrôle des fréquences propres et des formes modales.

2.4.1.1 CHANGEMENT DES FREQUENCES PROPRES

L'usage des fréquences propres d'une structure endommagée en tant que paramètre de contrôle est fort attrayante, car leur détermination expérimentale est relativement simple.

De surcroît, leur variation induit l'altération de la rigidité de la structure en cas d'endommagement de cette dernière.

Dans le cas le plus simple, il suffit d'enregistrer la réponse dynamique de la structure endommagée dans le domaine temporel. La décomposition fréquentielle du signal se fait via la F.F.T. Les modes de vibration (fréquences naturelles de la structure) correspondent aux abscisses des pics donnés sur le spectre de Fourier.

Présentement, la technique utilisée a évolué au point, où l'essai dynamique ne nécessite plus d'utilisation de force excitatrice. A ce titre Felber et Cantieni (1996) ont mené avec succès des essais dynamiques (détermination des fréquences modales) du Ganter bridge (en suisse), en utilisant uniquement des vibrations ambiantes.

Cependant, il convient de noter que l'utilisation du changement des fréquences propres comme paramètre pour l'identification des endommagements présente un problème lorsque la structure est de grande envergure (large scale structure). En effet, dans ce cas, le changement des basses fréquences (modes inférieurs) avec l'endommagement est plutôt faible. Pour palier ce problème, soit il faut assurer que le degré d'endommagement est suffisamment important (impliquant un changement conséquent des fréquences), soit les mesures utilisées doivent être

extrêmement précises pour pouvoir déceler le faible changement des fréquences modales (Doebbling et al).

L'une des premières études ayant utilisées le changement des fréquences propres comme indicateur de l'endommagement dans une structure est celle de Cawly et Adams (1979). Ils ont utilisé le rapport du changement de la fréquence entre les modes pour localiser le dégât dans une plaque d'aluminium. La méthode est basée en premier lieu sur le calcul analytique de la réduction de la valeur des fréquences propres suite à plusieurs endommagements. Les valeurs précédentes sont comparées aux valeurs expérimentales (mode par mode). Enfin, les deux valeurs homologues (analytiques et expérimentales) auxquelles correspond la plus faible erreur indique l'emplacement du dégât. La formulation utilisée dans cette méthode ne peut identifier qu'un seul emplacement du dégât à la fois.

Tracy et Dimas (1984) ont conduit une étude expérimentale pour évaluer l'impact de l'endommagement sur les fréquences propres des plaques laminées. Pour se faire, des différents degrés d'endommagement ont été simulés. Il a été conclu que les modes supérieurs sont généralement plus sensibles aux dégâts que les modes inférieurs. Une réduction ne dépassant par 3% a été relevée pour le 15^{ème} mode. Signalons que les essais utilisés dans cette étude étaient sous conditions de contrôle strictes et des mesures effectuées très précises.

Fox (1992) examina le changement des fréquences naturelles d'une poutre en acier. Une rainure dont la dimension est égale à la demi profondeur de la poutre a été réalisée dans cette dernière à l'aide d'une scie. Il a trouvé que les changements des fréquences naturelles étaient insensibles aux dégâts.

Récemment, l'idée originale d'utiliser le changement des fréquences propres (modes de vibration) pour localiser et identifier les dégâts a été utilisée par plusieurs chercheurs. Ils ont argumenter la faisabilité de cette technique par les développements importants connus dans la méthode des éléments finis. Messina et al (1996) utilisèrent un modèle d'éléments finis d'une plaque d'acier pour simuler les dégâts moyennant la réduction dans la raideur de l'élément. Le modèle a aussi été utilisé pour simuler les changements des fréquences de la structure non endommagée (modèle initial). La fonction de corrélation choisie pour l'étude a été basée sur la formulation mathématique du critère de l'assurance modale MAC (Modal Assurance Criterion). Seules des réductions de la rigidité dépassants 20%, peuvent être décelés. Le calcul

précédent est basé sur la variation des valeurs absolues des fréquences. Pour diminuer, la précédente limite, l'utilisation du pourcentage de changement de la fréquence réduit la limite à 10% ce qu'à permis une contribution plus importante des modes supérieurs.

Suite à ces travaux, Messina et al, examine l'effet de la réduction du nombre de fréquences modales utilisé pour la corrélation. Pour se faire, le même modèle que précédemment a été utilisé, et les résultats trouvés montrent que pour 20% de réduction dans la rigidité (raideur), il n'y a aucune perte significative dans la performance quand le nombre de mode utilisé est réduis de 27 à 10 modes. Les deux études ne sont fiables que pour l'identification d'un seul emplacement du dégât.

Tous les travaux mentionnés ci-dessus ont été basés sur des modèles analytiques ou des simples modèles expérimentaux réalisés en laboratoire. Cependant, des recherches plus récentes examinent les possibilités de l'usage effectif du paramètre fréquences propres pour des structures réelles sur site et non pas en laboratoire. Skrinar et Struckelj (1996) ont introduit l'idée d'utiliser les fréquences naturelles comme un paramètre de contrôle pendant l'érection du pont Koroska en Slovanie. La méthode utilisée est basée sur la corrélation entre les résultats expérimentaux, déduits des essais de vibrations ambiantes, et les résultats analytiques donnés par l'analyse du modèle d'éléments finis du pont.

S'agissant des incertitudes relatives aux mesures des fréquences, Kiremidjain et al (1997) présentèrent un aperçu général de quelques questions fondamentales en rapport avec le contrôle des structures de génie civil. En particulier, la question de l'observation des dégâts à partir des données vibratoires (vibration data) fût examinées. Il a été conclu, que l'un des plus difficiles aspects du contrôle à long terme, réside dans la variation de la réponse qui pourrait être provoquer par les changements de l'environnement, tels que, la variation de la température, les conditions de chargement aux limites.

La sensibilité relativement faible vis-à-vis des changements locaux est un problème particulièrement important dans le domaine d'identification des dégâts sur la base des essais dynamiques. Cela pourrait s'expliquer par le fait que la distribution d'énergie des modes inférieurs est plutôt lisse, et par conséquent, les petits changements locaux n'induiront pas des altérations considérables dans le comportement global de la structure. En revanche, les modes supérieurs sont plus sensibles aux changements dans la structure (dégâts), mais ils sont extrêmement difficiles à mesurer en pratique.

En résumé, la méthode basée sur le changement des fréquences propres s'adapte mieux aux modèles de structures à échelle réduite pour lesquelles les conditions de contrôle peuvent être efficacement accomplies.

2.4.1.2 CHANGEMENT DE LA FORME MODALE

L'idée de contrôler l'effet des dégâts sur la forme modale est née après qu'il a été démontré que la forme modale est plus sensible aux dégâts locaux que les fréquences propres. En réalité, l'utilisation du changement des fréquences modales comme paramètre de contrôle a toujours été préféré à la forme modale vu que cette dernière est difficile à mesurer, surtout pour les structures à échelle réelle.

Cependant, des recherches récentes ont montrées quelques nouvelles techniques qui sont aptes à mesurer les formes modales avec un degré de précision considérable.

L'un des plus importants travaux qui s'est penché sur l'utilisation du changement des formes modales expérimentales comme paramètre de contrôle est celui élaboré par Allemang et Brown (1982). Le critère connu sous le nom de critère d'assurance modale MAC (Modal Assurance Criterion) a été utilisé par les deux chercheurs.

La formulation du MAC est donnée par l'équation suivante :

$$\text{MAC}(\{\phi_x\}, \{\phi_a\}) = \frac{|\{\phi_x\}^T \{\phi_x\}|^2}{(\{\phi_x\}^T, \{\phi_x\})(\{\phi_a\}^T, \{\phi_a\})} \quad (2.4)$$

Le MAC fournit un indice compris entre 0 et 1 qui permet de comparer directement la forme modale avant et après les dégâts. Un indice égale à 1 correspond à la structure non endommagée. La valeur est réduite à 0 lorsque les dégâts sont extrêmement importants et dans ce cas il n'y a aucune corrélation possible entre les formes modales.

Yuen (1985) examina les changements dans la forme modale à travers les variations de la différence vectorielle entre, les vecteurs propres normalisés des masses modales divisé par la valeur propre (masse) correspondante, de l'état endommagé et non endommagé. L'investigation a été conduite par un modèle d'éléments finis d'une poutre en consol avec deux degrés de liberté à chaque nœuds des éléments finis. L'endommagement a été simulé par la réduction de la moitié de la valeur du module d'élasticité d'un élément. Les changements observés sur les formes modales ont été utilisés pour estimer l'emplacement et l'étendu du dégât.

Fox (1992) présenta une comparaison entre l'utilisation des fréquences modales et des formes modales lors de l'identification des dégâts. Pour ce faire, une poutre simple uniforme comportant une fissure est considérée ainsi que le modèle en éléments finis lui correspondant. Une réduction dans les valeurs des cinq premières fréquences modales a été observé entre le cas de la poutre endommagée et non endommagée. La valeur maximal de la réduction (des fréquences) relevée dans ce cas est de 2.7% (dans le 3^{ème} mode) correspondant à un indice du MAC égale à 0.9972.

Une alternative au chargement des formes modales, à savoir les dérivées de ces dernières, fût utilisée par certains chercheurs comme issu d'identification des dégâts. Il faut rappeler que la variation de l'énergie de déformation est essentiellement la dérivée seconde de la forme modale.

A ce titre, Natitolela (1995) élaborera un nouvel indicateur de l'endommagement basé sur l'énergie de déformation par unité de rigidité flexionnelle de chaque élément structurel. L'indice utilisé dans ce cas, (CDI : Cumulative Damage Index), calcul la somme des pourcentages de changement de l'énergie de déformation pour chaque élément. La somme s'étend à partir de l'état non endommagée jusqu'à l'état endommagée de la structure et se fait sur plusieurs modes de vibration. L'élément qui a la plus grande valeur du CDI est défini comme étant l'élément le plus endommagé.

Schulz et al (1997) ont conduit une étude dans le but de comparer la sensibilité de la fonction de transfert FRF (Frequency Response Function) d'un système et les courbures de la forme modale pour l'identification des dégâts. Le modèle analytique d'une poutre en consol a été utilisé pour la comparaison. L'endommagement simulé correspond à une réduction de 25% dans la rigidité de l'un des éléments. Les résultats obtenus ont suggéré que les deux indicateurs peuvent à la fois détecter et localiser le dégât.

Wang et al (1997) utilisèrent les changements de la courbure de la forme modale pour identifier les dégâts sur un modèle réduit (prototype) d'un pont simplement appuyé. Des méthodes statistiques ont été choisies dans le but d'examiner les changements de l'indice suscité (courbure de la forme modale), et de les associer à la localisation de l'endommagement. L'avantage principal de cette méthode est qu'elle est basée sur l'étude statistique, et par conséquent le problème des effets aléatoires, tels que, les changements de l'environnement sera minimisé. L'indice a été évalué entre l'état du pont non endommagé et endommagé pour différentes conditions d'appuis des supports. Le dégât introduit dans le système consiste en une rainure réalisée à mi-travée de l'une des poutres principales et dans la partie inférieure de la section. Les résultats ont révélé que la méthode est apte à identifier le dégât pour tous les cas de conditions d'appuis considérés.

Cornwell et al (1998) comparent les méthodes de flexibilité et d'énergie de déformation pour identifier les dégâts, dans une poutre, utilisée comme exemple de structure. Les deux méthodes sont appliquées sur le modèle d'éléments finis de la poutre endommagée. L'indice correspondant à la 2^{ème} méthode est semblable dans ce cas à celui utilisé par Natitolela (1995). Il a été déterminé expérimentalement au moyen de l'allure des formes modales. La matrice de flexibilité (l'inverse de la matrice de rigidité) a été estimée moyennant les fréquences et les formes modales. Les 6 six premiers modes ont été utilisés dans les deux méthodes. Les résultats donnés par la méthode de flexibilité sont relativement peu révélateurs. Par contre, la méthode de l'énergie de déformation fournit des résultats meilleurs pour l'identification de l'emplacement du dégât. Les résultats se sont détériorés quand moins de 6 six modes sont utilisés dans l'étude.

Récemment, les possibilités d'amélioration de la performance du critère de l'assurance modale MAC ont été investies. Catbas et al (1998) présentèrent un nouveau critère appelé COMEF (Correlation Function for Spacial Location of Scaled Mode Shapes) dans le but de l'identification des dégâts. Les investigations ont révélé que la performance du nouveau critère COMEF est semblable au MAC, mais avec une légère amélioration dans les modes supérieurs (hautes fréquences).

2.4.2 MISE A JOUR DE LA MATRICE DES ELEMENTS FINIS

La méthode d'identification des dégâts par la mise à jour des modèles en éléments finis sur la base des données expérimentales est relativement nouvelle. La technique est basée sur l'élaboration d'un modèle en éléments finis de la structure non endommagée (en bon état). Le modèle initial sera modifié (mis à jour du modèle) sur la base des données expérimentales (telles que les fréquences naturelles et les formes modales). La différence existants entre le modèle modifié (après mis à jour) et le modèle initial indiquent l'endommagement de la structure.

La fiabilité de la technique dépend de plusieurs facteurs. On peut citer entre autre ; le type de structure (complexe ou simple) et la nature du dégât (local ou non).

Le principe de la méthode, est de modifier la matrice structurelle pour reproduire un modèle corrigé sur la base de la corrélation entre la réponse dynamique obtenue analytiquement et expérimentalement.

2.4.3 METHODE DE L'IMPACT LOCAL (FONCTION DE TRANSFERT LOCALE)

Le principe de cette méthode est d'exciter la structure par une force impulsive et d'observer l'impact de celle-ci sur la réponse de la structure. La présence d'un défaut dans une région donnée de la structure, se traduit par l'altération de la rigidité et de l'amortissement local de cette région, conduisant nécessairement vers une altération de la fonction de transfert F.R.F mesurée dans cette région.

Au début, les applications de cette méthode étaient limitées à cause du manque des instruments adéquats permettant l'obtention rapide de la F.R.F durant un essai. Néanmoins l'introduction de la transformé de Fourier F.F.T a permis de palier le problème précédent.

Par la suite, la méthode de l'impact local a connu plusieurs améliorations et constitue un sujet d'investigation de plusieurs chercheurs qui travaillent dans le domaine des essais dynamiques. Les instruments utilisés pour l'essai de l'impact local consistent en un marteau équipé d'un capteur qui mesure la force d'entrée (Input) appliquée à la structure. Un détecteur est attaché à la structure testée pour mesurer la réponse structurelle dans le domaine temporel. Les signaux enregistrés sont alors convertis dans le domaine fréquentiel, et la FRF, qui est défini comme étant la fonction de transfert spectrale entre la force d'entrée (Input) et la réponse (Output) est alors déduite.

2.5 CONCLUSION

L'évaluation des structures par les essais dynamiques est une technique qui occupe une place potentielle dans le domaine vaste de l'expertise. Les essais dynamiques peuvent être utilisés dans l'expertise des ouvrages sous deux aspects ; l'évaluation globale des structures et l'identification des dégâts locaux.

En ce qui concerne l'évaluation globale de la structure, les essais dynamiques doivent être associés à des essais destructifs et/ou non destructifs sur matériaux. Cependant, il est incorrect de baser l'expertise d'un ouvrage seulement sur les essais dynamiques et donc sur des données modales expérimentales. Mais, parfois et dans des cas bien spécifiés, les essais dynamiques peuvent être utilisés pour l'identification des dégâts locaux sans association avec des essais sur matériaux.

D'après les différentes littératures citées dans la section précédente, il est évident que la méthode d'identification des dégâts sur la base des données vibratoires expérimentales est efficace. La méthode basée sur le changement des caractéristiques modales (*signature vibration*) paraît être la plus attrayante, surtout pour le contrôle continu. Cette dernière est une technique qui utilise des données modales qui sont déduites de l'expérimental par les essais dynamiques. Ainsi que cette dernière s'adapte mieux aux structures à échelle réduite pour lesquelles les conditions de contrôle peuvent être efficacement accomplies.

La méthode de l'impact local est une méthode très efficace pour l'identification des dégâts locaux. C'est une méthode qui convient aux applications dans lesquelles, l'emplacement probable de l'endommagement est a priori connu.

La mise à jour de la matrice des éléments finis est une alternative fort intéressante, mais les procédures analytiques exigent encore des développements supplémentaires [43].

D'après plusieurs études, l'utilisation du changement de la forme modale est plus efficace que l'utilisation du changement des fréquences propres pour l'identification des dégâts.

L'identification des dégâts sur la base de la méthode de l'énergie de déformation est moins efficace que d'autres méthodes. C'est une méthode qui ne trouvera pas beaucoup d'usages dans la situation pratique. Enfin, quelques méthodes dynamiques, pour l'identification de l'endommagement, citées dans ce chapitre, semblent non efficaces pour les structures réelles.

Chapitre 3

Présentation & modélisation de la structure de la nouvelle aérogare d'Alger

3.1 INTRODUCTION

La présente étude s'inscrit dans le cadre de l'expertise d'un grand ouvrage qui est la structure de la nouvelle aérogare passagère de l'aéroport international de Dar-El-Beida.

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage, il a été décidé d'établir un modèle de calcul numérique conforme à la structure existante, et qui sera validé par des essais de vibrations ambiantes.

Le modèle constituera la base de tous les calculs de stabilité et de détermination de la capacité de résistance actuelle de l'ouvrage.

3.2 DEMARCHE DE L'EXPERTISE DE LA STRUCTURE

L'évaluation structurelle de l'ouvrage par les essais de vibrations ambiantes associés aux essais destructifs et non destructifs sur matériaux a été menée selon les étapes suivantes :

- Modélisation des différents blocs (20 blocs) de chaque zone de l'aérogare (05 zones).
- Vérification de la conformité des plans de génie civil (conformité entre la conception théorique et réalisée).
- Prise en charge des données géométriques et mécaniques réelles (mission qualité de béton et topographie).
- Etude modale préliminaire basée sur l'analyse modale des modèles d'éléments finis dans le but d'optimiser les schémas d'instrumentation des essais de vibrations ambiantes en se basant sur l'identification des formes modales analytiques.
- Réalisation des essais de vibrations ambiantes.
- Validation des modèles d'éléments finis par les résultats modaux expérimentaux donnés par les essais de vibrations ambiantes.

3.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La nouvelle aérogare d'Alger est située à proximité de l'ancien terminal Houari Boumédiène. L'ouvrage est conçu en système modulaire qui offre l'avantage d'une distribution plus contrôlée du flux et tend à se constituer en unité opérationnelle et complètement autonome. Chaque module est divisé en (05) cinq zones distinctes de par leurs activités et leurs fonctionnements.

La nouvelle aérogare est une structure très complexe en béton armé, est formée de portiques auto-stables renforcés en certains endroits par des voiles.

Au jour de réalisation des essais de vibrations ambiantes (août 2000), seule les gros œuvres ont été réalisés. Suite à un long statu quo, pendant lequel le projet a subi de nombreuses détériorations, ainsi que, d'autres problèmes résultant de la mauvaise mise en œuvre du béton ont été constatés, et qui sont essentiellement dus à la ségrégation (perte de laitance, nids d'abeilles, armatures apparentes, fissurations) et à la reprise de bétonnage.

Une expertise s'est avérée nécessaire pour la bonne conduite des travaux dans le futur, et pour but de donner des recommandations voire des solutions garantissant la fiabilité du projet.

La conception de l'aérogare avait été conditionnée par trois contraintes principales :

- ❑ Niveau élevé de la nappe phréatique ;
- ❑ Gradient thermique important ;
- ❑ Séisme.

Le risque sismique a été pris en charge conceptuellement en subdivisant chaque module en cinq zones travaillant d'une manière indépendante vis-à-vis les oscillations.

La séparation est assurée par des joints sismiques qui sont réalisés ainsi pour éviter le tassement différentiel.

La contrainte climatique a été prise en considération en subdivisant les zones en plusieurs blocs par des joints de dilatation.

Pour ce qui est de la contrainte engendrée par le niveau de la nappe phréatique, un cuvelage d'étanchéité dans la cave a été réalisé avec des pieux profonds.

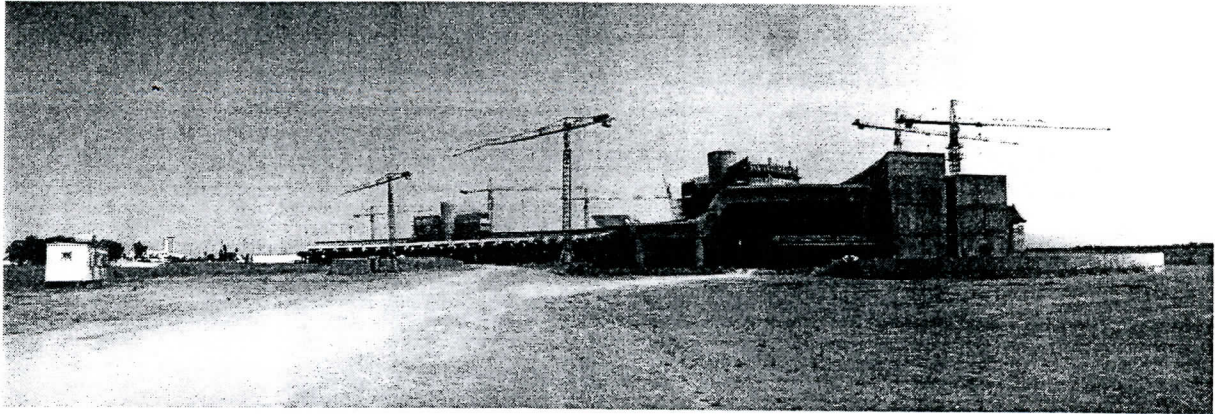


Fig. 3.1 : Nouvelle aérogare d'Alger.

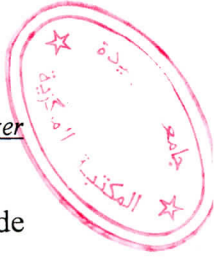
3.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE

La structure de la nouvelle aérogare d'Alger ayant une configuration géométrique complexe et des paramètres structuraux qui ne peuvent pas être représentés par les modèles linéaires ou plans, seul un modèle tridimensionnel détaillé peut idéaliser avec la précision requise le comportement dynamique de la structure. Il est par ailleurs évident que de tels modèles ne garantissent de bons résultats de calcul que si la structure est adéquatement discrétisée ; nature des éléments, finesse du maillage, répartition des masses, supports et charges. Généralement l'interprétation des résultats est assez laborieuse et nécessite au préalable des vérifications systématiques des données et ensuite un contrôle des résultats, en particulier la conformité des modes de vibrations.

Comme nous avons décrit précédemment, l'aérogare est subdivisée en plusieurs zones, et par conséquent, pour chaque zone un modèle d'éléments finis tridimensionnel est établi. En se basant sur des plans d'architecture (plans, coupes, détails, etc.) et les documents relatifs (notes de calcul, descriptif structurel, etc.), des schémas statiques sont établis et saisis à l'aide du pré-processeur graphique et numérique du logiciel de calcul STAAD-III.

Tous les éléments structuraux linéaires sont modélisés par des éléments poutres, les voiles et planchers par des éléments Shells.

Les structures sont supposées encastées au niveau du sol, en faisant abstraction de toute interaction sol-structure.



L'analyse modale initiale prend en compte la masse provenant uniquement du poids propre de l'ouvrage tel qu'il existe.

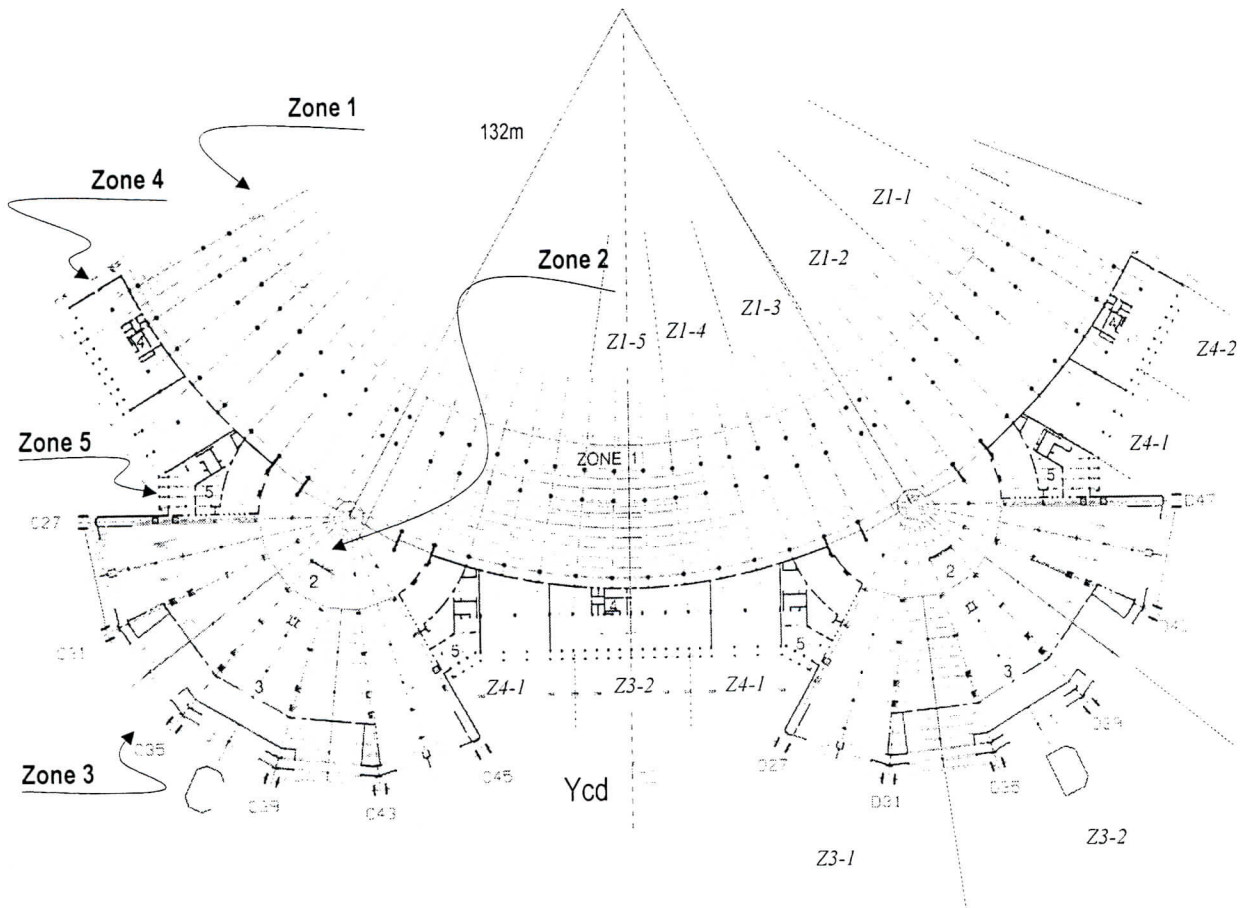


Fig. 3.2 : Vue en plan de la nouvelle aéroport d'Alger et ces différents zones et blocs.

La nouvelle aéroport d'Alger est constituée de (02) deux modules identiques, C et D qui possèdent un axe de symétrie Ycd. Chaque module est divisé en (05) cinq zones distinctes.

3.4.1 ZONE 1 : HALL D'ENTREE

Le hall d'entrée a une forme en arc de cercle de 132 m de rayon composé de 3 blocs. Les blocs de rive sont eux aussi subdivisés en (02) deux par des joints sismiques. Le bloc central, cependant, est subdivisé en (05) cinq parties par des joints sismiques.

Le système structurel est en portiques principaux dans le sens radial. La stabilité transversale est assurée par les poutres secondaires dans ce sens.

Les poutres et les poteaux ont été modélisés par des éléments poutres et les planchers par des éléments plaques.

Tous les blocs ont été séparés en tenant compte des appuis aux limites en transférant les réactions d'appuis d'un bloc à l'autre selon le cas.

Les poutres de rive des deux zones 1-2 et 1-3 prennent appui sur la tour de la zone 2. Les deux points de contact sont modélisés par des appuis simples à 5 DDL libres.

Les diamètres des sections des poteaux de forme circulaire ont été introduits directement et les caractéristiques géométriques des poutres principales ont été calculées (caractéristiques équivalentes) et affectées aux éléments. Les portiques sont supposés encastres au niveau du RDC.

En réalisant un modèle pour chaque type de bloc, on totalise (05) cinq différents modèles ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.1 : Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 1

Zone	Nœuds	Poutres	Plaques	Supports	DDL
Zone1-1	153	215	91	17	816
Zone1-2	104	144	56	18	540
Zone1-3	82	113	41	15	426
Zone1-4	88	126	45	12	456
Zone1-5	118	172	65	14	624

3.4.3 ZONE 3 : HALL DE TRAFIC

Cette zone est constituée de trois blocs dont deux sont symétriques par rapport au bloc central. Il s'agit d'une structure à un seul niveau, très rigide, surélevée par des poutres en caisson appuyées sur des poteaux massifs. La toiture (n'a pas été encore réalisée) est supportée par des poutres en shed conçues pour prendre appui sur ces poutres en caisson.

Les sections de la plupart des éléments structuraux de cette zone sont de formes complexes, (U renversé, H, T, etc.). Les caractéristiques géométriques de ces éléments sont introduites en calculant l'aire des sections et leurs inerties équivalentes.

Les poutres caisson sont modélisées par des plaques avec un maillage uniforme pour toutes les parois et les raidisseurs. Une légère transformation du maillage au voisinage des zones d'appuis et raidisseurs est effectuée pour permettre une liaison appropriée avec les autres parties.

Tableau 3.2 : Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 3

Zone	Nœuds	Poutres	Plaques	Supports	DDL
Zone 3-1 C	1360	485	1426	55	8058
Zone 3-1 D	1127	493	1117	55	6660
Zone 3-2	1439	255	1426	59	8508

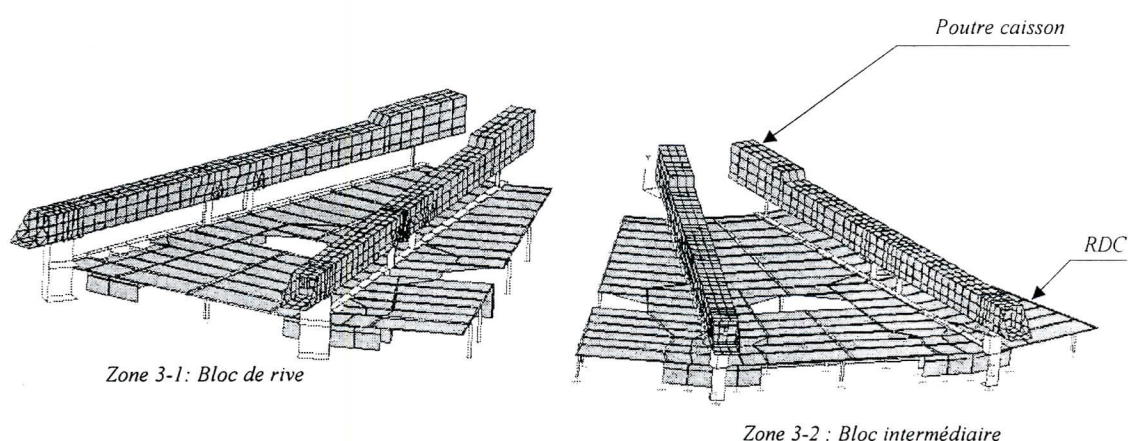


Fig. 3.5 : Vue globale des différents modèles numériques de la zone 3.

3.4.4 ZONE 4 : AILES LATÉRALES ENTRE LES MODULES

Chacune des deux structures de la zone 4 est constituée de deux blocs de 3 niveaux. On distingue trois types de bloc pour les zones 4 de rive et entre les deux modules. Le système structurel est composé de portiques et de voiles. Ils sont modélisés par des éléments poutres et plaques.

En réalisant un modèle pour chaque type de bloc, on obtient (03) trois différents modèles ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.3 : Caractéristiques des différents modèles d'éléments finis de la zone 4

Zone	Nœuds	Poutres	Plaques	Supports	DDL
Zone 4-1	242	319	250	31	1380
Zone 4-2	579	441	688	64	3372
Zone 4-3	617	533	687	68	3546

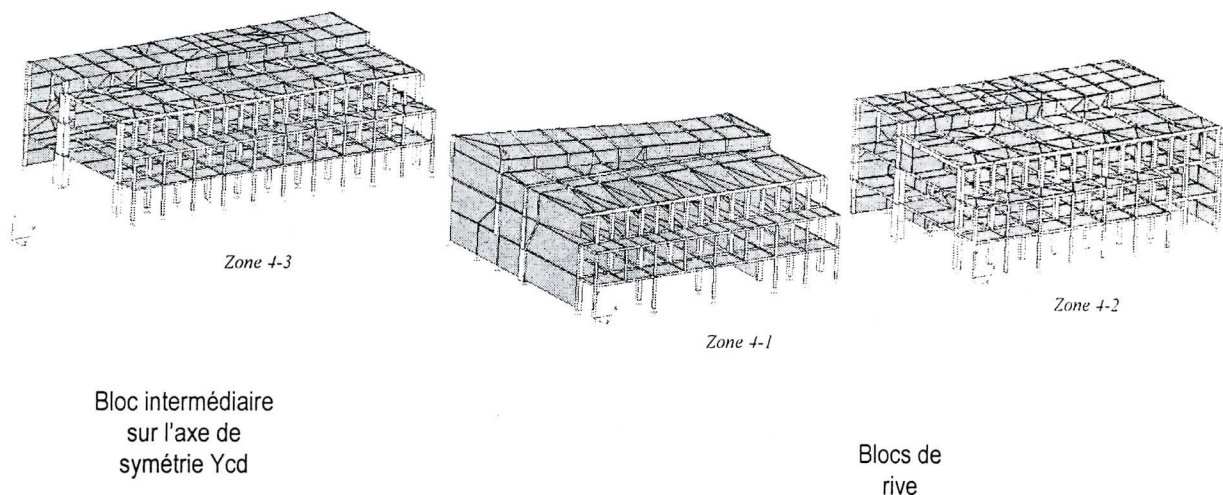


Fig. 3.6 : Vue globale des différents modèles numériques de la zone 4.

3.4.5 ZONE 5 : AIRE DE CONNEXION

La zone 5 est constituée d'un bloc unique sans joint. Elle présente une structure complexe composée principalement de voiles et de quelques portiques presque noyés formant des caissons horizontaux et verticaux.

Une partie de la dalle du dernier plancher prend appui sur la poutre en caisson de la zone 3.

Les points de contact sont modélisés par des appuis simples à 5 DDL libres.

Le modèle comprend 720 nœuds, 247 éléments poutres, 839 éléments plaques, 75 nœuds fixes et un total de 4278 DDL.

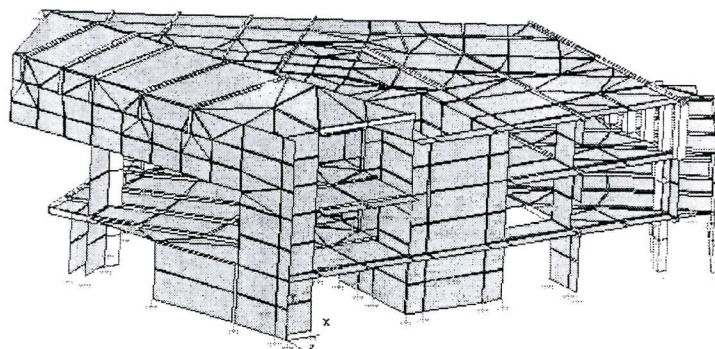


Fig. 3.7 : Vue globale du modèle numérique de la zone 5.

3.5 MODELISATION DES SUPPORTS ET APPUIS

Les modèles de tous les blocs sont supposés encastés au sol en faisant abstraction de toute interaction sol-structure.

Les structures des différents blocs sont encastées à la base en un point à leurs bases selon le maillage des éléments finis.

Signalons aussi que l'interface entre les blocs est modélisée par des appuis simples à 5 DDL libres d'un côté et d'une réaction d'appui sur le bloc adjacent.

Une modélisation plus exacte des appuis en Néoprène sur lesquels s'appuient les poutres caisson consiste à introduire des appuis élastiques selon les degrés de liberté partiellement empêchés.

3.6 CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Les caractéristiques mécaniques du matériaux constituant la structure de l'aérogare sont différentes et variables d'une zone à l'autre et d'un bloc à l'autre. Les valeurs du module d'élasticité E et la densité du béton armé γ_c ont été pris initialement égales aux valeurs moyennes issues de l'étude statistique (effectuée par mission qualité du béton). Lors de la validation des modèles d'éléments finis, ces coefficients ont été paramétrés.

3.7 CONCLUSION

La structure de l'aérogare a été conçue pour répondre à des critères assez sévères résultants en un système structurel complexe. Pour cela des modèles d'éléments finis tridimensionnels ont été élaborés (modélisation sur STAAD-III) pour atteindre la précision requise.

La modélisation de tous les blocs d'une telle structure est une tâche laborieuse. Ainsi des modèles en éléments finis tridimensionnels ont été élaborés en utilisant le logiciel STAAD-III. La discrétisation, le choix des éléments, la finesse du maillage ainsi que la saisie des caractéristiques géométriques et mécaniques ont été effectués d'une manière à satisfaire les exigences de la précision requise sans autant dépasser les capacités des moyens de calcul (logiciel et outils informatiques disponibles).

Chapitre 4

Analyse modale expérimentale par essais de vibrations ambiantes

4.1 INTRODUCTION

L'une des méthodes d'identification des caractéristiques dynamiques des structures est la méthode des vibrations ambiantes. Cette méthode présente l'avantage de la simplicité et d'économie et donne des résultats acceptables dans des conditions d'essais favorables.

Compte tenu de l'importance de l'étude, la validation des modèles numériques de calculs s'avère nécessaire. Ainsi, un programme d'essais de vibrations ambiantes a été envisagé en complément des données expérimentales des autres essais non-destructifs sur matériaux.

En effet, l'équipe des études de vulnérabilité du Centre National de Recherches Appliquées en Génie Sismique (C.G.S) a été chargée d'effectuer ces essais sur l'ouvrage de la nouvelle aérogare internationale d'Alger.

4.2 ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE ET ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

Comme nous l'avons décrit antérieurement, l'ouvrage a subi de nombreuses détériorations, et son expertise devient nécessaire et doit être à la hauteur de l'importance du projet.

Pour se faire, plusieurs types d'essais destructifs et non destructifs ont été réalisés sur la super et l'infrastructure de l'ouvrage.

Vu la complexité géométrique et structurelle de la structure de l'aérogare, des essais de vibrations ambiantes ont été réalisés dans le but de valider les modèles d'éléments finis par l'ajustement des fréquences propres théoriques sur la base des valeurs expérimentales réelles.

4.2.1 DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION

Les essais de vibrations ambiantes ont été effectués par le centre de génie parasismique (C.G.S). La chaîne de mesure utilisée est composée de :

4.2.1.1 CAPTEURS DE VIBRATIONS

Les capteurs de vibrations sont des sismomètres de type SS-1 (figure 4.1), de fréquence naturelle de 1.0Hz et d'amortissement négligeable. La plage des fréquences mesurables varie de 1.0 à 100Hz.

La figure 4.2 représente le contenu fréquentiel d'une mesure obtenue sur l'aérogare. Le premier pic correspond à la fréquence naturelle du sismomètre (1.0 Hz) ; les autres pics correspondent aux modes de vibration.

4.2.1.2 SYSTEME D'ACQUISITION

4.2.1.2.1 STATION D'ACQUISITION

Les signaux captés par les sismomètres sont transmis à une station d'acquisition de type SSR-1 où 6 capteurs peuvent être connectés simultanément (figure 4.3).

4.2.1.2.2 LOGICIEL D'ACQUISITION

Un programme QTALK est utilisé pour configurer la station d'acquisition, ajuster les paramètres, et récupérer les enregistrements des signaux contenus dans la mémoire du SSR-1. Pour faciliter le transfert des enregistrements existants au niveau de la station d'acquisition, ce logiciel permet d'augmenter la vitesse de communication (baud rate) qui peut atteindre la valeur de 115.2 Kbaud.

4.2.1.3 LOGICIEL DE TRAITEMENT

Le logiciel de traitement est dénommé MAC/RAN. Ce logiciel permet :

- L'analyse du signal aussi bien dans le domaine temporel que fréquentiel.
- L'analyse des systèmes linéaires.
- Des opérations de convolution et de corrélation, et plusieurs autres types d'opérations.

Dans le présent travail, le traitement des mesures enregistrées par les capteurs, en terme de fichiers organisés par le logiciel d'acquisition QTALK, est fait par le logiciel « MATLAB » sur lequel un programme a été élaboré. Ce dernier permet le traitement du signal enregistré par le capteur d'enregistrement. En d'autre terme, la décomposition fréquentielle du signal enregistré moyennant la technique de la transformé de Fourier FFT est faite par le programme.

L'objectif du traitement de ces signaux est la détermination des modes de vibration. Ces derniers correspondant aux pics de fréquences dominantes dans le spectre de Fourier (ou amplitudes de Fourier) de l'enregistrement.



Fig. 4.1 : Sismomètres de type SS-1.

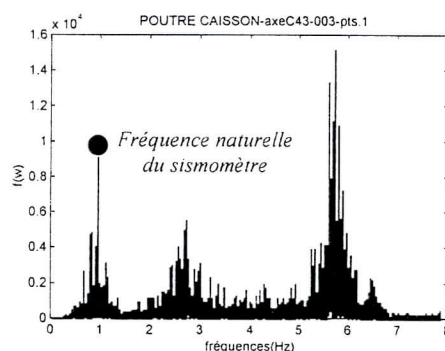


Fig. 4.2 : Contenu fréquentiel.

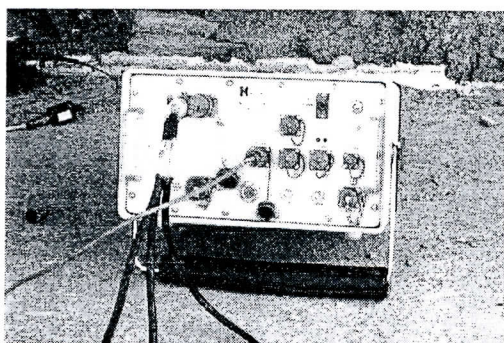


Fig. 4.3 : Station d'acquisition, type SSR-1.

L'organigramme suivant regroupe les différentes étapes de la réalisation des essais dynamiques par vibrations ambiantes en utilisant les instruments du C.G.S.

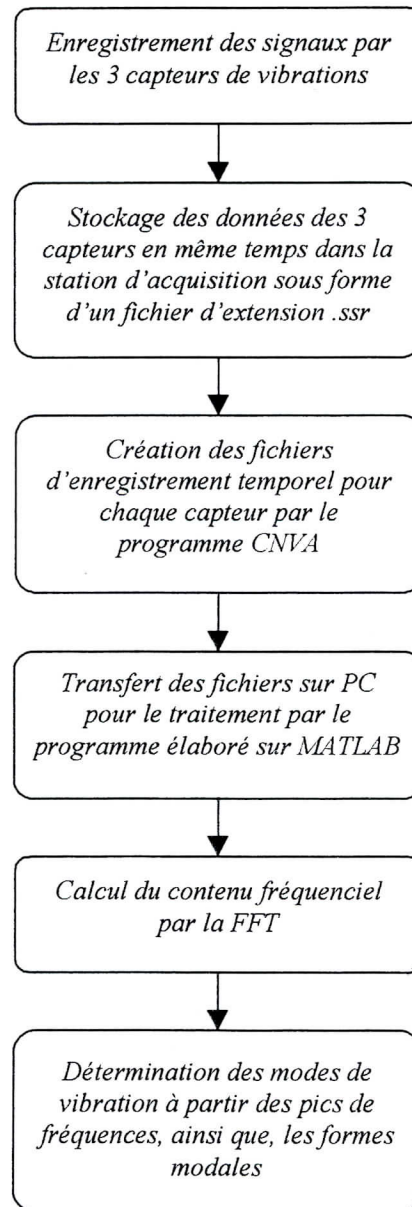


Fig. 4.4 : Etapes de réalisation des essais de vibration ambiantes.

4.2.2 PROCEDURE D'ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

La procédure de réalisation des essais de vibrations ambiantes se résume en ce qui suit :

- Analyse modale numérique préliminaire et choix de l'emplacement des capteurs ;
- Enregistrement des réponses de la structure ;
- Traitement des signaux enregistrés ;
- Identification des modes de vibration expérimentaux ;
- Détermination de la forme modale expérimentale.

4.2.2.1 ANALYSE MODALE PRELIMINAIRE & CHOIX DES POSITIONS DES CAPTEURS

Le choix des positions et de l'orientation des capteurs est très important pour l'enregistrement et éventuellement l'identification des modes de vibration expérimentaux, surtout dans le cas des structures ayant une géométrie structurelle complexe (comme est le cas de l'aérogare d'Alger).

L'analyse modale préliminaire consiste à élaborer un modèle numérique d'éléments finis conforme à la structure réelle existante. Faire un calcul modal préliminaire dans le but de connaître la forme de chaque mode de vibration, ainsi que les taux de participation massique correspondant.

Les formes modales théoriques calculées serviront à déterminer les amplitudes de chaque point de la structure. Les capteurs doivent être positionnés dans les parties ayant une grande amplitude modale.

Pour illustrer cet aspect, considérons l'exemple d'une poutre élancée fictive ayant les formes modales montrées sur la figure ci-dessous.

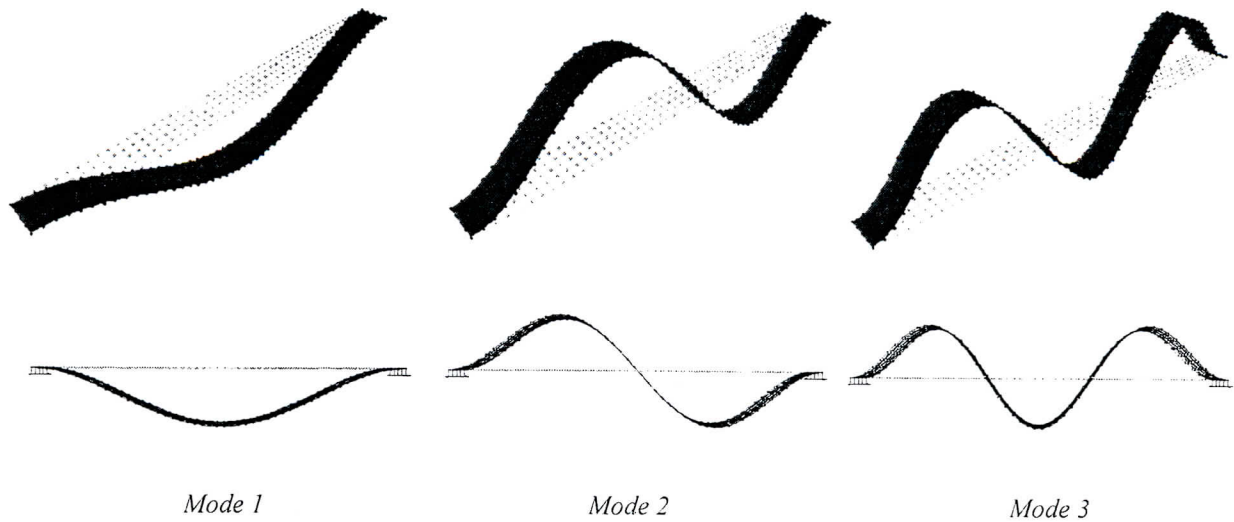


Fig. 4.5 : Exemple des trois premiers modes de vibration d'une poutre élancée fictive.

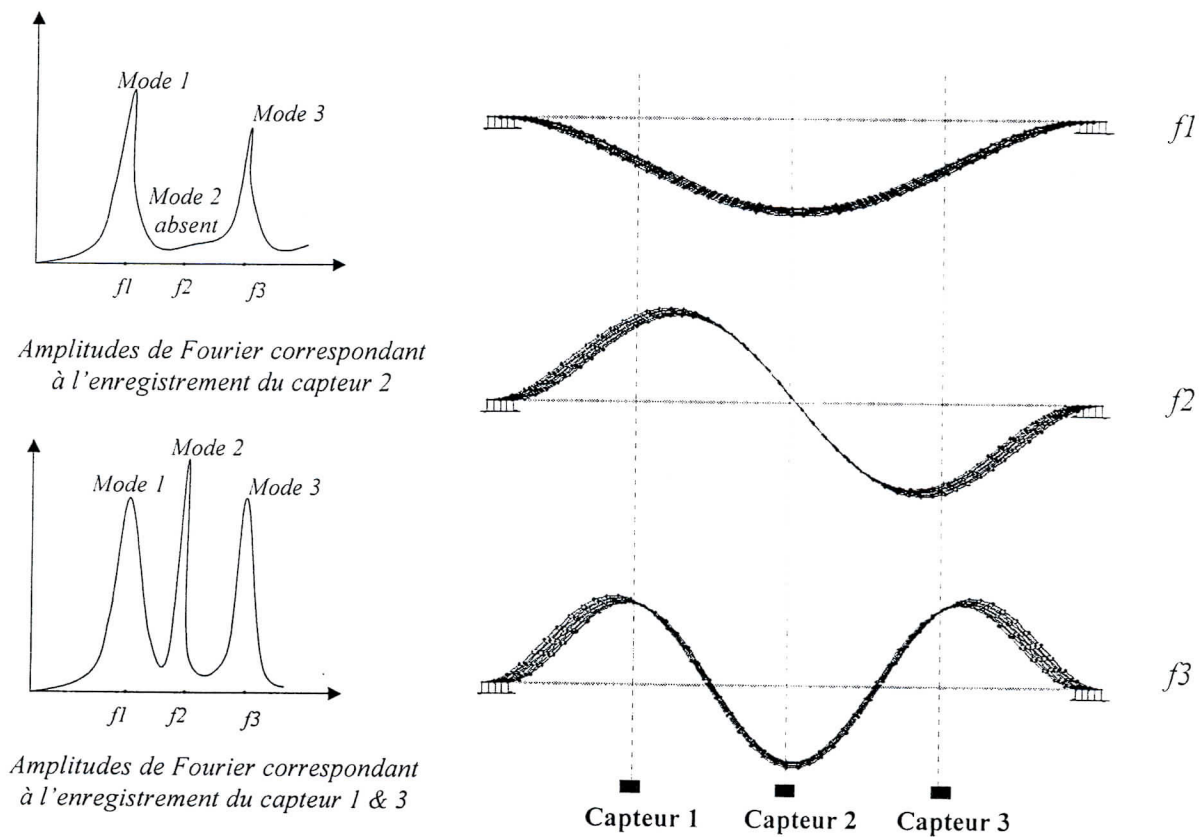


Fig. 4.6 : Exemple de positionnement des capteurs pour l'identification expérimentale des fréquence propres d'une poutre fictive.

La figure ci-dessus présente les (03) trois premières formes modales fondamentales correspondantes aux fréquences f_1 , f_2 et f_3 d'une poutre, ainsi que l'amplitude de Fourier donnée par chaque capteur d'enregistrement.

Ce qui est claire, est que le 2^{ème} mode de vibration ne peut être identifier par le deuxième capteur positionné au milieu de la poutre fictive, puisque l'amplitude de ce mode en ce point est nulle. Dans ce cas, le spectre de Fourier donne seulement les deux pics correspondant aux 1^{er} et 3^{ème} modes de vibration dont les amplitudes sont grandes autour de la position des capteurs. Donc, quelques modes de vibration peuvent être omis du spectre de Fourier si les capteurs sont mal positionnés.

Ainsi, l'analyse modale préliminaire nous a permis de réduire le nombre des essais sans toucher à la fiabilité de ces derniers. Dans l'exemple précédant, seul le capteur 1 ou 3 est nécessaire pour l'identification des (03) trois premiers modes, puisque les modes identifiés par le 2^{ème} capteur sont aussi présent dans la décomposition fréquentielle donnée par les capteurs 1 et 3 où les 3 premiers modes sont représentés par des pics clairs (figure 4.6).

Par conséquent, la position des capteurs doit être choisie de telle sorte qu'on puisse capter le maximum de modes en même temps et d'une façon claire.

De ce qui précède, il vient que l'étude modale préliminaire des différents blocs de l'aérogare s'avère nécessaire. Elle nous permet de déterminer les positions et les orientations optimales des capteurs pour identifier nettement et correctement les modes de vibration principaux de translation et de torsion.

L'étude modale préliminaire des modèles numériques de chacun des blocs de l'aérogare nous a montré que tous les blocs, à l'exception de ceux de la structure de la zone 3, présentent des modes principaux de translation et de torsion (figure 4.7).

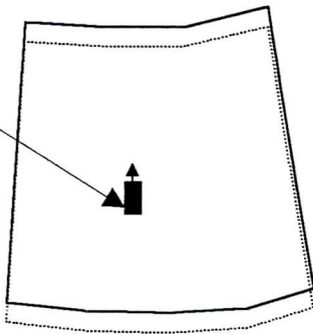
Par contre, les modes de vibration de la structure de la zone 3 sont concentrés essentiellement sur les vibrations transversales et longitudinales des poutres caisson.

De manière générale, les différents modes de torsion sont déterminés à l'aide de deux capteurs placés dans les zones de rive de la structure, où les amplitudes modales de torsion sont importantes et leurs pics dans le spectre de Fourier sont nets et représentatifs.

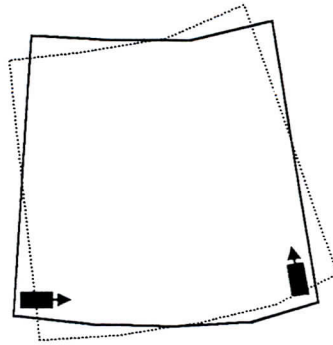
Dans le but d'enregistrer les amplitudes modales correspondant aux modes de translation, un capteur sera placé dans la zone du milieu de la structure, où les amplitudes des modes de torsion sont faibles ou nulles. Ce qui d'ailleurs peut se voir sur le spectre de Fourier correspondant à l'enregistrement.

Zone 1

Capteurs d'enregistrement

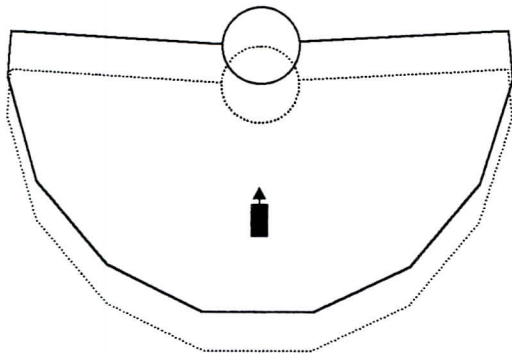


Mode de translation

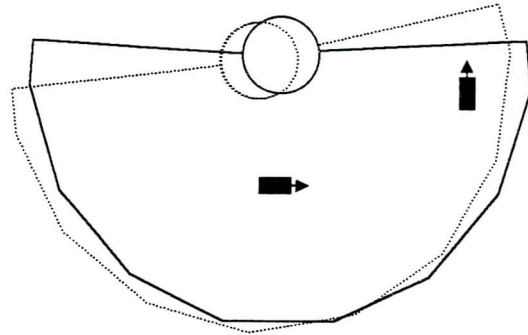


Mode de torsion

Zone 2



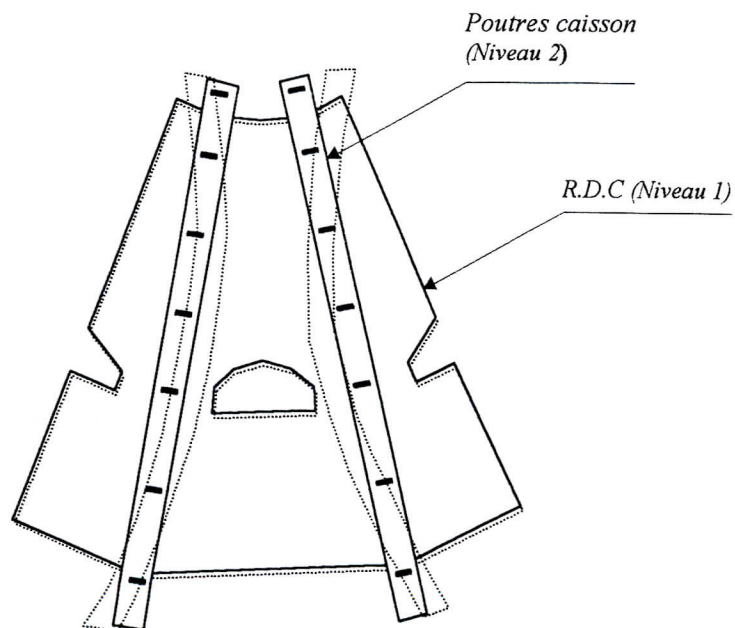
Mode de translation



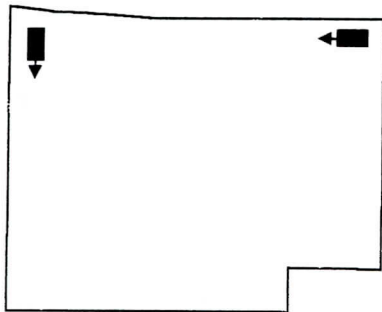
Mode de torsion

Zone 3

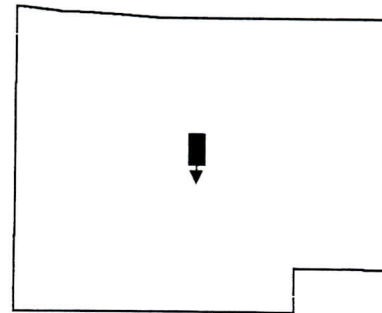
Concentration des modes de vibration dans les poutres caisson



Zone 4

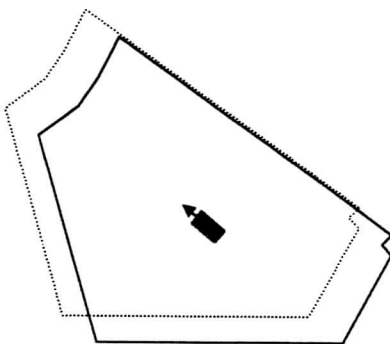


Mode de torsion

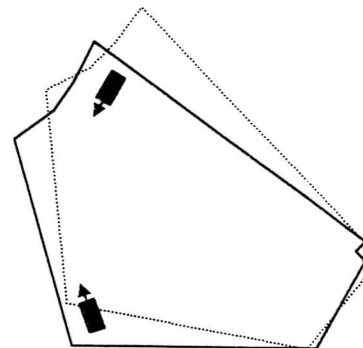


Mode de translation

Zone 5



Mode de translation



Mode de torsion

Fig. 4.7 : Positions et orientations optimales des capteurs dans chaque bloc de l'aérogare.

4.2.2.2 ENREGISTREMENT DE LA REPONSE STRUCTURELLE

Les essais de vibrations ambiantes ont été conduits en utilisant la chaîne de mesure du centre national de recherches appliquées en génie sismique (C.G.S).

Les instruments utilisés sont les suivants :

- 3 sismomètres de type SS-1 (figure 4.1) ;
- Station d'acquisition de type SSR1 (figure 4.3) ;
- Micro-ordinateur portable.

La réponse structurelle est enregistrée à l'aide des sismomètres sous l'effet des excitations dues au vent et des diverses micro-vibrations. Les capteurs sont très sensibles aux micro-vibrations dans les deux sens, horizontal et vertical.

La durée du mouvement enregistré doit être suffisante (environ de 10 minutes dans notre cas) pour éviter d'une part les effets des bruits et les parasites impulsifs, et d'autre part assurer que la réponse (output) correspond effectivement à une excitation (input) stationnaire à large bande fréquentielle.

Le mouvement enregistré sous forme de vitesse en fonction du temps est stocké dans la station d'acquisition. Par la suite, son analyse est assurée par les logiciels d'acquisition et de traitement.

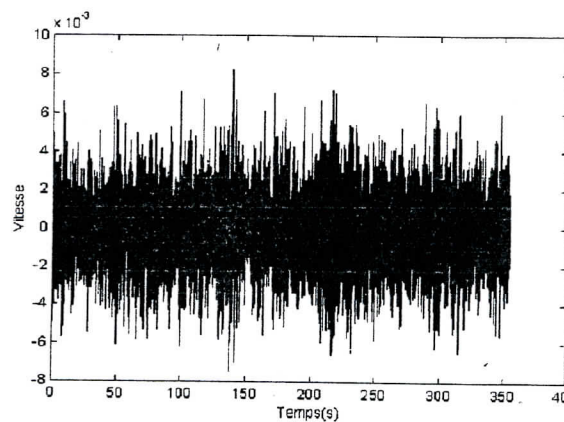


Fig. 4.8 : Exemple d'une réponse de la structure.

4.2.2.3 CALCUL DES SPECTRES DE FOURIER

La réponse de la structure est enregistrée par le logiciel de traitement sur le micro-ordinateur sous forme d'un enregistrement temporel de vitesse.

Le signal est transféré du domaine temporel au domaine fréquentiel via la transformé rapide de Fourier FFT.

Le spectre de Fourier représente le signal temporel dans le domaine des fréquences (contenu fréquentiel). Il est calculé par un programme élaboré sous l'environnement MATLAB, dans lesquelles les modes de vibration sont représentés par des pics dans cette dernière.

Dans notre cas, il existe toujours un pic autour de 1.0 Hz qui représente la fréquence de résonance du sismomètre (figure 4.9).

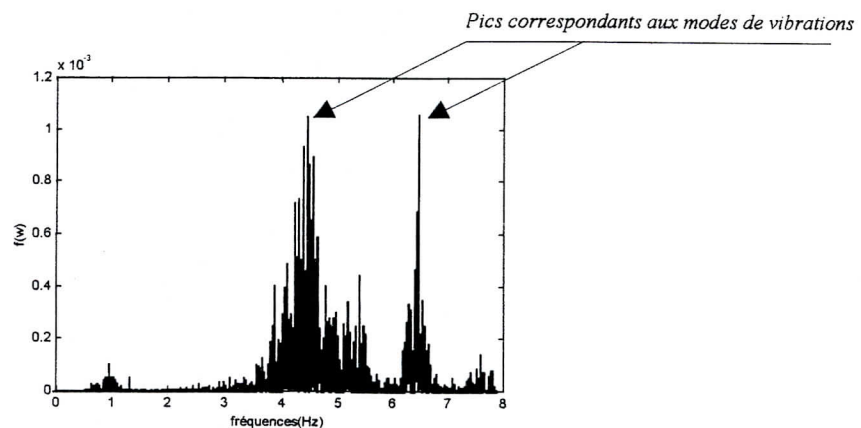


Fig. 4.9 : Exemple représentant un spectre de Fourier.

4.2.2.4 DETERMINATION EXPERIMENTALE DES FREQUENCES PROPRES DE VIBRATION

La détermination des fréquences de vibration est très délicate, car, il existe parfois des bruits et des parasites ayant des fréquences dominantes qui peuvent perturber les modes réels, surtout dans le cas où les capteurs seraient mal positionnés et/ou orientés.

Ce problème peut être résolu en utilisant plusieurs capteurs en même temps et dans des sens prédéfinis par l'étude analytique préliminaire. De même, le traitement correct des différents spectres de Fourier obtenus peut faciliter l'identification des modes de vibration réels en se basant à la fois sur les amplitudes modales des pics et sur la position et l'orientation des capteurs.

Par ailleurs, il existe parfois, des modes qui ne sont pas captés par le sismomètres lorsque ce dernier est orienté perpendiculairement à la direction des amplitudes du mode suscité. C'est le cas dans plusieurs enregistrement effectués sur la structure de l'aérogare. Par exemple, le 2^{ème} mode de vibration identifié dans la zone 1 de l'aérogare, qui est un mode de translation dans le sens radial, est complètement absent dans le contenu fréquentiel des enregistrements obtenus par les capteurs orientés transversalement (figure 4.10). Par contre, le pic de ce mode est très clair dans le contenu fréquentiel obtenu par le sismomètre orienté radialement.

Donc, l'identification des modes expérimentaux doit être faite d'une manière délicate, et doit prendre en compte plusieurs facteurs. Entre autre ;

- L'orientation du sismomètre se fera selon la forme modale déduite de l'étude préliminaire.
- Eviter le positionnement des sismomètres sur des éléments de la structure qui peuvent vibrer d'une manière locale, évitant ainsi les modes locaux qui sont caractérisés par un taux de participation massique relativement faible et par conséquent, ils ne représentent pas le comportement modal global fondamental de la structure.

Notons ainsi que, les amplitudes modales remarquées sur les différents spectres de Fourier sont différentes d'une zone à l'autre selon la rigidité de chaque bloc. Par exemple, la structure de la zone 5 et 4 présentent des amplitudes très faibles devant celles des structures des zones 1, 2 & 3.

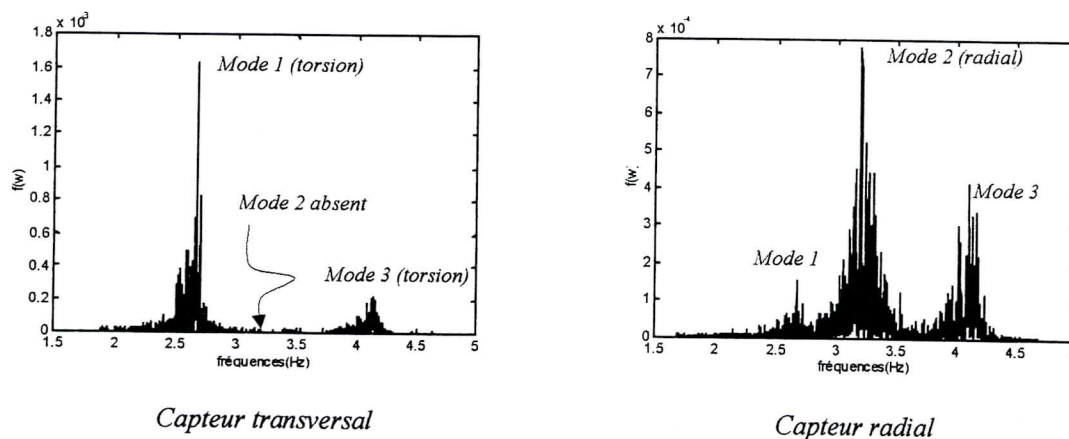


Fig. 4.10 : Spectre de Fourier des enregistrements dans le bloc Z1-3.

Les modes de vibration expérimentaux identifiés sur chaque zone de la structure de l'aérogare sont les suivants :

□ ZONE 1

La zone 1 de la nouvelle aérogare d'Alger est subdivisée par des joints sismiques en (09) segments radiaux, (04) quatre dans chaque module et un (01) intermédiaire comme illustré sur la figure 4.11. Les 9 segments possèdent un axe de symétrie Y_{cd} , et les (04) segments de chaque module diffèrent par leur géométrie structurale.

Sur les spectres de Fourier des mesures effectuées sur la zone 1, les trois premiers modes de vibration (modes fondamentaux) sont apparents, vu l'acuité des pics qui leurs correspondent.

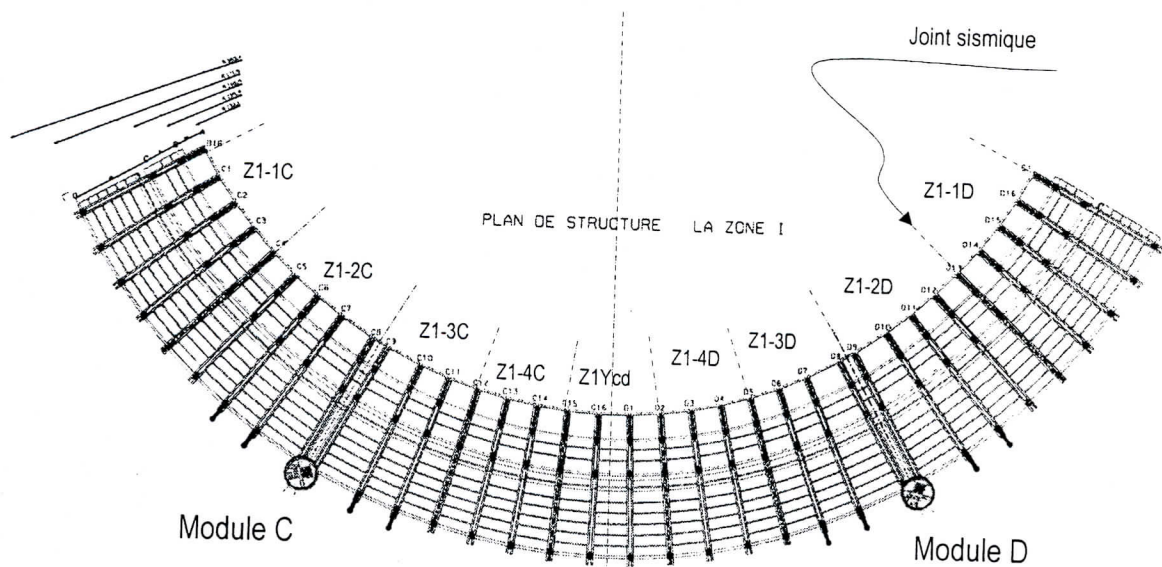


Fig. 4.11 : Différents segments de la zone 1 de l'aérogare.

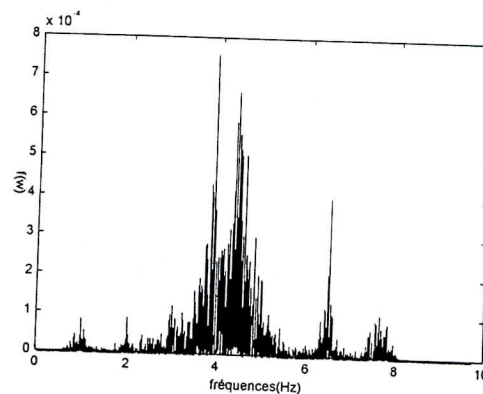


Fig. 4.12 : Spectre de Fourier typique de la zone 1.

Le tableau suivant résume les modes de vibration expérimentaux mesurés dans chaque segment de la zone 1.

Tableau 4.1 : Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone 1.

MODES DE VIBRATION				ZONE 1
Module	Segment	Mode 1 (Hz)	Mode 2 (Hz)	Mode 3 (Hz)
MODULE-C	Z1-1c	3.90	4.50	6.50
	Z1-2c	2.65	3.20	4.15
	Z1-3c	2.65	3.22	4.15
	Z1-4c	2.65	3.15	4.10
AXE Y-CD	Z1-ycd	2.40	3.10	4.50
MODULE-D	Z1-1d	3.70	5.05	7.55
	Z1-2d	4.05	5.15	-
	Z1-3d	3.05	3.80	5.20
	Z1-4d	2.35	3.70	4.50

□ ZONE 2

La zone 2 est une structure ayant la forme d'une tour, de (05) cinq niveaux comme le représente la figure ci-dessous.

Les spectres de Fourier des signaux enregistrés présentent des pics nets correspondant aux deux premiers modes dont les amplitudes modales sont considérables et incomparables avec les autres modes de vibration, et se distingueront donc par un taux de participation massique élevé (d'après les résultats de l'étude préliminaire).

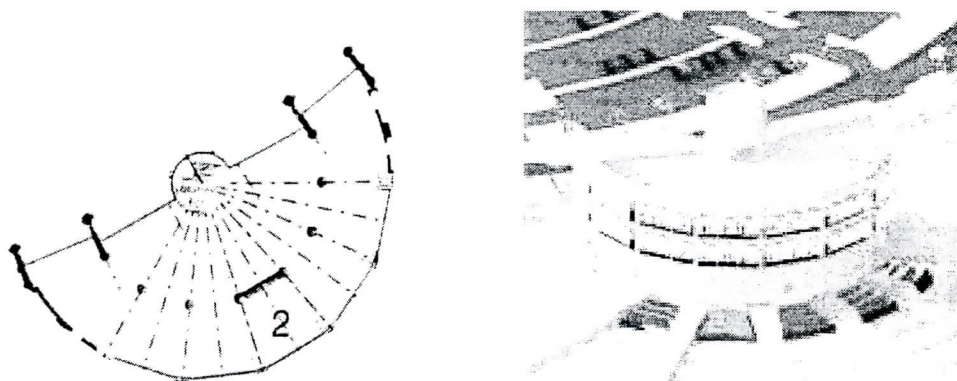


Fig. 4.13 : Vue de la zone 2 en plan et en 3D.

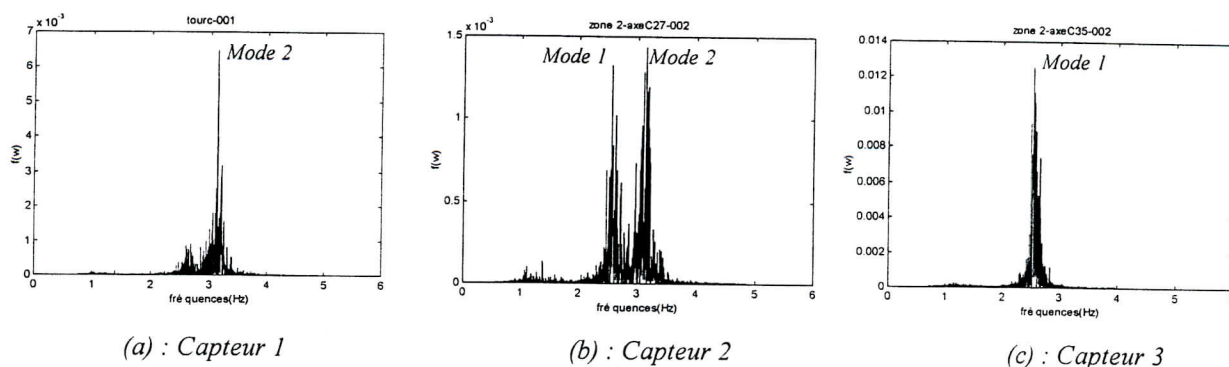


Fig. 4.14 : Spectres de Fourier typiques de la zone 2 – Module C.

Signalons que la différence observée entre les valeurs de fréquences propres identifiées sur la structure de la zone 2 des deux modules C & D (voir tableau 4.2) est due à la différence structurelle entre les deux structures selon l'état d'avancement des travaux.

Tableau 4.2 : Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone2.

MODES DE VIBRATION			ZONE 2
Module	Mode 1 (Hz)	Mode 2 (Hz)	Mode 3 (Hz)
MODULE-C	2.60	3.10	3.85
MODULE-D	2.90	3.50	4.40

□ ZONE 3 :

La zone 3 appelée 'zone de trafic' est une structure à deux niveaux en forme d'éventail. Ce dernier est formé de 5 segments en forme de portion de cercle ayant un angle d'ouverture de 24°. Les deux blocs extérieurs sont séparés de la partie du milieu par des joints radiaux sismique formant (03) trois blocs (figures 4.15 & 4.16).

En principe (d'après la conception de l'ouvrage) les charges verticales du toit en forme de shed de chaque segment sont transmises aux poutres caisson par le biais de (09) neuf appuis renforcés par des raidisseurs solidaires aux parois latérales de ces poutres caisson.

Les poutres caisson ont une longueur totale de 66m et reposent sur (04) quatre appuis massifs formants des nœuds rigides à l'exception de l'appui de rive du côté de la zone 2 où la poutre repose sur un appui en Néoprène sur la tête d'un poteau massif. Le caisson a une largeur de 3m et une hauteur variable de 4m et 5m.

Les séries d'essais effectuées sur la structure de la zone 3 comprennent essentiellement la détermination des modes de vibration et les formes modales des poutres caisson.

Les essais de vibrations ambiantes sont effectués sur un bloc de chaque module C et D. Les deux blocs sont des segments de rive et contiennent une poutre caisson, l'une est en cours de réalisation et l'autre a été complètement réalisée (fig 4.16 et fig 5.5 page 67).

Signalons que, la toiture en shed n'a pas encore été réalisée comme le montre la figure 4.16.

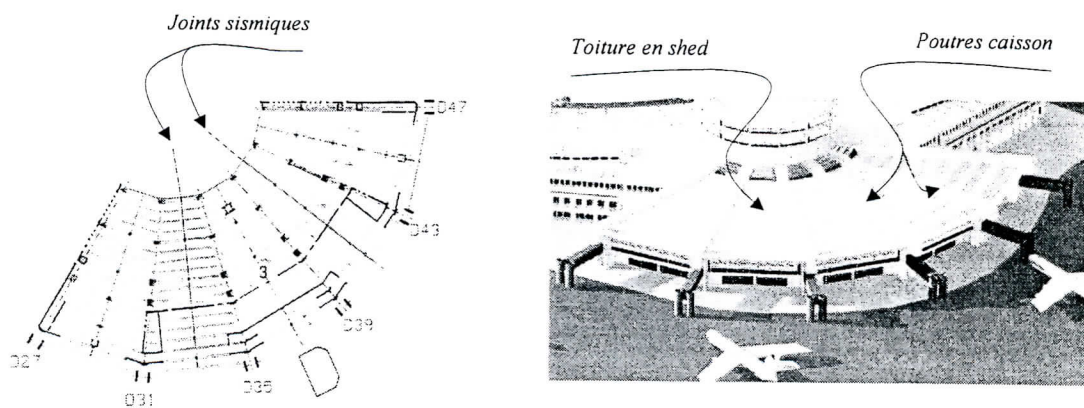


Fig. 4.15 : La zone 3 en plan et en 3D.

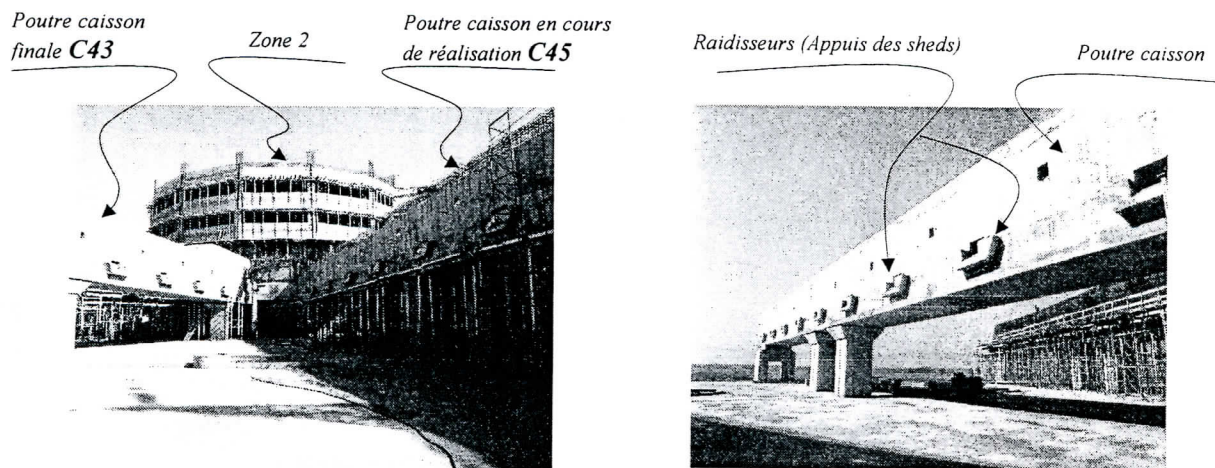


Fig. 4.16 : Les poutres en caisson (axe C43 et C45).

La différence entre la forme des deux courbes de fréquences enregistrées sur les poutres caisson du module C (C43) et du module D (D27) (voir figure 4.17) s'expliquent par les différences structurelles entre les deux structures en relation avec l'état d'avancement des travaux de réalisation dans les deux blocs concernés (des deux modules).

Le premier niveau (RDC) de la zone 3 est très rigide puisqu'il est contreventé par des voiles, et donc correspond à des amplitudes de vibrations modales faibles. En revanche, Le deuxième niveau, et en l'absence de la toiture en shed, les poutres caisson présentent des amplitudes modales relativement grandes.

Les spectres de Fourier enregistrés sur la poutre C43 présentent un pic principal net qui correspond au 2^{ème} mode de vibration. Il est caractérisé par une amplitude relativement grande, et par conséquent, un taux de participation massique élevé. Par contre, le premier mode présente une amplitude presque négligeable devant celle du 2^{ème} mode. L'explication plausible de ce qui précède, est que le premier mode est un mode local concentré au niveau du voile de la poutre caisson non finalisée (axe C45, voir figure 4.16), alors que les vibrations du second mode sont concentrées au niveau de la poutre caisson finalisée (axe C43) qui est plutôt flexible dans l'absence de la toiture en shed. Il faut noter que l'étude modale préliminaire est venue confirmer les explications précédentes.

Par ailleurs, sur les amplitudes de Fourier de la poutre caisson D27, les premiers modes de vibration sont très apparents (acuité des pics qui leurs correspondent) et cela en l'absence de tous types de perturbation locale.

Tableau 4.3 : Récapitulatif des fréquences propres mesurées sur la zone 3.

MODES DE VIBRATION (Hz)								ZONE 3
Module	Bloc	Poutre	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
MODULE-C	Z3-1c	C43	3.05	3.40	3.95	4.45	5.85	6.50
MODULE-D	Z3-1d	D27	2.90	5.70	6.50	-	-	-

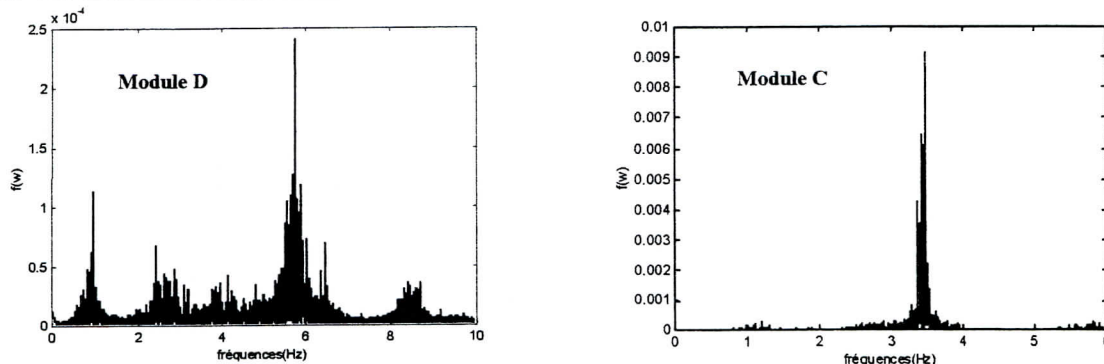


Fig. 4.17 : Spectres de Fourier typiques de la zone 3.



□ ZONE 4 :

La zone 4 appelée 'Ailes latérales entre les modules', est une structure à (03) trois niveaux en béton armé contreventée par voiles et portiques. La zone 4 de rive est subdivisée en deux blocs par un joint sismique, par contre, la zone 4 intermédiaire qui se trouve entre les deux modules C et D sur l'axe Ycd (figure 4.18) est subdivisée en trois blocs par des joints sismiques.

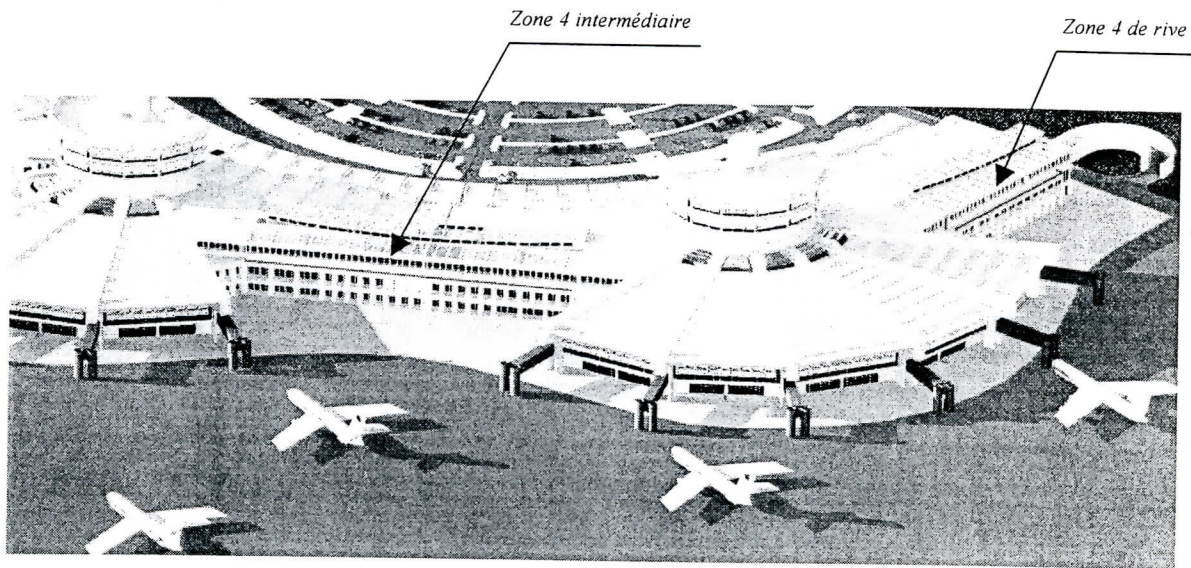


Fig. 4.18 : Vue aérienne de l'aérogare.

Les spectres de Fourier enregistrés sur la structure de la zone 4 présentent un pic entre 2 et 3Hz qui n'est pas un mode de vibration, puisque la structure est rigide et donc ne peut pas posséder des modes de vibration dans cette gamme de fréquences (basses fréquences). Par ailleurs, on distingue parfois (pour quelques enregistrements) une amplification faible des fréquences propres, ce qui résulte en un faible effet de filtrage des fréquences de bruits parasites.

Dans ce cas, les amplitudes modales des fréquences propres de la structure devenant comparables aux amplitudes des fréquences de perturbation, ce qui rend difficile la distinction des modes réels de la structure. Toutefois, le nombre élevé des enregistrements nous a permis de déterminer difficilement les modes fondamentaux, qui sont des modes à fréquences élevées, ce qui est dû à la rigidité importante de la structure.

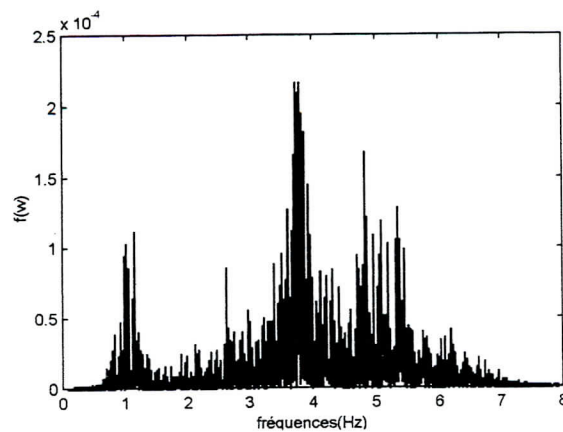


Fig. 4.19 : Spectre de Fourier typique de la zone 4.

Tableau 4.4 : Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone4.

MODES DE VIBRATION				ZONE 4
Module	Segment	Mode 1 (Hz)	Mode 2 (Hz)	Mode 3 (Hz)
MODULE-C	Z4-1c	3.90	8.60	-
	Z4-2c	4.95	7.00	-
	Z4-3c	4.20	8.50	-
AXE Y-CD	Z4-ycd	4.20	5.60	-
MODULE-D	Z4-1d	4.80	9.20	-
	Z4-2d	5.40	6.90	-
	Z4-3d	4.80	9.40	-

□ ZONE 5 :

Il s'agit d'une structure à (03) trois niveaux, très complexe, composée principalement de voiles en plus de quelques portiques. La structure est un bloc unique sans joint au nombre de deux blocs dans chaque module (figure 4.20).

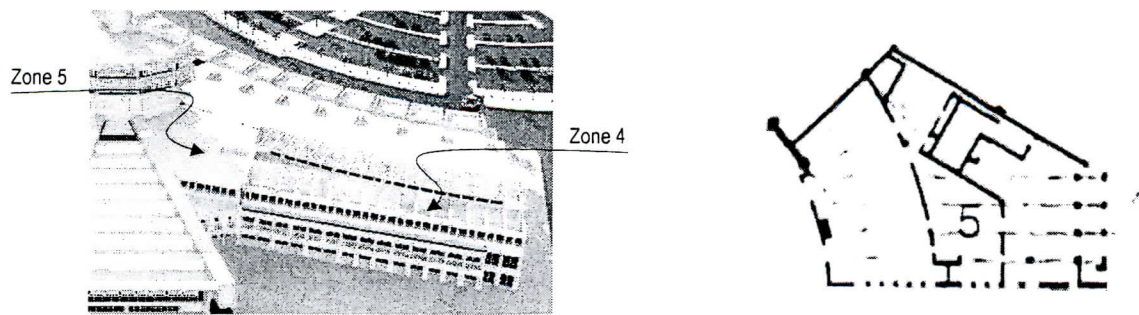


Fig. 4.20 : Vue en plan et en 3D de la zone 5.

Les courbes de fréquences enregistrées sur la structure de la zone 5 présentent des amplitudes modales très faibles par rapport à celles des autres zones, En effet, la présence des voiles dans la zone 5, confèrent à cette dernière une rigidité considérable.

L'identification des fréquences propres expérimentales de cette structure est très délicate, car, on observe plusieurs pics dans les spectres de Fourier dont uniquement quelques-uns correspondent aux modes de vibration. Dans ce cas, l'effet du filtrage des fréquences parasites par la structure de la zone 5 est faible.

Ainsi, les modes de vibration principaux sont distincts uniquement sur quelques enregistrements effectués sur la zone Z5-2C (voir tableau 4.5). Ces derniers sont présentés par des pics nets malgré leurs faibles amplitudes. Ceci est peut être dû, d'une part, à l'orientation correcte des capteurs utilisés dans cette zone (Z5-2C) et d'autre part, au bon façonnage des joints sismiques. Une explication plausible, serait l'absence des bruits parasites lors de la collecte des enregistrements effectués sur la zone Z5-2C.

Tableau 4.5 : Récapitulatif des fréquences propres mesurées dans la zone5.

MODES DE VIBRATION				ZONE 5
Module	Segment	Mode 1 (Hz)	Mode 2 (Hz)	Mode 3 (Hz)
MODULE-C	Z5-1c	7.00	-	-
	Z5-2c	6.90	8.41	11.03
MODULE-D	Z5-1d	7.45	-	-
	Z5-2d	Essais non réalisés		

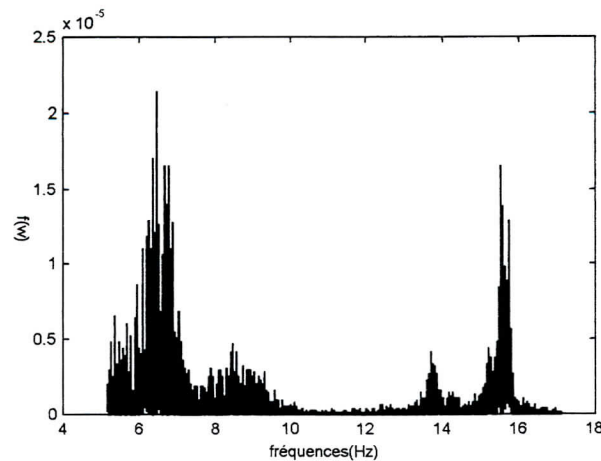


Fig. 4.21 : Spectre de Fourier typique de la zone 5.

4.2.2.5 DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA FORME MODALE

Dans le cadre de l'étude de la stabilité des poutres caisson, des essais de vibrations ambiantes complémentaires ont été effectués pour la détermination des formes modales.

Les essais de vibrations ambiantes ont été conduits sur les deux poutres caisson C43 et D27. Les sismomètres ont été positionnés selon le schéma d'instrumentation illustré sur la figure 4.22 et orientés dans le sens transversal des poutres caisson.

Les mesures des vibrations ont été effectuées dans des conditions favorables pour la poutre caisson C43, par contre, lors de la réalisation des essais sur la poutre caisson D27, des travaux de réparation se faisaient dans la zone 3, tels que, les travaux par le marteau piqueur et le sablage des aciers corrodés, ce qui a provoqué des bruits importants qui ont perturbés les mesures, ceci a nuisiblement distordu les formes modales mesurées de cette poutre caisson (D27).

Quelques mesures sur la face inférieure de la poutre caisson C43 sont perdues à cause des problèmes techniques de l'instrumentation utilisée.

Rappelons, qu'un sismomètre de référence (capteur 8 & 12) doit être placé en un point fixe et le même pour tous les essais (voir figure 4.22), et les amplitudes de la poutre caisson, mesurées par les autres sismomètres, sont déterminées puis normalisées par rapport au sismomètre de référence.

Pour la poutre caisson C43, seul le tracé du deuxième mode qui est claire (mode fondamental), Ce mode est présenté par des pics nets et clairs dans toutes les mesures. Par contre, ce qui précède n'est pas valable pour les autres modes de vibration, dont les pics secondaires (de ces modes) ne sont pas clairs dans tous les points de mesure. Donc, la détermination des coordonnées du tracé modal est difficile pour les modes secondaires.

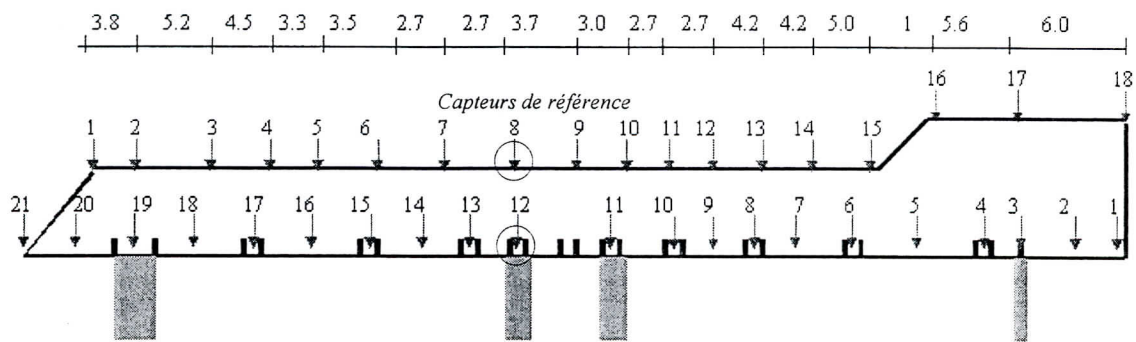


Fig. 4.22 : Schéma d'instrumentation sur la poutre caisson C43.

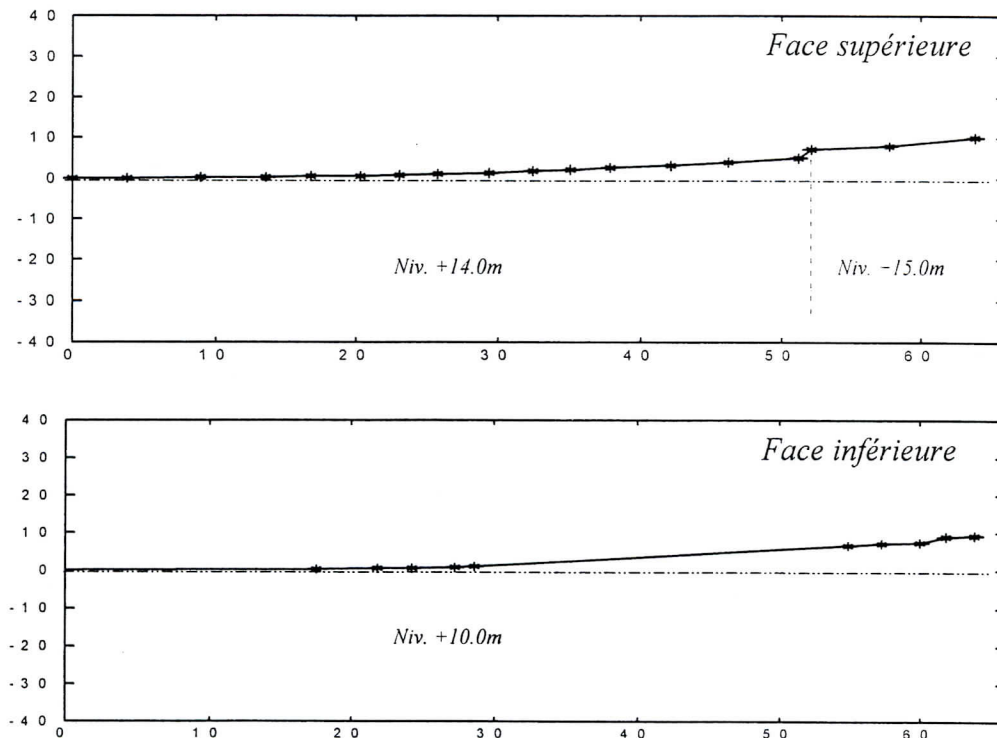


Fig. 4.23 : Forme du deuxième mode expérimentale de la poutre caisson C43.

Tableau 4.6 : Récapitulatif des fréquences propres expérimentales mesurées sur la poutre caisson C43.

FACE INFERIEURE DE LA POUTRE CAISSON				Niv. 9.55m
Points	Fréquences	Amplitudes	Amplitudes de référence	Cordonnées modales
1	3.35	9.9000	1.0700	9.2523
2	3.35	12.820	1.4440	8.8781
3	3.38	6.4470	0.8710	7.4018
4	3.35	7.2340	1.0204	7.08938
5	3.35	24.4757	3.7077	6.60132
6	3.32	14.8817	2.4036	6.19142
7	3.39	**	2.2590	**
8	3.38	**	0.8084	**
9	3.41	**	2.0895	**
10	3.35	**	0.2848	**
11	3.32	**	1.7952	**
12	3.35	1.0000	1.0000	1.0000
13/11	3.32	1.3107	1.7952	0.73011
13/10	3.35	1.8904	0.2848	6.63764
14/9	3.41	1.0916	2.0895	0.52242
14/8	3.38	**	0.8084	**
15	3.39	0.9428	2.2590	0.41735
16	3.32	0.7549	2.4036	0.31407
17	3.35	**	3.7077	**
18	3.35	**	1.0204	**
19	3.38	**	0.8710	**
20	3.35	**	1.4440	**
21	3.32	0.0175	1.0700	0.016355
FACE SUPERIEURE DE LA POUTRE CAISSON				Niv. 13.60m
Points	Fréquences	Amplitudes	Amplitudes de référence	Cordonnées modales
1	3.40	0.2782	7.0041	0.03972
2	3.40	0.5031	7.7420	0.06498
3	3.40	0.6844	4.5006	0.15207
4	3.41	1.3609	4.7074	0.28910
5	3.40	2.7645	6.5023	0.42516
6	3.39	3.0705	5.3047	0.57883
7/9	3.48	2.2403	3.0477	0.73508
7/10	3.46	3.7853	5.1197	0.73936
7/11	3.42	3.0359	4.0241	0.75443
7/12	3.46	3.9293	5.3137	0.73947
8	3.40	1	1	1
9	3.48	4.2588	3.0477	1.39738
10	3.46	9.1689	5.1197	1.79091
11	3.42	8.2965	4.0241	2.06170
12	3.46	14.0923	5.3137	2.65207
13	3.39	17.0959	5.3047	3.22278
14	3.40	25.4078	6.5023	3.90751
15	3.41	22.9563	4.7074	4.87664
16	3.40	32.1555	4.5006	7.14471
17	3.40	60.3492	7.7420	7.79504
18	3.40	70.3666	7.0041	10.0465

4.3 CONCLUSION

La série des essais de vibrations ambiantes effectués sur la nouvelle aérogare d'Alger a démontré que les vibrations ambiantes peuvent être utilisés pour l'identification modale des structures étendues et même des structures complexes, avec une grande efficacité. Néanmoins, quelques difficultés ont été rencontrées lors de l'identification des modes de vibration des blocs rigide, tels que, les blocs de la zone 4 et 5. Ces difficultés peuvent être minimisées ou résolues par une étude modale analytique préliminaire, dans le but d'optimiser l'emplacement et l'orientation des capteurs d'enregistrement.

Comme nous l'avons cité précédemment, la structure de l'aérogare a un système modulaire et contient des blocs similaires. Mais, vu l'état d'avancement des travaux, quelques blocs ne sont pas similaires structurellement, tel que la structure de la zone 2. Néanmoins, les caractéristiques modales des blocs similaires devraient être plus ou moins semblable ou identiques, et permettent donc de confronter les résultats par comparaison.

Par ailleurs, certains essais effectués sur des blocs similaires présentaient des différences entre les fréquences à des tolérances variables d'un bloc à l'autre. Cette observation indique des différences structurelles entre les blocs qui sont dues aux détériorations et aux erreurs de réalisation observées sur les différents blocs de l'aérogare.

En tout état de cause, les caractéristiques modales identifiées expérimentalement sont très utiles. Elles peuvent être utilisées pour plusieurs aspects, tels que, la validation des modèles numériques ainsi que pour l'évaluation de la structure (état structurel global).

Chapitre 5

Validation des modèles numériques et évaluation structurelle de l'aérogare

5.1 INTRODUCTION

La validation des modèles numériques des structures ayant des configurations géométriques complexes est primordiale pour la fiabilité des calculs de vérifications.

La procédure de validation consiste principalement en l'ajustement des fréquences propres analytiques en se basant sur les valeurs expérimentales déduites des essais dynamiques.

En outre, les résultats des essais de vibrations ambiantes, telles que les fréquences propres et les formes modales, peuvent être utilisées pour l'évaluation globale de la structure en intégrant les résultats des essais destructifs et non destructifs sur matériaux, tels que, l'essai sclérométrique, ultrasonique & le carottage.

5.2 ANALYSE MODALE ET VALIDATION DES MODELES NUMERIQUES

Comme déjà dite, la procédure de validation des modèles numériques est essentiellement basée sur la comparaison entre les modes de vibration analytiques et expérimentaux, ainsi qu'entre les formes modales qui leur correspondent. Le calibrage est axé sur la variation de certains facteurs, tels que, la masse (masse volumique), la rigidité (module d'élasticité) et les conditions d'appuis.

5.2.1 VALIDATION DES FREQUENCES PROPRES

Il est vrai que dans le cas des structures complexes, comme la nouvelle aérogare d'Alger, il est très difficile d'avoir une bonne concordance entre les fréquences propres analytiques et leur homologues expérimentales pour tous les modes de vibration. Toutefois, dans le cadre de cette étude, il est suffisant d'avoir une bonne concordance uniquement entre les modes fondamentaux analytiques caractérisés par des taux de participation massique importants et ceux déterminés expérimentalement dont les pics clairs ayant des amplitudes considérables dans le spectre de Fourier mesuré. Il est à noter que, les autres modes (non fondamentaux et locaux) présentent des taux de participation massique faibles, et par conséquent l'identification de leurs pics dans le spectre de Fourier est plutôt incertain.

Le tableau qui suit récapitule les fréquences calculées analytiquement et celles déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes pour chaque bloc de l'aérogare.

Tableau 5.1 : Récapitulatif des fréquences propres calculées et mesurées.

Zone 1							
Bloc	E(KPa) G(KN)	Mode	Expérimental (Hz)	Analytique (Hz)	Taux de participation massique (%)		Erreur (%)
					X	Z	
Z11C	E=2.2 ^{E7} G=23.5	1	3.90	3.11	53.17%	00.34%	20.25%
		2	4.50	4.57	00.35%	90.71%	01.55%
		3	6.50	5.38	36.95%	00.01%	17.23%
Z12C	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.65	2.64	43.58%	00.29%	00.38%
		2	3.20	3.34	00.21%	89.23%	04.37%
		3	4.15	4.69	49.39%	00.02%	13.01%
Z13C	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.65	2.59	41.60%	00.47%	02.26%
		2	3.22	3.27	01.07%	89.77%	01.55%
		3	4.15	4.88	51.34%	00.72%	17.59%
Z14C	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.65	2.76	47.33%	00.54%	04.15%
		2	3.15	3.40	00.95%	87.24%	07.93%
		3	4.10	4.85	41.87%	00.44%	18.29%
Z1ycd	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.40	2.80	46.72%	00.53%	16.67%
		2	3.10	3.49	00.94%	85.91%	12.58%
		3	4.50	4.95	40.70%	00.45%	10.00%
Z11D	E=2.2 ^{E7} G=23.5	1	3.70	3.28	53.17%	00.34%	11.35%
		2	5.05	4.83	00.35%	90.71%	04.36%
		3	7.55	5.68	36.95%	00.01%	24.77%
Z12D	E=2.3 ^{E7} G=24.0	1	4.05	2.76	43.68%	00.29%	31.85%
		2	5.15	3.50	00.21%	89.23%	32.03%
		3	-	4.91	49.39%	00.02%	-
Z13D	E=2.3 ^{E7} G=23.0	1	3.05	2.76	41.37%	00.55%	09.50%
		2	3.80	3.49	01.20%	89.64%	08.16%
		3	5.20	5.22	51.41%	00.77%	00.38%
Z14D	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.35	2.76	47.33%	00.54%	17.44%
		2	3.70	3.40	00.95%	87.24%	08.11%
		3	4.50	4.85	41.87%	00.44%	07.78%
Zone 2							
Z2C	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.60	2.50	17.40%	52.40%	03.84%
		2	3.10	3.04	27.25%	09.20%	01.93%
		3	3.85	3.90	27.77%	09.23%	01.30%
Z2D	E=2.1 ^{E7} G=24.0	1	2.90	2.80	16.95%	51.12%	03.44%
		2	3.50	3.35	26.65%	08.95%	04.28%
		3	4.40	4.60	27.70%	09.05%	04.54%

Zone 3							
Z3C (Poutre caisson C43)	E=2.3 ^{E7} G=24.5	1	3.05	3.05	02.55%	16.32%	0.00%
		2	3.40	3.37	03.10%	03.68%	0.88%
		3	3.95	4.04	00.08%	02.89%	2.27%
		4	4.45	4.60	00.16%	00.25%	3.37%
		5	5.85	5.91	01.88%	08.11%	1.02%
		6	6.50	6.13	20.21%	15.69%	6.03%
		7	-	6.55	03.74%	00.21%	-
Z3D (Poutre caisson D27)	E=2.3 ^{E7} G=24.5	1	2.90	3.00	01.07%	20.42%	3.44%
		2	5.70	5.71	00.00%	08.52%	0.17%
		3	6.50	6.47	33.20%	00.00%	0.46%
Zone 4							
Z41C	E=2.1 ^{E7} G=23.5	1	3.90	4.12	51.65%	13.12%	7.01%
		2	8.60	7.75	18.50%	59.65%	9.88%
		3	-	10.90	01.21%	03.44%	-
Z42C	E=2.0 ^{E7} G=25.0	1	4.95	4.96	36.64%	10.98%	0.2%
		2	7.00	7.09	11.64%	62.83%	1.28%
		3	-	11.96	02.80%	00.35%	-
Z43C	E=2.4 ^{E7} G=23.0	1	4.40	4.45	51.65%	13.12%	1.14%
		2	8.50	8.38	18.49%	59.65%	1.41%
		3	-	11.77	01.21%	03.44%	-
Z4Ycd	E=2.4 ^{E7} G=23.5	1	4.20	3.48	19.19%	22.18%	17.14%
		2	5.60	6.63	14.55%	52.20%	18.39%
		3	-	9.49	01.88%	05.24%	-
Z41D	E=2.4 ^{E7} G=23.0	1	4.80	4.45	51.65%	13.12%	7.29%
		2	9.20	8.38	18.50%	59.65%	8.90%
		3	-	11.77	01.21%	03.44%	-
Z42D	E=2.3 ^{E7} G=23.5	1	5.40	5.37	35.65%	10.98%	0.55%
		2	6.90	7.68	11.64%	62.83%	11.30%
		3	-	12.96	02.80%	00.35%	-
Z43D	E=2.4 ^{E7} G=23.0	1	4.80	4.45	51.65%	13.12%	7.29%
		2	9.40	8.38	18.50%	59.65%	10.85%
		3	-	11.77	01.21%	03.44%	-
Zone 5							
Z51C	E=2.3 ^{E7} G=23.5	1	7.00	6.99	21.25%	00.19%	0.14%
		2	-	8.55	15.16%	37.03%	-
		3	-	11.17	13.24%	19.85%	-
Z52C	E=2.3 ^{E7} G=23.5	1	6.90	6.92	21.23%	00.19%	0.29%
		2	8.41	8.46	15.16%	37.03%	0.59%
		3	11.03	11.05	13.24%	19.86%	0.18%
Z51D	E=2.4 ^{E7} G=22.0	1	7.45	7.31	21.23%	00.19%	1.89%
		2	-	8.93	15.16%	37.03%	-
		3	-	11.66	13.24%	19.85%	-
Z52D	E=2.3 ^{E7} G=23.5	1	-	6.92	21.23%	00.19%	-
		2	-	8.46	15.16%	37.03%	-
		3	-	11.05	13.24%	19.86%	-

5.2.1.1 CONSTATATIONS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Généralement les fréquences analytiques obtenues numériquement s'accordent bien avec celles déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes avec un degré de concordance variable d'un bloc à l'autre selon le cas.

Signalons que la plupart des valeurs des fréquences expérimentales sont proche par excès des fréquences calculées correspondantes, car le niveau d'excitation des vibrations ambiantes est faible.

Notons aussi que la différence plus ou moins importante entre les fréquences mesurées et calculées peut être justifiée par le mal façonnage des joints sismiques, qui induit une interaction entre les vibrations des blocs contiguës à travers les points d'appuis aux interfaces. Cette différence est très prononcée dans les zones ayants des blocs séparés par des joints sismiques, telles que, les zone 1 et 4. Par contre les zones 2, 3 et 5 révèlent des valeurs des fréquences modales calculées et mesurées très comparables, car la structure des zones 2 et 5 est composée de bloc unique et vibre donc librement. S'agissant du bloc 3, il faut remarquer que la masse participée dans les vibrations modales est concentrée au niveau des poutres caisson qui ne sont pas gênées par des blocs adjacents (inexistence des joints sismiques et de toiture en shed), ce qui leur confer une liberté totale de mouvement dans toutes les directions. L'optimisation des caractéristiques élastiques et massiques (E & γ_c) générales de la structure de l'aérogare est peut être faite pour les modèles ayant une bonne concordance entre les fréquences fondamentales mesurées et calculées, tel que, le cas des blocs des zones 2, 3 et 5.

5.2.1.1.1 ZONE 1

Tous les blocs (09) de la zone 1 présentent (03) trois modes fondamentaux avec une valeur cumulée du facteur de participation massique d'environ 90% dans les deux directions, ce qui est d'ailleurs reflété par l'acuité des amplitudes des pics fondamentaux dans les courbes de fréquences correspondants aux enregistrements obtenus.

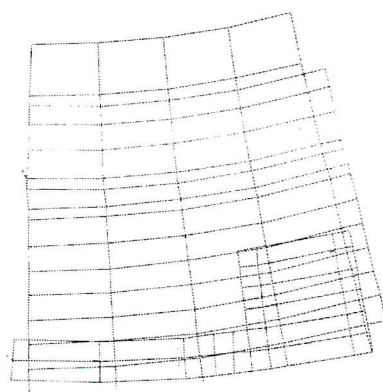
D'après l'animation des modes de vibrations donnée par l'interface graphique du STAAD-III, le 1^{er} et le 3^{ème} modes sont des modes de torsion avec une légère translation, et le 2^{ème} mode est parfaitement de translation dans le sens radial (figure 5.1).

Les formes des spectres de Fourier (figure 5.2) correspondants à l'analyse modale expérimentale, sont explicative des formes modales analytiques illustrées sur la figure 5.1. A

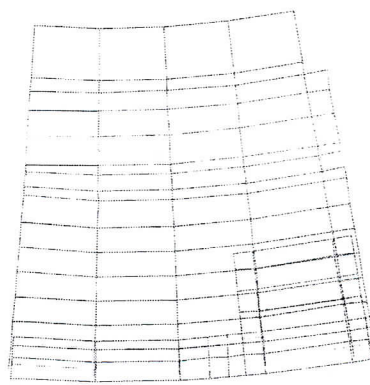
ce titre, les sismomètres de rive orientés horizontalement dans les deux sens, radial et transversal, présentent des pics nets pour (03) trois modes fondamentaux avec des amplitudes comparables pour les modes 1 et 3 (même les taux de participation massique sont comparables), mais largement plus grand pour le mode 2. Par ailleurs, le 2^{ème} mode, qui est radial, est absent dans la décomposition spectrale déduite du signal donné par le sismomètre orienté transversalement (voir figure 5.2).

En utilisant les valeurs optimales des caractéristiques élastiques et massiques (après la procédure de validation) dans les modèles numériques de la zone 1, on remarque que le 2^{ème} mode calculé s'accorde plus ou moins bien avec le 2^{ème} mode mesuré avec une tolérance acceptable dans le cadre de ce travail. En revanche, la différence entre les 1^{er} et 3^{ème} modes calculés et mesurés est relativement importante au sein d'un même bloc et d'un bloc à l'autre de la zone 1. Ceci est dû au fait que le mouvement radial du 2^{ème} mode est parallèle aux joints sismiques, alors que le mouvement des modes 1 et 3 est de torsion (altéré par le mal façonnage des joints sismiques). Il est clair que, le mal façonnage des joints sismiques influe sur le comportement modal global et surtout de torsion des blocs. Ainsi dans le but de converger vers les modes de vibrations réels, il serait impératif, de modéliser les joints sismiques par des appuis latéraux élastiques dans le modèle analytique.

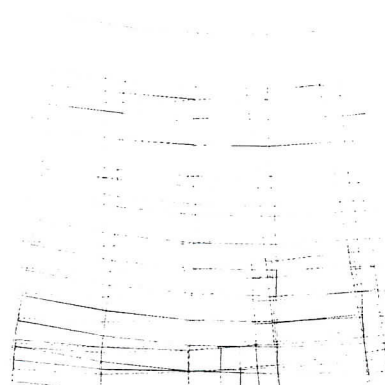
ZONE 1-1



Mode 1

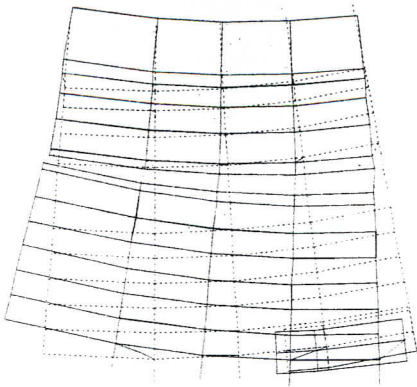


Mode 2

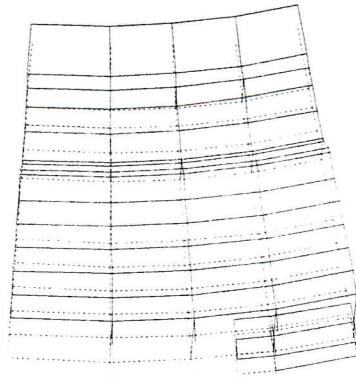


Mode 3

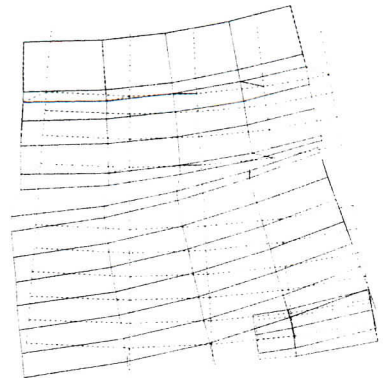
ZONE 1-2



Mode 1

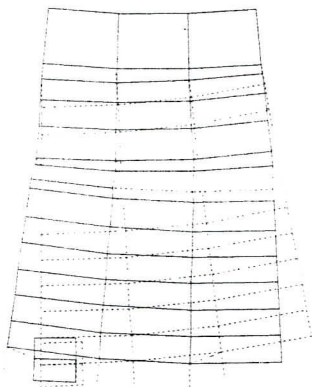


Mode 2

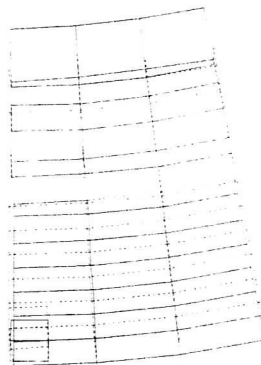


Mode 3

ZONE 1-3



Mode 1

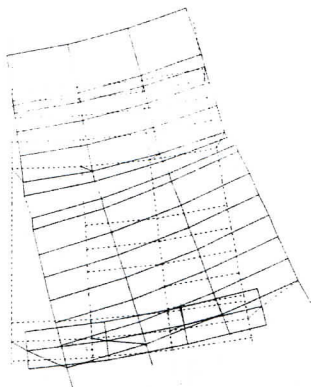


Mode 2

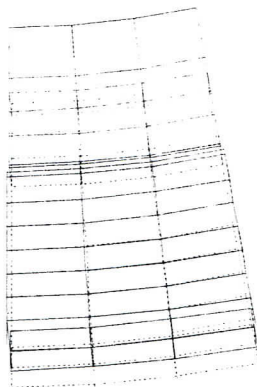


Mode 3

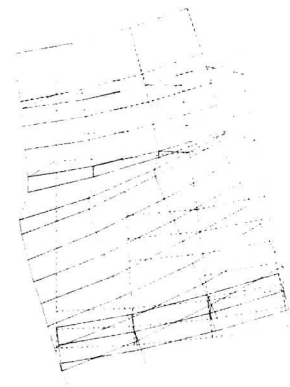
ZONE 1-4



Mode 1



Mode 2



Mode 3

ZONE 1-Ycd

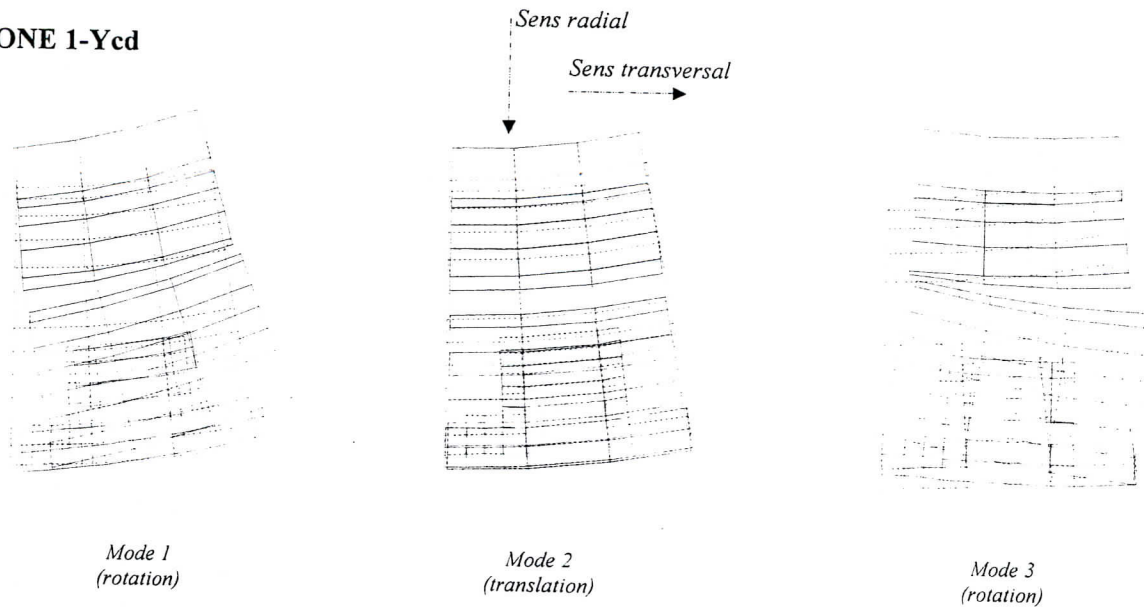


Fig. 5.1 : Formes modales analytiques des différents blocs de la zone 1.

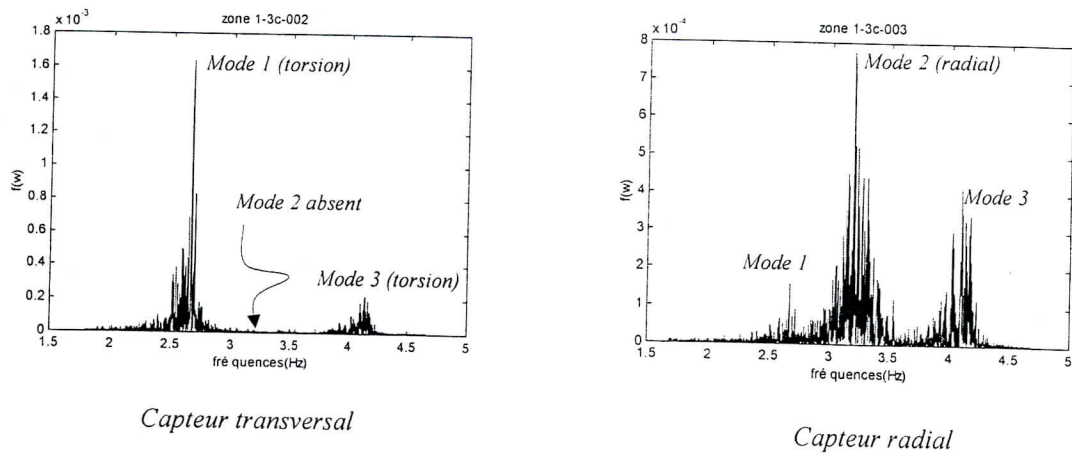


Fig. 5.2 : Spectres de Fourier typiques de la zone 1.

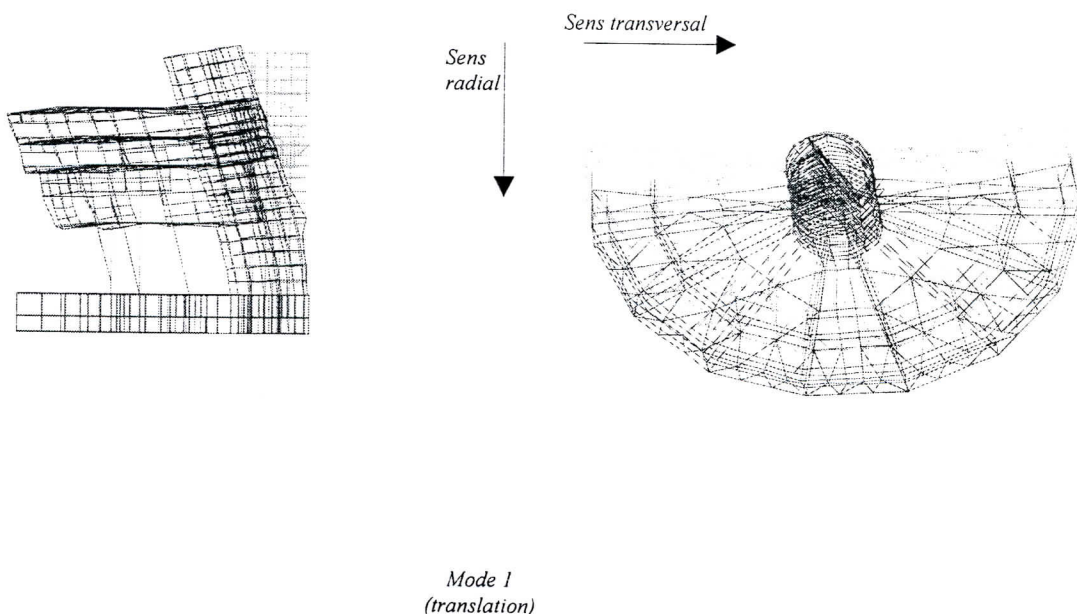
5.2.1.1.2 ZONE 2

La zone 2, comme nous l'avons déjà cité, est un bloc unique de 36m de hauteur. Cet élancement est traduit expérimentalement par l'acuité des amplitudes correspondant aux fréquences propres fondamentales de la structure dans le spectre de Fourier, par rapport à celles observées pour les autres zones.

La structure est caractérisée par 3 modes fondamentaux de translation et de rotation comme illustrer sur la figure 5.3. Le premier mode est un mode de translation dans le sens radial, et les modes 2 et 3 sont des modes de torsion avec une légère translation.

Les modes fondamentaux de cette structure sont calculés sur la base de L'élaboration des modèles numériques en prenant en considération l'état d'avancement des travaux dans chacun des bâtiments des deux modules C et D. En effet, quelques éléments structuraux ne sont pas encore réalisés, et par conséquent, ne sont pas modélisés (Module D).

En terme de comparaison, les fréquences fondamentales mesurées coïncident avec les fréquences calculées avec une bonne tolérance dans l'absence des joints sismiques mal façonnés, qui peuvent perturber les modes de vibration surtout ceux de torsion (comme était le cas de la zone 1).



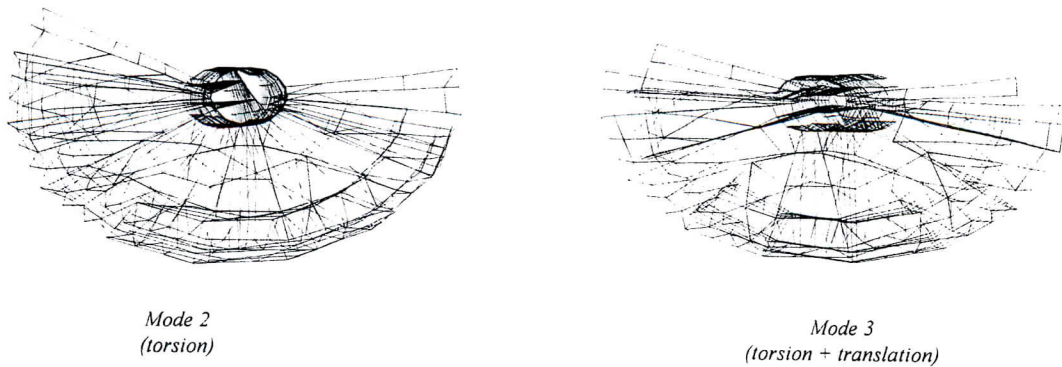


Fig. 5.3 : Formes modales du bâtiment de la zone 2.

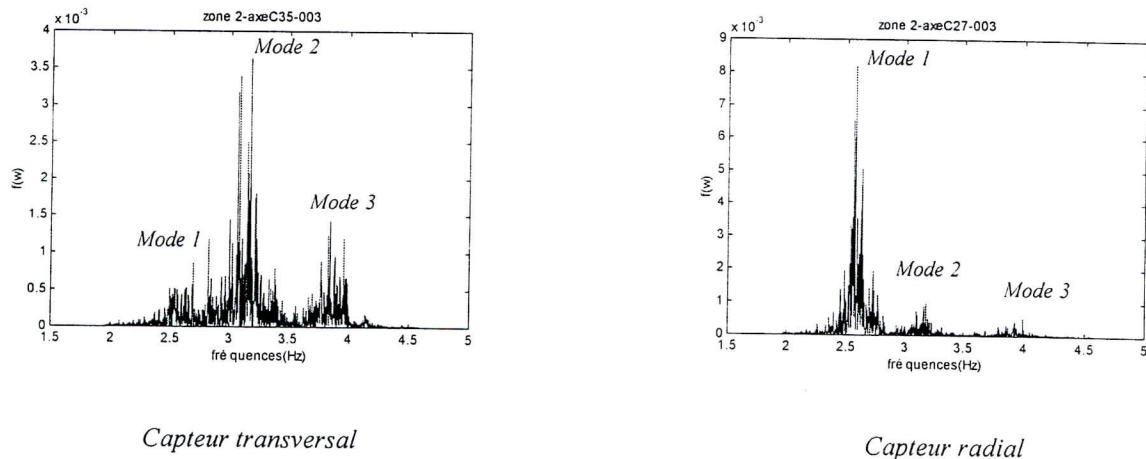


Fig. 5.4 : Spectres de Fourier typiques de la zone 2.

5.2.1.1.3 ZONE 3

Une très bonne concordance des modes de vibration, et par conséquent des caractéristiques élastiques et massiques ainsi que géométriques réels, a été obtenue par le modèle numérique de la zone 3 par rapport à celles obtenue pour les autres zones. En effet, le comportement modal de la structure de la zone 3 est caractérisé essentiellement par la participation massique des poutres caisson (qui sont relativement flexibles) qui accusent des amplitudes modales très fortes.

Dans cette structure, l'effet du filtrage est très apparent. On constate des pics nets correspondants aux modes de vibrations dont leurs amplitudes sont assez amplifiées. Les fréquences dues aux perturbations sont filtrées par la fonction de transfert de la structure surtout dans la gamme des hautes fréquences.

Les modes de vibration analytiques des blocs de la zone 3 du module C sont comparables à ceux déterminés dans le module D. L'identification des formes modales a permis d'éliminer les formes modales des modes locaux, qui sont des modes dus aux vibrations locales du voile de la poutre caisson du module C (voir figures 5.5 & 5.6).

Remarquons que les deux blocs des deux modules C & D (figure 5.5) présentent (03) trois modes de vibration fondamentaux.

Après une comparaison des fréquences fondamentales, les formes modales ainsi que les taux de participations massiques des deux modules, il vient que les modes 1,2 et 3 obtenus sur le bloc du module D correspondent respectivement aux modes 1,5 et 6 du Module C (voir figure 5.6 et tableau 5.1). Par conséquent, les modes 2, 3 et 4 (du module C) sont des modes locaux caractérisés par une contribution massique très faible par rapport à la masse totale.

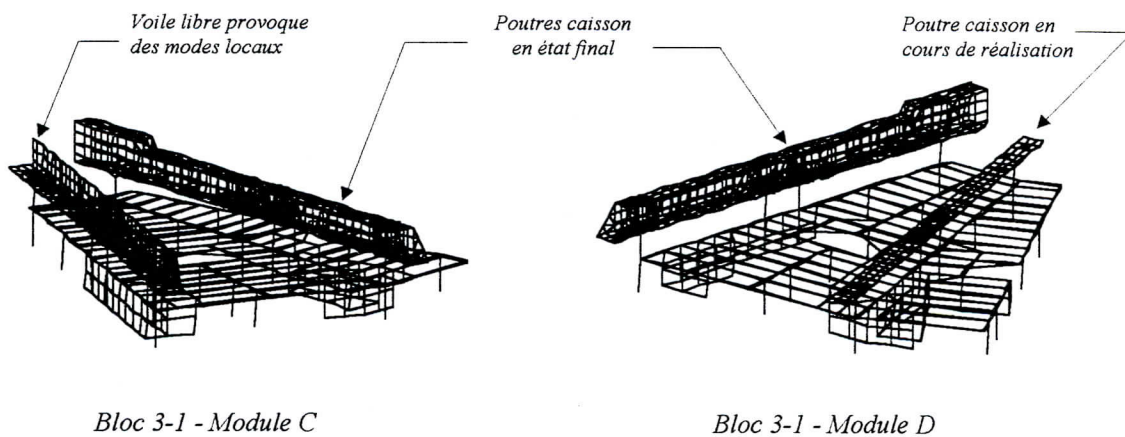
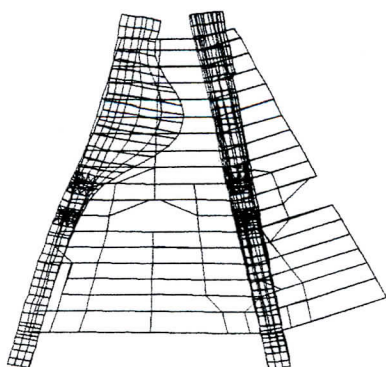
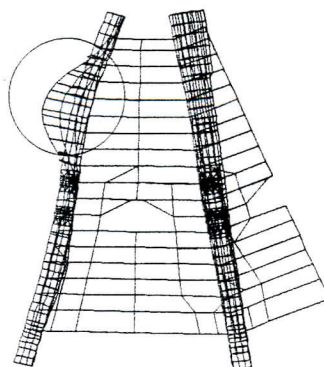


Fig. 5.5 : Modèles d'éléments finis de la zone 3 des deux modules C et D.

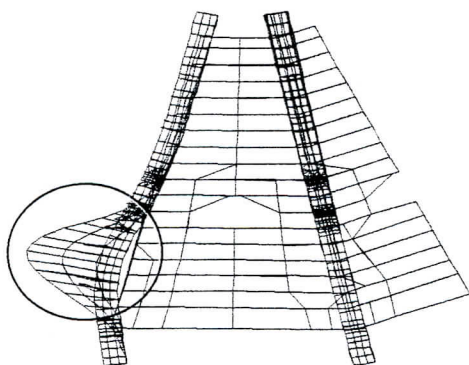
ZONE 3-1C [MODULE C]



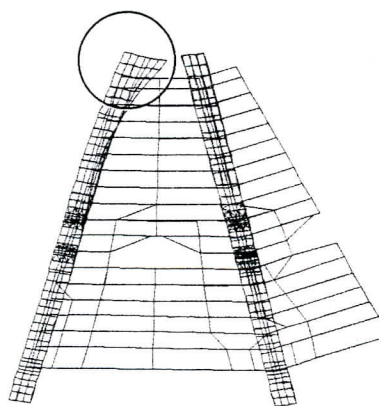
Mode 1



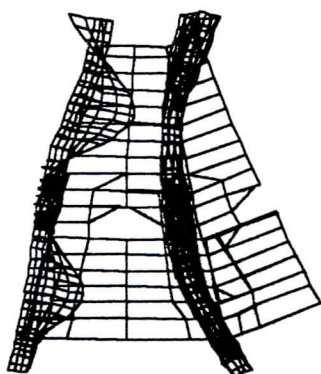
Mode 2 (local)



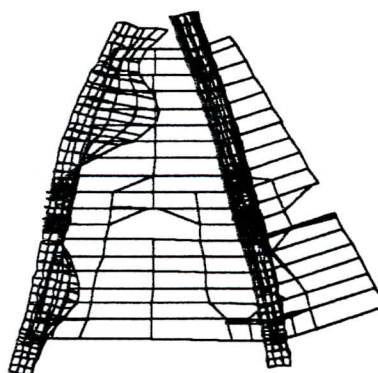
Mode 3 (local)



Mode 4 (local)

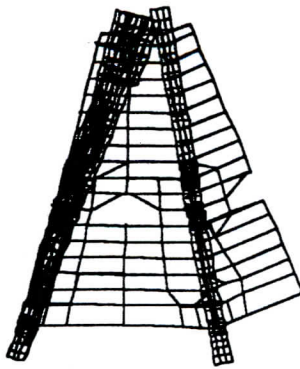


Mode 5

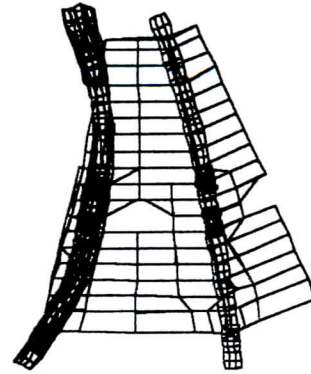


Mode 6

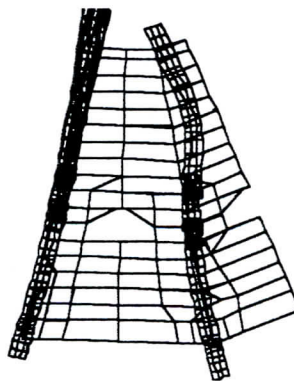
Fig. 5.6a : Formes modales de la zone 3 (modules C et D).

ZONE 3-1D [MODULE D]

Mode 1



Mode 2



Mode 3

Fig. 5.6b : Formes modales de la zone 3 (modules C et D).

5.2.1.1.4 ZONE 4

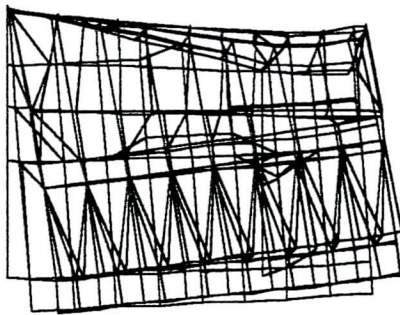
Pour une densité γ_c et un module d'élasticité E optimums, les fréquences obtenues analytiquement présentent une bonne concordance avec celles déterminées par les essais de vibrations ambiantes. Les résultats obtenus sur le bloc Z43C sont les meilleurs ; dans ce cas, les fréquences analytiques et expérimentales sont presque identiques (4.4/4.45 & 8.50/8.38).

Les différents blocs de la zone 4 présentent essentiellement deux modes fondamentaux (le premier et le second), avec une valeur cumulée du taux de participation massique atteignant presque 70%. Le premier mode est un mode de torsion, et le deuxième mode est en général un mode de translation dans le sens radial de la structure.

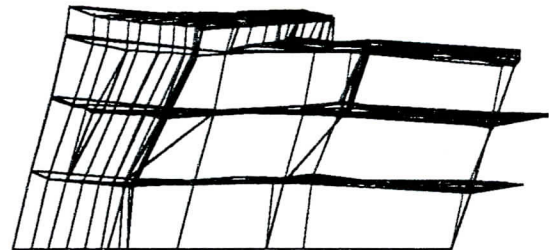
Les capteurs de rive, qui sont orientés dans deux directions différentes, permettent de détecter les modes de vibration de torsion (mode1). Les spectres de Fourier typiques correspondant aux enregistrements de ces capteurs de rive sont illustrés sur la figure 5.8, où les deux premiers modes (4.40 & 8.50 Hz) sont clairement apparents.

Le deuxième mode (translation dans le sens radial) est absent dans les spectres de Fourier correspondant au capteur du milieu vu qu'il est orienté dans le sens transversal.

ZONE 4-1

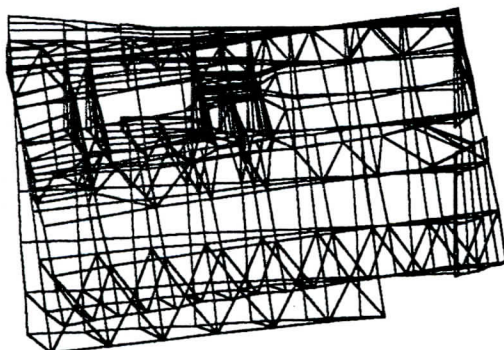


Mode 1
(torsion)

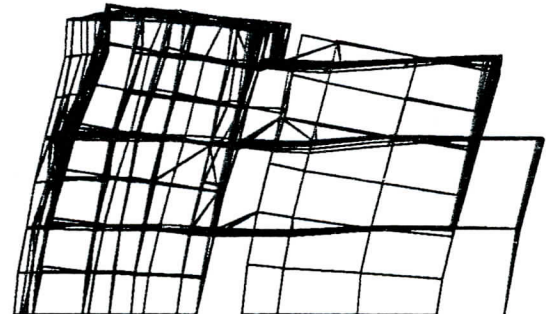


Mode 2
(translation)

ZONE 4-2

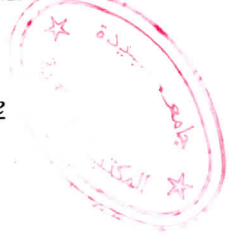


Mode 1
(torsion)



Mode 2
(translation)

Fig. 5.7a : Formes modales de la zone 4.



ZONE 4-3

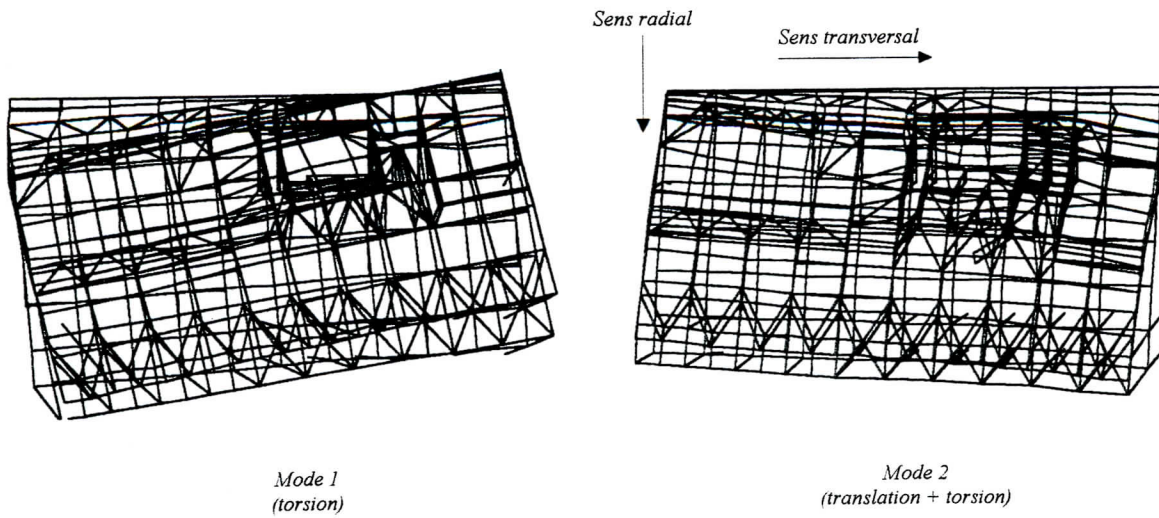


Fig. 5.7b : Formes modales de la zone 4.

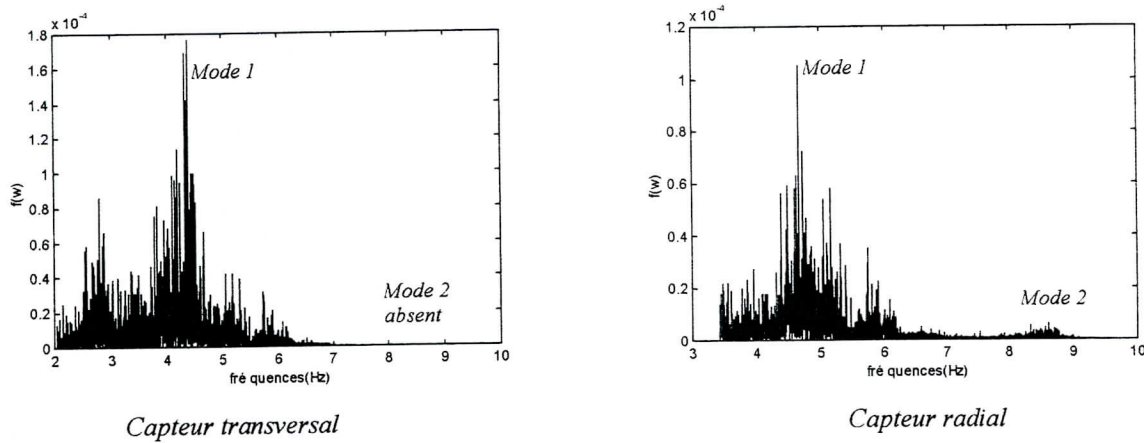


Fig. 5.8 : spectres de Fourier typiques de la zone 4.

5.2.1.1.5 ZONE 5

Seules, les fréquences propres de la structure du bloc Z52C ont pu être déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes. Les enregistrements recueillis sur les autres blocs (de la zone 5) présentent un contenu fréquentiel dont les amplitudes sont relativement faibles pour toutes les fréquences (figure 5.11). Par conséquent, l'identification des pics de fréquences naturelles devient extrêmement difficile.

Par contre, le contenu fréquentiel du bloc Z52C présente des pics clairs correspondants aux modes de vibration fondamentaux de la structure (figure 5.10).

Par ailleurs, la structure de la zone 5 révèle un comportement très rigide à cause des voiles de contreventement. Les amplitudes modales obtenues expérimentalement sont très faibles au point où elles deviennent comparables à l'amplitude de la fréquence propre du sismomètres (1.hz).

On remarque l'existence de pics de fréquences, sur quelques spectres de Fourier, dans la gamme des basses fréquences qui ne correspondent pas à ceux de la structure car cette dernière présente un premier mode d'environ de 7. Hz. Ces pics (de basses fréquences) sont des fréquences parasites dus aux bruits causés par les travaux de réparation (vibration du marteau piqueur par exemple) (voir figure 5.12).

Enfin, Les spectres de Fourier donné par la figure 5.10 montrent que les modes 2 et 3 correspondent à deux directions différentes. Ceci est conforme aux résultats analytiques donnant les formes modales comme illustrer sur la figure 5.9.

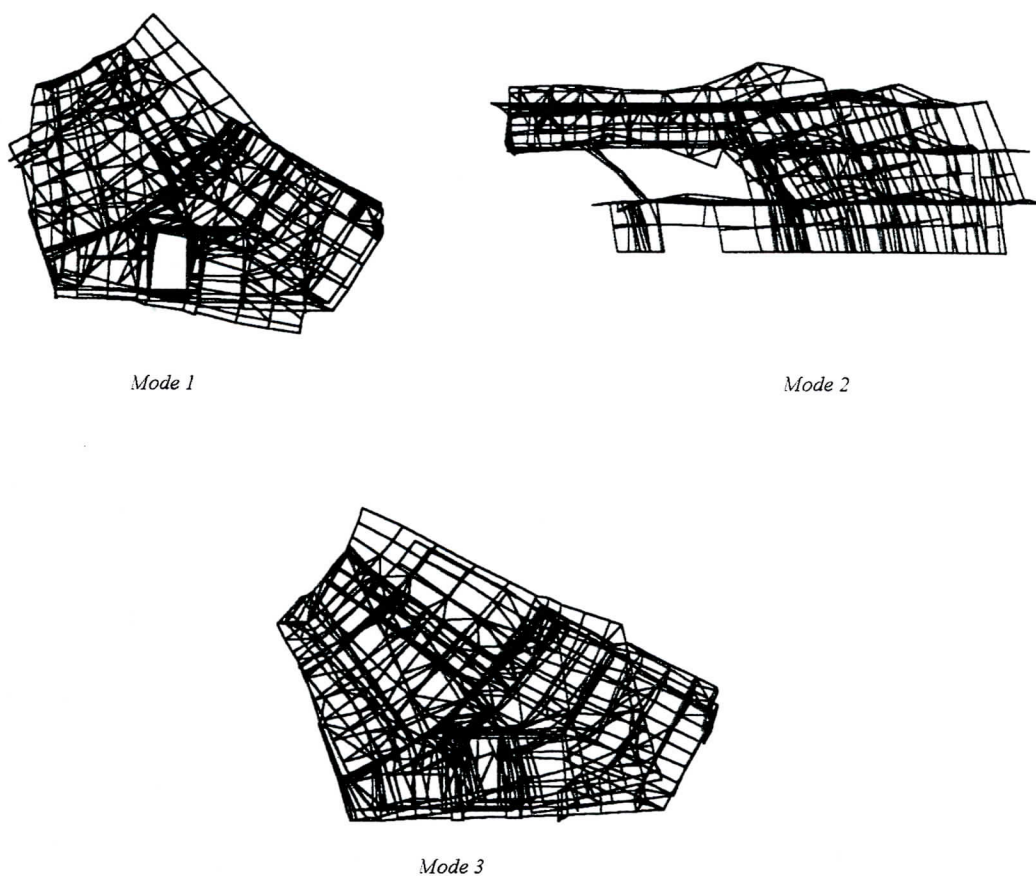


Fig. 5.9 : Formes modales de la zone 5.

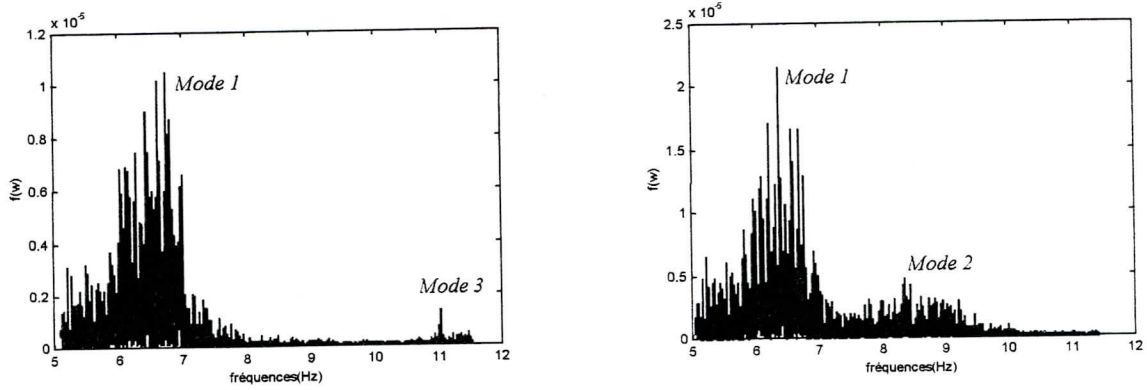


Fig. 5.10 : Spectres de Fourier typiques de la zone 5-2C.

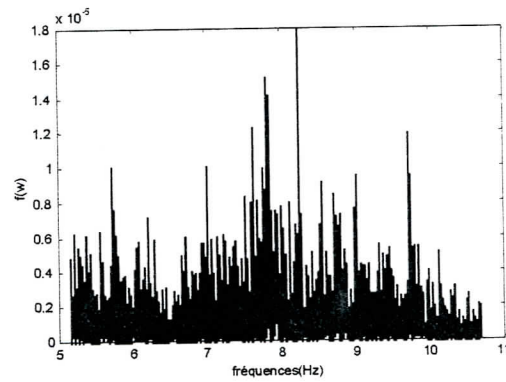


Fig. 5.11 : Spectres de Fourier typique ayant un faible effet de filtrage des fréquences.

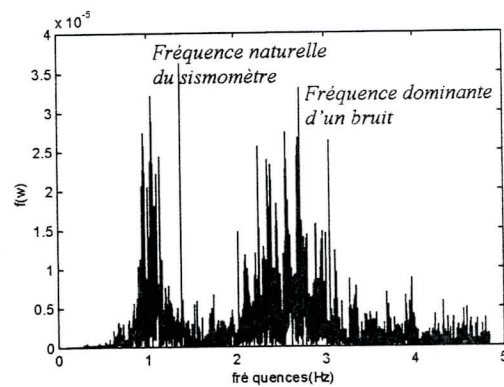
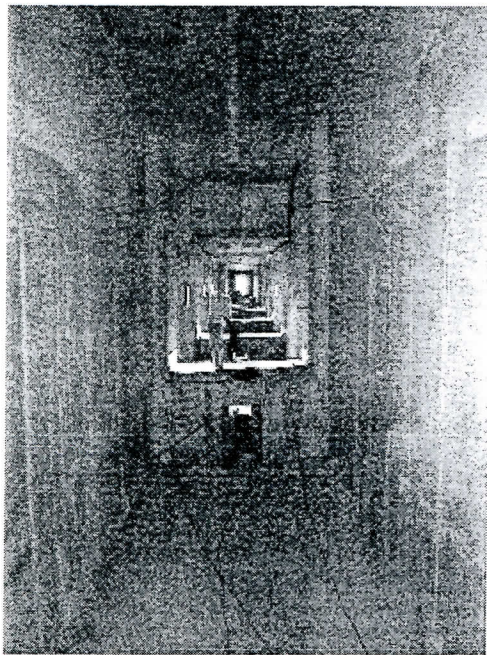


Fig. 5.12 : Exemple de spectre de Fourier contenant des bruits parasites.

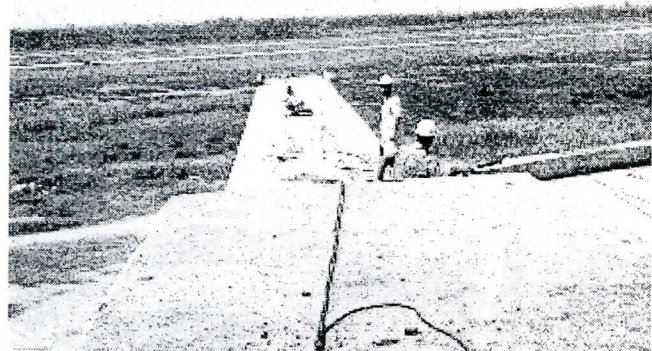
5.2.2 VALIDATION DE LA FORME MODALE

Initialement les essais de vibrations ambiantes effectués sur l'ensemble de l'ouvrage de la nouvelle aérogare d'Alger aurait comme but d'identification des fréquences modales de vibration. Ainsi, les sismomètres d'enregistrement n'ont pas été positionnés de manière à déduire le tracé des formes modales des différents blocs de l'aérogare. Ensuite, lors des vérifications particulières de la stabilité des poutres caisson, une deuxième série d'essais de vibrations ambiantes a été effectuée essentiellement sur deux poutres caisson (axes C43 et D27) dans le but de déterminer les fréquences de vibration et les formes modales correspondantes.

Rappelons que les essais consistent à enregistrer la réponse de la structure (poutre caisson) en des points prédéfinis (figure 5.13) sous l'effet des vibrations ambiantes. En l'absence de perturbations particulières (fréquences parasites), l'excitation est supposée du type bruit blanc à bande limitée, et les fréquences prédominantes du signal enregistré coïncident avec les fréquences propres de la structure. Les amplitudes des pics sont normalisées par rapport à ceux enregistrés sur le point de référence. Ces amplitudes (normalisées) permettent de tracer les formes modales qui correspondent aux fréquences propres de vibration.



Dalle inférieure



Dalle supérieure

Fig. 5.13 : Mesure des vibrations sur la dalle inférieure et supérieure de la poutre caisson.

Les fréquences déterminées expérimentalement sur les poutres caisson D27 & C43 s'accordent parfaitement avec les fréquences calculées analytiquement (voir tableau 5.1).

Le tracé expérimental de la forme modale fondamentale (mode 2) est très proche de celui déterminé analytiquement par les modèles d'éléments finis (figure 5.14). Cette constatation confirme les caractéristiques élastiques, géométriques et massiques utilisées dans le modèle de calcul notamment celles des appareils d'appuis en Néoprène.

Il est à noter cependant, que les résultats obtenus par les essais sur la poutre caisson D27 sont légèrement altérés par les bruits dus aux travaux effectués par le marteau piqueur et le sablage des aciers corrodés ; pour cela, le tracé modal expérimental de cette poutre n'a pas pu être obtenu correctement.

En conclusion, les fréquences et formes modales mesurées coïncident, avec une très bonne précision (de 0.00% à 6.03% pour les valeurs des fréquences), avec celles obtenues par les modèles numériques d'éléments finis (voir figure 5.14).

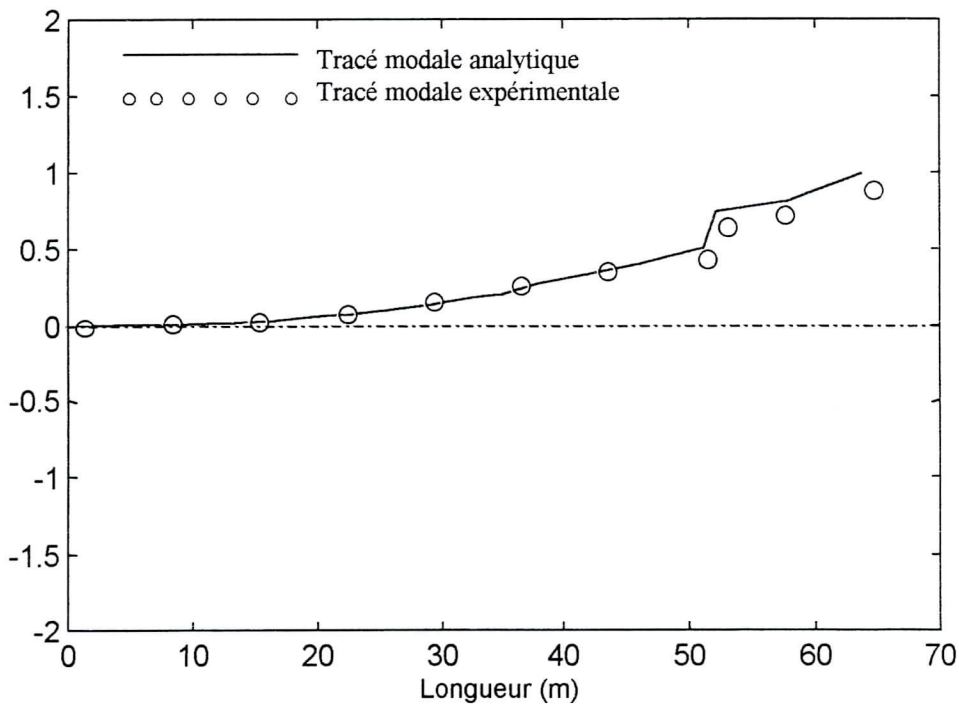


Fig. 5.14 : Tracé du mode fondamental (mode 2) de la poutre caisson C43.

5.3 EVALUATION GLOBALE DE LA STRUCTURE DE L'AEROGARE

Dans les études de vulnérabilité et d'expertise, l'évaluation des constructions en vue de la détermination de leur capacité réelle de résistance est primordiale pour tout diagnostique et éventuellement pour tout calcul de renforcement et/ou de confortement.

Il est évident que tout dégât constaté sur une structure influe d'une manière ou d'une autre sur le comportement dynamique (modal) de cette dernière. L'identification expérimentale des paramètres dynamiques (fréquences propres et formes modales), ainsi que les caractéristiques élastiques et massiques, nous a permis d'évaluer l'état structurel global de la structure de l'ouvrage.

L'objectif de l'étude subséquente, est d'établir une méthodologie d'identification et d'évaluation globale de la structure sur la base des essais non destructifs sur matériaux associés à des essais de vibrations ambiantes.

5.3.1 ESSAIS NON DESTRUCTIFS ET DEFAUTS CONSTATES [45]

La résistance et la durabilité sont les deux paramètres essentiels à vérifier lors de l'expertise de la nouvelle aérogare d'Alger. La résistance du béton est donnée par la méthode de rebondissement ou recul (scléromètre), ainsi que par la méthode acoustique (appareil à ultrason), ensuite, l'estimation de ses valeurs est effectuée par une méthode combinée. Enfin, quelques éléments ayant des résistances inférieures au seuil de tolérance sont carottés avant qu'une décision finale ne puisse être prise.

Les essais non destructifs sont effectués par une équipe d'ingénieurs et de techniciens du CNERIB. En revanche, les essais de carottage sont effectués par le LNHC, dont les carottes prélevées ont un diamètre de 45 mm et une longueur de 90 mm. La position du prélèvement est marquée au profomètre par l'équipe du CNERIB pour éviter la coupure des barres d'acier et accélérer la cadence des carottages.

Par ailleurs, une liste est établie pour chaque zone associée à un plan mentionnant la position des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, planchers, etc.) soupçonnés d'être faibles ou présentant des défauts apparents.

Les éléments à tester sont marqués et les plans sont contrôlés par trois équipes afin d'éviter tout risque d'erreur sur site.

Toutes les zones des modules C et D et tous les niveaux ont été auscultés. Le tableau ci-dessous montre le nombre et le type d'éléments testés dans chaque zone au scléromètre et à l'ultrason pour déterminer la résistance à la compression et apprécier la qualité du béton. Ainsi, quelques éléments structuraux ayant une résistance faible sont carottés en deuxième phase et testés par le scléromètre autour de l'élément carotté. Ensuite, le Pachomètre ou Profomètre sont employés pour localiser les carottes et déterminer l'enrobage des aciers. Enfin, une vérification finale par le scléromètre est effectuée sur quelques éléments structuraux.

Tableau 5.2 : Types et nombre d'essais effectués sur les éléments structuraux de l'aérogare.

Phase	Nombre
Phase 1 : Scléromètre et ultrason.	593
Phase 2 : Carottage sur les poutres caisson et quelques éléments structuraux.	126
Phase 3 : Pachomètre ou profomètre.	135
Phase 4 : Vérification finale au scléromètre.	25

Le récapitulatif des résultats de la résistance obtenue sur les éléments structuraux testés aux ultrasons et au scléromètre est donné sur le tableau mentionné en annexe. L'analyse de ces résultats montre que la résistance des éléments structuraux est variable d'un bloc à l'autre.

De manière générale, les résistances expérimentales obtenues par les essais destructifs et non destructifs sont relativement faibles et inférieures à celles exigées par les critères de conformité.

Le problème de l'altération de la résistance du béton de la structure de l'aérogare est dû essentiellement à la mauvaise mise en œuvre du béton et à la reprise de bétonnage induisant divers défauts, tels que, la ségrégation, les fissures, l'apparence des armatures, etc.

Par ailleurs, le mal façonnage des joints sismiques a été constaté sur les différents blocs de l'aérogare.

5.3.2 RELATION FREQUENCES PROPRES – PROPRIETES MECANIQUES

Il est évident que, les endommagements et les défauts structuraux induisent un changement des caractéristiques mécaniques du béton, et par conséquent, le changement des caractéristiques dynamiques d'une structure.

Les caractéristiques dynamiques sont essentiellement définies par les fréquences propres, alors que les caractéristiques mécaniques sont définies par la résistance F_c du béton. Ces deux caractéristiques sont reliées par deux paramètres à savoir ; le module de déformation E (à travers la rigidité) et la densité du béton γ_c (à travers la masse).

Les pulsations propres (ω_i) d'une structure sont données par la résolution de l'équation suivante :

$$\det[[K] - \omega_0^2 [M]] = 0 \quad (5.1)$$

Où : $[M]$ représente la matrice masse de la structure. La matrice de rigidité $[K]$ dépend de la géométrie des éléments structuraux et du module d'élasticité E .

Pour un chargement d'une durée d'application à court terme, le module de déformation instantané E_i du béton est donné en fonction de la densité du béton armé γ_c et de la résistance f_c par :

$$E_i = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c} \text{ en MPa [BAEL 91]} \quad (5.2)$$

Pour un chargement à long terme (cas de l'aérogare), l'effet du fluage doit être pris en considération par l'introduction du coefficient $\phi(t, t_i)$ de fluage. Le module de déformation sécant est donné par :

$$E_s = \frac{0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c}}{1 + \phi(t, t_i)} = \frac{E_i}{1 + \phi(t, t_i)} \text{ en MPa} \quad (5.3)$$

Donc, le module de déformation est donné théoriquement en fonction de la durée d'application du chargement, donc en fonction du coefficient de fluage.

Dans le cadre de notre travail, le calcul du module de déformation E par le biais de la formule précédente n'est pas possible (la valeur de $\phi(t, t_i)$ n'est pas disponible). Seule la détermination expérimentale de ce module est rendue possible par le tracé du diagramme σ - ε des carottes enlevées.

5.3.3 EVALUATION DE LA STRUCTURE PAR LES ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

5.3.3.1 OPTIMISATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES

L'objectif principal de l'étude paramétrique est d'examiner l'effet des dégâts et des défauts structuraux sur la variation des fréquences propres. Il faut rappeler que, la structure de la nouvelle aérogare d'Alger présente des résistances globales du béton relativement faibles.

Comme déjà dite, la relation entre la résistance et les fréquences propres est donnée par deux paramètres caractéristiques qui sont le module de déformation E et la densité du béton γ_c .

Ces deux paramètres doivent être optimisés par la comparaison de E & γ_c déterminés par les essais de vibrations ambiantes et ceux déterminés par les essais destructifs sur matériaux.

Malheureusement, dans cette étude, les essais expérimentaux sur les carottes, n'ont pas été effectués dans le but de déterminer la densité γ_c et le module de déformation E (caractéristiques du béton), mais plutôt dans le but l'estimation de la résistance du béton, ainsi que pour vérifier la conformité des résistances obtenues par les essais non destructifs, tels que, les essais sclérométrique et ultrasonique.

On prend comme un cas d'étude paramétrique la zone 3, où les essais de vibrations ambiantes appliqués sur les poutres caisson donnent de très bons résultats.

Comme nous l'avons déjà vu, la structure de la zone 3 est constituée de deux niveaux, le premier, qui est le RDC, est un niveau très rigide constitué essentiellement de poteaux massifs et de voiles, le deuxième est constitué de poutres caisson ayant une liberté totale de mouvement dans le sens transversal, dans l'absence de toiture en sheds (figure 4.17).

Le comportement structurel de la zone 3 est illustré à travers les faibles taux de participation massique retrouvés dans les modes de vibrations analytiques. Ainsi, la plupart de la masse participante dans les vibrations modales est concentrée au niveau des poutres caisson.

Théoriquement, le béton des poutres caisson est un B30 ($f_c = 30$ MPa), le reste de la structure est réalisé normalement par le béton B25 ($f_c = 25$ MPa). Par conséquent, le module de déformation E des poutres caisson est supérieur à celui du reste de la structure.

D'après les résultats obtenus par l'étude paramétrique, l'augmentation de E induit l'accroissement des fréquences propres (figures 5.15 & 5.16). Par contre, l'augmentation de γ_c implique une diminution des fréquences propres (figures 5.17 & 5.18).

Vu le comportement modal de la structure, il est clair que l'impact de la variation de E et γ_c sur le niveau RDC est minime par rapport à l'effet de cette même variation sur les poutres caisson.

En général, et d'après les résultats déduits des travaux effectués dans ce domaine (Tracy et Dimas, 1984), les modes supérieurs (hautes fréquences et/ou les modes locaux) sont les modes les plus touchés par les dégâts.

Dans notre cas, les modes locaux (modes 2,3,4,5,7,8,9,10) de la poutre caisson C43 sont des modes très sensibles à la variation de la résistance f_c et par conséquent aux variations du module de déformation E et de la densité γ_c (voir figures ci-dessous).

Par contre, la tolérance de variation du 1^{er} et du 6^{ème} modes est faible, puisque, ces derniers sont des modes fondamentaux caractérisés par un taux de participation massique considérable.

L'optimisation de E et γ_c du RDC et des poutres caisson a conduit aux valeurs optimales nécessaire pour l'obtention d'une bonne concordance entre les modes de vibration analytiques et expérimentaux :

Tableau 5.3 : Caractéristiques physiques optimales de la zone 3.

	E (GPa)	γ_c (KN/m ³)
Poutre caisson	23	24.5
RDC	21	23.5

Les fréquences propres analytiques et expérimentales sont les suivantes (pour les valeurs optimales de E et γ_c données sur le tableau 5.3) :

Tableau 5.4 : Fréquences propres analytiques et expérimentales de la zone 3.

Modes	Fréquence expérimentale	Fréquence analytique	Taux de participation massique selon X	Taux de participation massique selon Z	Tolérance (%)
1	3.05	3.05	02.55%	16.32%	0.00%
2	3.40	3.37	03.10%	03.68%	0.88%
3	3.95	4.04	00.08%	02.89%	2.27%
4	4.45	4.60	00.16%	00.25%	3.37%
5	5.85	5.91	01.88%	08.11%	1.02%
6	6.50	6.13	20.21%	15.69%	6.03%
7	-	6.55	03.74%	00.21%	-

Ces paramètres mécaniques obtenus par la validation des modèles d'éléments finis par les essais de vibrations ambiantes doivent être comparés à ceux déterminés expérimentalement par les essais sur matériau au laboratoire (qui n'ont pas été effectués).

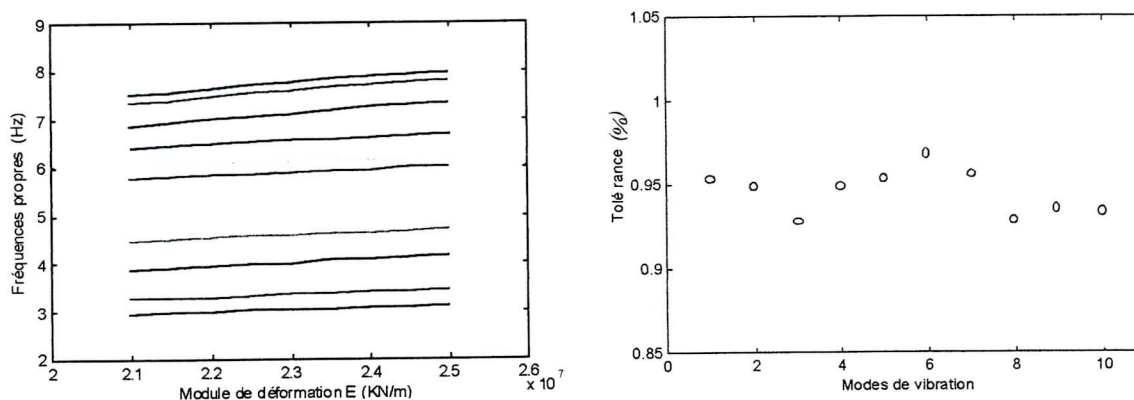


Fig. 5.15 : Effet de la variation du module de déformation E de la poutre caisson C43 sur les modes de vibration.

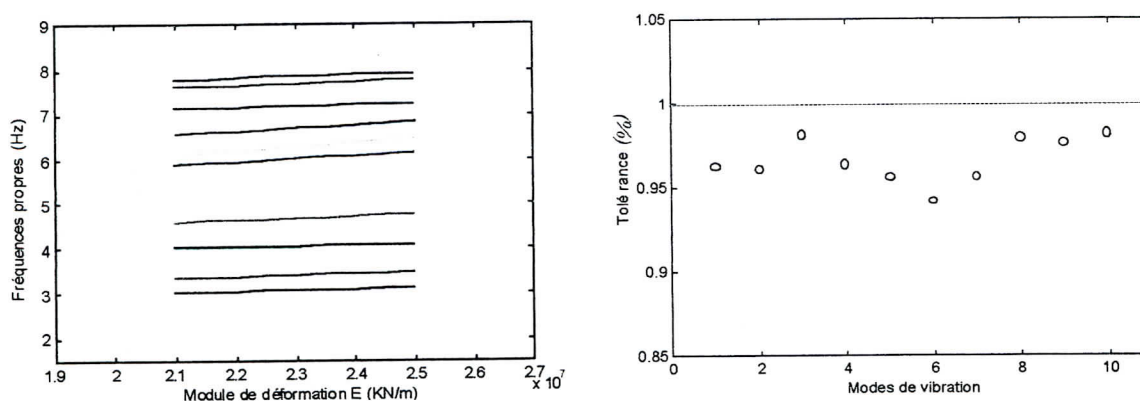


Fig. 5.16 : Effet de la variation du module de déformation E du RDC sur les modes de vibration.

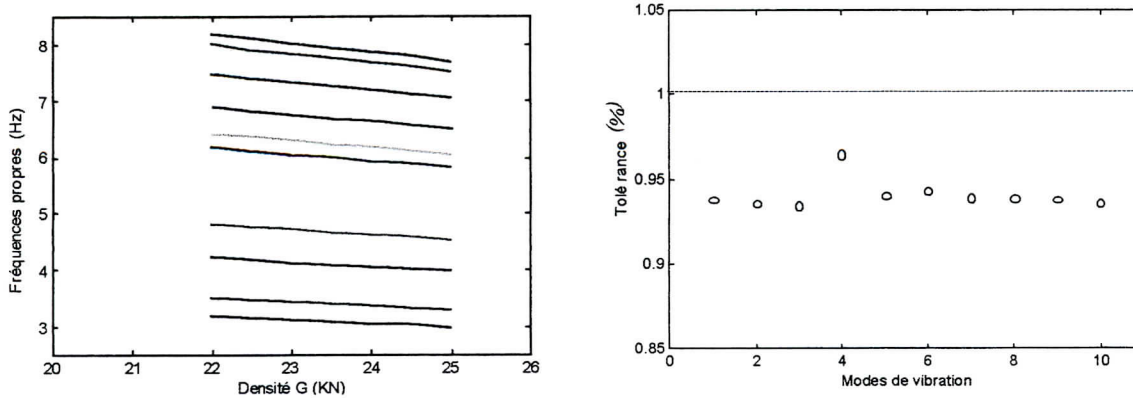


Fig. 5.17 : Effet de la variation de la densité γ_c de la poutre caisson C43 sur les modes de vibration.

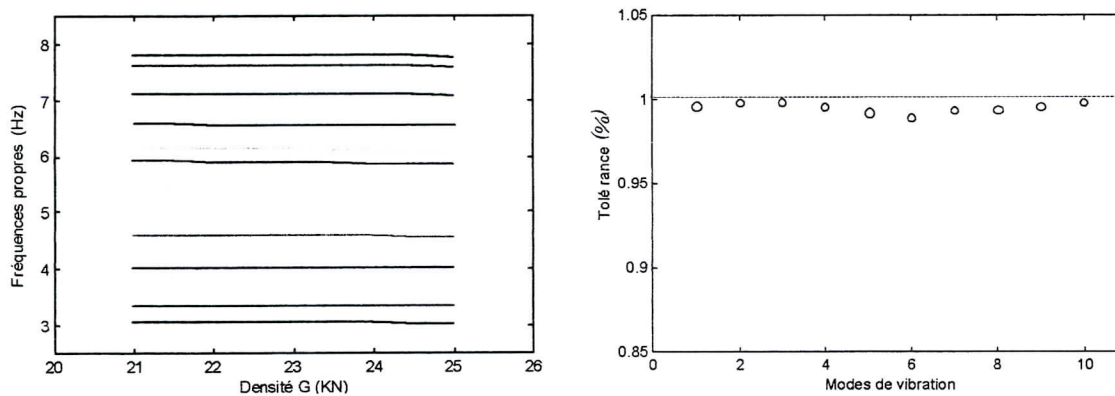


Fig. 5.18 : Effet de variation de la densité γ_c du RDC sur les modes de vibration.

Par ailleurs, d'après les résultats obtenus par les essais destructifs et non destructifs sur matériaux, les résistances déterminées sur les blocs du module C sont, en général, supérieures de celles déterminées sur le module D. Si on prend l'exemple des poutres caisson, la résistance moyenne globale est de 27.25 MPa pour le module C, et de 23.7 MPa pour le module D. Cette constatation est confirmée par les essais de vibrations ambiantes, où les fréquences expérimentales réelles obtenues sur les poutres caisson du module C sont supérieures à celles obtenues dans le module D.

5.3.3.2 MAL FAÇONNAGE DES JOINTS SISMIQUES

Le comportement modal d'une structure, est conditionné, entre autres, par la qualité d'exécution des joints sismiques. Ce paramètre peut faire l'objet d'une investigation visuelle. Il s'agit donc de vérifier la présence des joints sismiques et le respect des écartements de conception des joints.

En général, et à l'aide d'une vérification spécifique qui s'est faite sur site, les joints sismiques présentent des irrégularités en plan et en élévation. Néanmoins, pour certains joints les écartements ne sont pas uniformes et pour d'autres le joint est couvert des débordements de béton lors du coulage (figure 5.20).

Ces anomalies influent sur le comportement modal réel des blocs adjacents.

Les essais de vibrations ambiantes nous ont montrés que le mal façonnage des joints sismiques influe sur les modes de vibration réels, surtout sur les modes de torsion. Cette constatation est particulièrement claire sur le bloc de rive Z11C (zone 1 – module C).

Il convient de rappeler que, les blocs de la zone 1 présentent deux modes fondamentaux de torsion (mode 1 et 3) et un mode fondamental de translation dans le sens radial (mode 2) (voir figure 5.1).

La comparaison entre les fréquences propres analytiques et expérimentales indique une bonne concordance entre le 2^{ème} mode analytique et expérimental qui est caractérisé par des *amplitudes parallèles au joint sismique* (erreur de 1.55%). Par contre, les modes de torsion (expérimentaux) ont été perturbés (erreur de 20.%) à cause du mal façonnage du joint sismique séparant les deux blocs adjacents Z11C et Z12C du module C (figure 5.19).

Tableau (5.5) : Fréquences propres expérimentales et analytiques du bloc Z11C.

Zone 1						
Bloc	Mode	Expérimental	Analytique	Taux de participation massique		Erreur (%)
				X	Z	
Z11C	1	3.90	3.11	53.17%	00.34%	20.25%
	2	4.50	4.57	00.35%	90.71%	01.55%
	3	6.50	5.38	36.95%	00.01%	17.23%

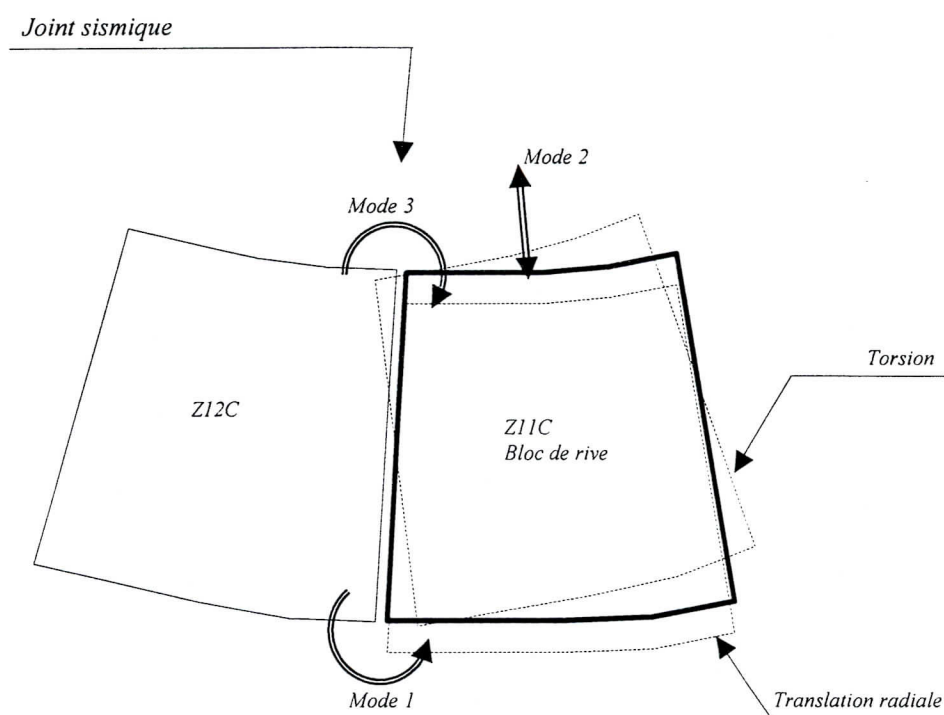


Fig. 5.19 : Effet des joints sismiques sur le comportement modal de la structure

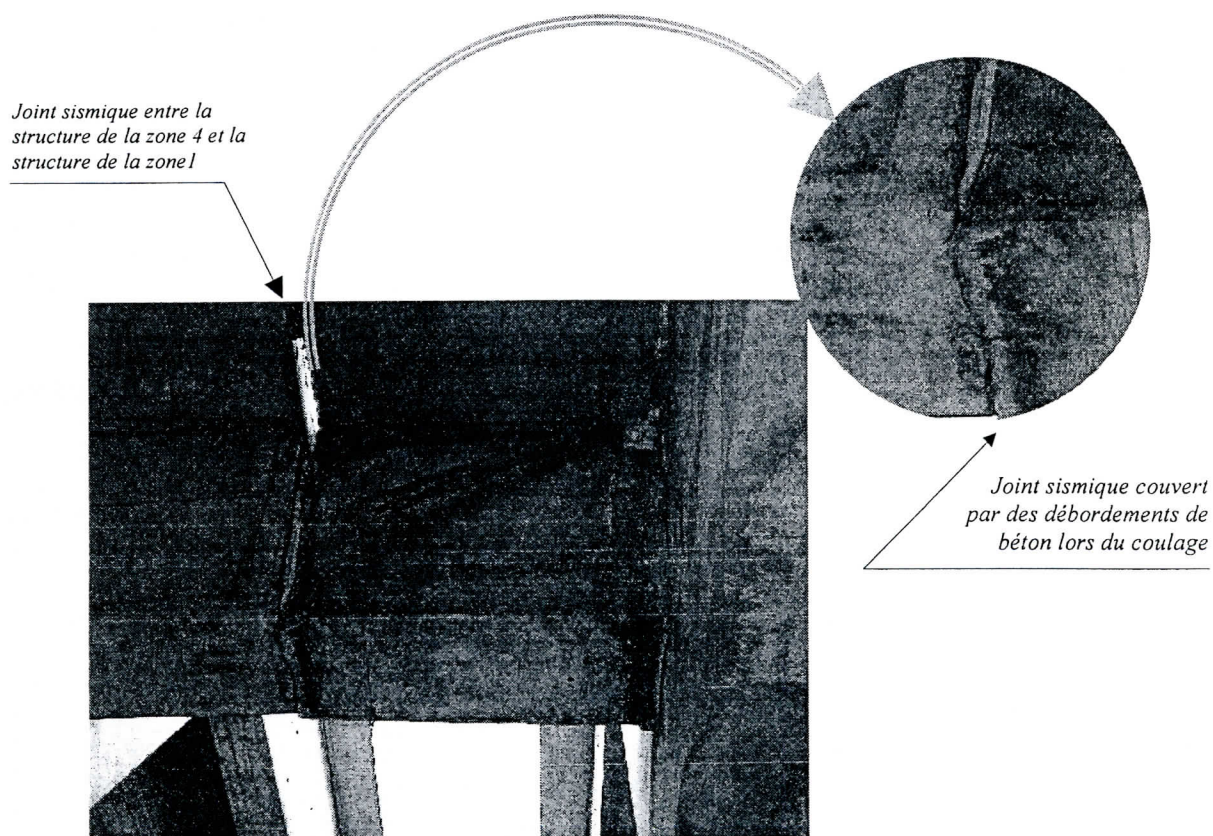


Fig. 5.20 : Exemple de joint sismique mal façonné.

5.4 CONCLUSION

Dans le domaine de l'expertise des structures par les essais destructifs et non destructifs et surtout pour les cas des structures complexes (la nouvelle aérogare d'Alger par exemple), une étude analytique associée aux essais précédents s'avère nécessaire pour tout calcul de stabilité et/ou de renforcement.

La fiabilité des modèles d'éléments finis ne peut être assurée que par une validation de ces derniers par des essais dynamiques associés aux essais non destructifs, en comparant les caractéristiques modales calculées (analytique) et mesurées (expérimentales), telles que, les fréquences propres et les formes modales.

Les résultats obtenus sur la nouvelle aérogare d'Alger montrent une bonne concordance entre les modes calculés et ceux mesurés, et par conséquent, les essais de vibrations ambiantes sont très efficaces pour l'identification des caractéristiques modales des structures complexes dans des conditions d'essais favorables. De surcroît, vu l'efficacité indéniable des essais de vibrations ambiantes, ces derniers peuvent être utilisés éventuellement pour plusieurs aspects, tel que, l'évaluation globale des structures ainsi que pour l'identification des dégâts.

Par ailleurs, la validation des modèles d'éléments finis nous a permis d'optimiser les caractéristiques mécaniques de la structure de l'aérogare, tels que, le module d'élasticité et la densité du béton armé utilisé, dont la détermination expérimentale se fait par des essais au laboratoire sur les carottes enlevées.

Enfin, le mal façonnage des joints sismiques peut être identifié par l'association des résultats de l'analyse modale expérimentale et analytique, surtout à travers l'examen des modes de torsion.

Chapitre 6

Conclusion générale



6.1 CONCLUSION

Généralement, les expertises des ouvrages consistent à identifier les désordres, déterminer les causes et éventuellement évaluer l'impact sur la capacité portante de la structure. En d'autres termes, il s'agit d'évaluer la capacité ou la réserve de résistance et de stabilité de l'ouvrage.

Selon le cas, les méthodologies d'expertise varient du simple inspection visuelle au procédures les plus complexes comportant des campagnes d'essais destructifs, non-destructifs, in-situ et/ou en laboratoire.

Dans le cadre du présent travail, les différentes procédures d'expertise et particulièrement les méthodes dévaluation structurelle ont été revues en s'appuyant sur des travaux récents.

De part l'aspect pratique et les avantages de simplicité et d'économie spécifiques à la méthode des vibrations ambiantes, cette dernière présente un intérêt distinctif pour l'évaluation des propriétés dynamiques d'une structure qui ne sont autres qu'une combinaison des caractéristiques élastiques (géométriques/mécaniques) et massique de la structure. Par analogie des procédures d'identification et de détection des dégâts dans les structures, une méthodologie qui intégrera les essais des vibrations ambiantes dans les opérations d'expertise des constructions a été présentée.

Les mérites et les limites de l'analyse modale expérimentale par les vibrations ambiantes ont été mis en évidence à travers un cas d'étude relatif à l'expertise de l'ouvrage de la nouvelle aérogare d'Alger.

En effet, la structure de l'aérogare présente un système structurel très complexe. Des modèles tridimensionnels en éléments finis ont été élaborés. La modélisation étant une tâche primordiale mais laborieuse où toute les données ont été minutieusement introduites pour pouvoir atteindre la précision requise.

En premier lieu, une étude modale analytique préliminaire a été menée pour optimiser l'emplacement des capteurs d'enregistrement et de réduire le nombre des essais à un seuil acceptable. A ce titre, l'importance de cette démarche a été mise en relief par des exemples illustrant les vertus de l'exécution de cette tâche avant d'entamer les essais.

Après traitement des enregistrements, les fréquences propres de chacun des blocs ont été extraites à partir des courbes des spectres de Fourier. Les pics correspondants aux fréquences propres des structures élancées telles que la zone 2 et 3 étaient remarquablement nets par rapports à ceux des blocs rigides où ils étaient fortement altérés par les bruits parasites.

En général, l'ensemble des fréquences déterminées expérimentalement par les essais de vibrations ambiantes s'accordaient parfaitement avec les fréquences calculées malgré l'incertitude dans les mesures des vibrations ambiantes et la complexité de certaines zones.

Signalons aussi que la quasi-totalité des valeurs des fréquences expérimentales sont proches en excès par rapport aux fréquences calculées car le niveau d'excitation des vibrations ambiantes est très faible.

Outre les fréquences et modes propres, les résultats expérimentaux ont été aussi exploités pour discerner certains aspects tels que :

- La détection des modes locaux
- L'intégrité globale de la structure
- Détection des désordres dans les joints sismiques (interaction entre les blocs adjacents)

Contrairement à la simplicité d'exécution des essais, la méthode des vibrations ambiantes présente les difficultés suivantes :

- Positionnement des capteurs
- Interprétation des résultats
- Conditions d'excitation

Dans des conditions d'essais favorables, les caractéristiques dynamiques peuvent être obtenues avec une bonne précision.

De ce fait, la conjugaison des essais de vibrations ambiantes avec les autres essais conventionnels est d'un intérêt certain pour une évaluation plus fiable de l'état des structures portantes des ouvrages.

6.2 RECOMMANDATIONS

Le travail qui a été fait, certes, il constitue une contribution dans le domaine de l'expertise des ouvrages par les essais dynamiques, mais soulève aussi des questions dignes d'être étudiées telles que :

- Classification des paramètres structurels d'expertise pour concerner davantage la méthodologie et établir des procédures spécifiques pour chaque paramètre.
- Confirmer les résultats obtenus par des essais de vibrations forcées.
- Perfectionner la méthodologie par des procédures d'essais complémentaires post-confortement/renforcement/réparation.

Références

REFERENCES

- [1] **Allemang R. J et Brown D. L.** *"A correlation of coefficient for modal vector analysis"*, Proceedings of the first international modal analysis conference, 1982
- [2] **Argoul P, Yin H. P, Horchler A et Guillermin B.** *"A model identification method using the singularity analysis function"*, Colloque national de calcul des structures, GIENS (France), 1999
- [3] **Bouwkamp J. G et Stephen R. M.** *"Ambient and forced vibration studies of a multi-storey pyramid-shaped building"*, Proceedings of Fifth world conference on earthquake engineering, Rome 1973
- [4] **Breitfeld T.** *"A method for identification of a set of optimal measurement points for experimental modal analysis"*, The international journal of analytical and experimental modal analysis, Vol.11, 1996, N°1, pp1-9
- [5] **Brownjohn J. M. W, Dumanoglu A. A, Severn R. T et Taylor C. A.** *"Ambient vibration measurements of the Humber suspension bridge and comparison with calculated characteristics"*, Proceedings of the institute of civil engineers, Part 2, September 1987, vol. 83, pp561-600
- [6] **Catbas F. N, Aktan A. E, Allemang R. J et Brown D. L.** *"A correlation function for spatial locations of scaled mode shapes – (COMEF)"*, Proceedings of the 16th international modal analysis conference, 1998
- [7] **Cawley P et Adams R. D.** *"The location of defects in structures from measurements of natural frequencies"*, Journal of strain analysis, 1979, vol. 14, N° 2, pp49-57
- [8] **Cawley p et Adams R. D.** *"The mechanics of the Coin-Tap method of non-destructive testing"*, Journal of sound and vibration, 1988, vol. 122, N° 2, pp299-316
- [9] **Chen C. H, Huang C. S, Yeh C. H, Wang M. H, Bian J. J, Lee Y. G et Yang S.** *"Forced vibration tests on pile foundations"*, Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland (New Zealand), 2000
- [10] **Christian S.** *"Approche stochastique en dynamique des structures"*, Primeca, 18-20, 1997, ENSAM de Metz
- [11] **Clive W et Wai F. T.** *"Determination of structural parameters from full-scale vibration tests"*, 9th world conference on earthquake engineering, 1987
- [12] **CNERIB :** *"Techniques de mesures in-situ et au laboratoire sur matériaux"*, 1991
- [13] **Cornwell P. J, Kam M, Carlson B, hoerst B, Doebling S. W et Farrar C.** *"Comparative study of vibration-based damaged ID algorithms"*, Proceedings of the 16th international modal analysis conference, 1998
- [14] **Doebling S. W, Ferrar C. R, Prime M. B et Shevitz D. W.** *"Damage identification and health monitoring of structures and mechanical systems from changes in their vibration characteristics a literature review"*, Los Alamos Report : LA-13070-MS, 1996
- [15] **Doebling S. W, Ferrar C. R et Cornwell P.** *"A statistical comparison of impact and ambient testing results from the Alamos canyon bridge"* Proceedings of the 15th international modal analysis conference, 1997
- [16] **Fargette P.** *"Essais de vibration sur les gros aéronefs"*, Premier colloque européen sur la technologie des lanceurs", Toulouse (France), 14- 16 Décembre 1999
- [17] **Felber. A et Cantieni R.** *"Advances in ambient vibration testing : Ganter Bridge, Switzerland"*, Structural engineering international, 1996, vol. 6, N° 3, pp187-190
- [18] **Fox C. H. J.** *"The location of effects in structures : a comparison of the use of natural frequency and mode shape data"*, Proceedings of the 10th international modal analysis conference, pp522-528, 1992

- [19] Friswell M. I et Penny J. E. T. *'The practical limits of damage detection and location using vibration data'*, Proceedings of the 11th VPI & SU symposium on structural dynamics and control, Blacksburg, Virginia, 1997
- [20] Friswell M. J et Penny J. E. T, *'Is damage location using vibration measurements practical ?'*, Euromech 365 international workshop : DAMAS 97, structural damage assessment using advanced signal processing procedures, Sheffield, UK, 1997
- [21] Huang C. S. *'Modal identification of structures using ARMAV model for ambient vibration measurement'*, Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland (New Zealand), 2000
- [22] Kiremidjain A. S, Straser E. G, Meng T et Law K, Soon H. *'Structural damage monitoring for civil structures'*, Proceedings of the international workshop on structural health monitoring, 1997
- [23] Littler J. D. *'Forced vibration tests on Sheffield University arts tower'*, Fifth world conference on earthquake engineering, Rome, 1973
- [24] Lubrina P et Degener M. *'Identification modale de grands avions'*, 1st ONERA-DLR aerospace symposium, Paris (France), 1999
- [25] Maguire J. R et Severn R. T. *'Assessing the dynamic properties of prototype structures by hammer testing'*, Proceedings of the institute of civil engineers, Part 2, December 1987, Vol.83, pp769-784
- [26] Masuda A et Sone A. *'Identification of structural degradation by time-frequency system analysis'*, Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland (New Zealand), 2000
- [27] Messina A, Jones I. A et Williams E. J. *'Damage detection and location localisation using natural frequency changes'*, Identification in engineering system, Proceedings of the conference held at Swansea, 1996
- [28] Moroni. O, Sarrazin. M, Boroscsek R, Valdebenito R et Romo D. *'Analysis of seismic records obtained in isolated structures'*, Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland (New Zealand), 2000
- [29] Natitolela N. G. *'Localisation of damage in structures by analytical model improvement and strain energy balance'*, Proceedings of the 13th international modal analysis conference, 1995
- [30] Paquet J. *'Etude experimentale du comportement dynamique des structures'*, Annales de l'institu technique du bâtiment et des travaux publics, France, Décembre 1996
- [31] Peters B, Maech J et Roeck G. D. *'Vibration-based damage detection in civil engineering : excitation sources and temperature effects'*, Smart materials and structures, pp518-527, 2000
- [32] Schulz M. J, Pai P. F, Naser A. S, Thyagarajan S. K, Brannon g. R et Chung J. *'Locating structural damage using frequency response reference functions and curvatures'*, Structural health monitoring, Proceedings of the international workshop on structural health monitoring, 1997
- [33] Sheppard P. F. *'Dynamic characteristics of tall, pre-1965 masonry buildings, as a basis for their seismic analysis and strengthening'*, Fifth world conference on earthquake engineering, Rome, 1973
- [34] Skrinar M et Strukelj A. *'Eigenfrequency monitoring during bridge erection'*, Structural engineering international, 1996, vol. 6, N° 3, pp191-194
- [35] Smart M, Friswell M. I, Lees A. W et Prells U. *'Estimating turbogenerator foundation parameter'*, 1998, Vol.212, Part C, pp653-665
- [36] Stubbs I. R et Mclamore V. R. *'The ambient vibration survey'*, Fifth world conference on earthquake engineering, Rome, 1973
- [37] Taskov L. A. *'Dynamic testing of bridge structures applying forced and ambient methods'*, 9th world conference on earthquake engineering, 1987
- [38] Teughels A, et Roeck D. G. *'A method for updating finite element models of civil engineering structures applied on a railway bridge'*, Proceedings of international conference on structural system identification, kassel (germany), 2001

-
- [39] Tryland T, Hopperstad O. S et Langselh M. ''Finite element modelling of beams under concentrated loading'', Journal of structural engineering, 2001, pp176-185
- [40] Tracy J. J, Dimas D. J. ''Advanced composite damage detection using modal analysis techniques'', Proceedings of the 2nd international modal analysis conference, 1984
- [41] Udwardia F. E et Trifunac M. D. ''Ambient vibration tests of full-scale structures'', Fifth world conference on earthquake engineering, Rome, 1973
- [42] Wang M. L, Satpathhi D et Hoe G. ''Damage detection of a modal bridge using modal testing'', Proceedings of the international workshop on structural health monitoring, 1997
- [43] Wang T. Y. '' Bridge monitoring strategy using measured dynamics response and natural network'', Thèse de doctorat, Université de Bristol, 1999
- [44] W. Davidovici '' Prise en compte de l'action sismique sur les structures '', Génie parasismique, tome 9, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, ENPC, France
- [45] Rapport d'expertise de la nouvelle aérogare d'Alger, B&RC, 2000
- [46] Civil and Environmental Engineering Test Equipment, ELE International LTD 1993, 9th Edition Catalogue

Annexes

Programme de traitement des signaux sur « MATLAB »

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% INTRODUCTION DES POINTS DU SIGNAL ENREGISTRE
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
y=[-0.000846863
```

```
-0.001556396
```

```
.
```

```
.
```

```
.
```

```
.
```

```
.
```

```
.
```

```
-0.000106812
```

```
0.000183105
```

```
0.000473022];
```

```
dur=338.58;           % durée du signal enregistré
```

```
npt=20992;           % nombre de point du signal enregistré
```

```
fmax=10;             % fréquence maximale
```

```
t=dur/npt:dur/npt:dur;
```

```
figure(1)
```

```
plot(t,y,'b');
```

```
xlabel('Temps(s)');
```

```
ylabel('Accélérations');
```

```
title('zone 2-axeD27-001')
```

```
pause
```

```
%%%%%%%%%%
% CALCUL DE LA FFT
%%%%%%%%%%

pas=dur/npt;
cf=fft(y,2*npt);
pyy=2.*cf.*conj(cf)/(2*npt);
f=1/pas*(pas:npt)/(2*npt);

figure(2)
plot(f(1:max(size(f))),pyy(1:max(size(f))));
xlabel('fréquences(Hz)');
ylabel('f(w)');
title('zone 2-axeD27-001')
pause

yrange=[0 max(pyy)];
figure(3)
plot(f(1:npt*frmax/max(f)),pyy(1:npt*frmax/max(f)),'g');
grid;
fr1 = ginput(1);
fr1(2) = fr1(1);
hold on,
plot(fr1,yrange,'k'),
hold off;
fr2 = ginput(1);
fr2(2) = fr2(1);
hold on,
plot(fr2,yrange,'k'),
hold off;
trange = sort([fr1(1) fr2(1)]);
k = find((trange(1)<=f) & (f<=trange(2)));
pyy = pyy(k);
fr3 = f(k);
ax = [trange yrange];
figure(4)
plot(fr3,pyy),
title('zone 2-axeD27-001')
xlabel('fréquences(Hz)');
ylabel('f(w)'); grid;
```


Résultats de la campagne d'essais destructifs et non destructifs sur matériaux [45]

ZONE 1					
Module C & D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Sous-sol	35.8 MPa	36.5 MPa	30.4 MPa	-
	Niv. 3	30.7 MPa	27.0 MPa	26.5 MPa	29.3 MPa
	Niv. 4	24.6 MPa	18.0 MPa	22.0 MPa	-
	Moy.	30.8 MPa	28.5 MPa	27.0 MPa	29.3 MPa
Poutres	Sous-sol	21.7 MPa	18.8 MPa	21.9 MPa	-
	Niv. 3	24.8 MPa	23.4 MPa	24.2 MPa	-
	Niv. 4	25.3 MPa	23.9 MPa	24.8 MPa	-
	Moy.	24.9 MPa	23.4 MPa	24.4 MPa	-

ZONE 2					
Module C					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	31.5 MPa	30.1 MPa	27.9 MPa	-
	Niv. 5	23.3 MPa	16.4 MPa	20.2 MPa	16.3 MPa
	Niv. 6	30.1 MPa	28.2 MPa	27.3 MPa	-
	Niv. 7	22.7 MPa	19.3 MPa	22.4 MPa	-
	Moy.	25.9 MPa	24.8 MPa	25.0 MPa	16.3 MPa
Poutres	Niv. 3	32.1 MPa	35.4 MPa	29.4 MPa	-
	Niv. 6	23.2 MPa	19.3 MPa	22.6 MPa	-
	Niv. 7	23.7 MPa	21.3 MPa	23.3 MPa	-
	Moy.	26.3 MPa	25.3 MPa	25.1 MPa	-
Voiles	Niv. 3	27.7 MPa	21.4 MPa	24.3 MPa	17.0 MPa
	Niv. 5	22.4 MPa	18.1 MPa	22.2 MPa	25.1 MPa
	Niv. 6	23.1 MPa	11.3 MPa	15.3 MPa	21.1 MPa
	Niv. 7	15.6 MPa	15.0 MPa	19.4 MPa	18.2 MPa
	Moy.	22.5 MPa	17.0 MPa	20.8 MPa	20.4 MPa
Dalles	Niv. 7	23.4 MPa	19.9 MPa	24.6 MPa	-
	Moy.	23.4 MPa	19.9 MPa	24.6 MPa	-

Module D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	34.0 MPa	26.3 MPa	27.2 MPa	-
	Niv. 5	30.1 MPa	33.4 MPa	28.7 MPa	-
	Niv. 6	25.0 MPa	20.6 MPa	23.3 MPa	-
	Niv. 7	26.9 MPa	24.4 MPa	23.8 MPa	-
	Moy.	27.1 MPa	26.2 MPa	26.0 MPa	-
Poutres	Niv. 3	25.2 MPa	22.1 MPa	23.8 MPa	-
	Niv. 6	27.2 MPa	27.7 MPa	26.2 MPa	-
	Moy.	26.2 MPa	24.9 MPa	25.0 MPa	-
Voiles	Niv. 3	17.5 MPa	21.0 MPa	21.6 MPa	14.1 MPa
	Niv. 5	17.8 MPa	19.3 MPa	24.9 MPa	17.7 MPa
	Niv. 6	26.4 MPa	16.8 MPa	21.2 MPa	15.5 MPa
	Niv. 7	18.6 MPa	16.8 MPa	19.0 MPa	18.2 MPa
	Moy.	22.3 MPa	16.4 MPa	19.2 MPa	16.4 MPa
Dalles	Niv. 7	25.0 MPa	22.2 MPa	22.8 MPa	-
	Moy.	25.0 MPa	22.2 MPa	22.8 MPa	-

ZONE 3					
Module C					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	27.6 MPa	24.0 MPa	25.2 MPa	-
	Moy.	27.6 MPa	24.0 MPa	25.2 MPa	-
Poutres	Niv. 3	20.9 MPa	17.6 MPa	21.3 MPa	-
	Moy.	20.9 MPa	17.6 MPa	21.3 MPa	-
Voiles	Niv. 3	23.9 MPa	21.5 MPa	23.5 MPa	-
	Moy.	23.9 MPa	21.5 MPa	23.5 MPa	-
Module D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	25.4 MPa	20.7 MPa	23.5 MPa	-
	Moy.	25.4 MPa	20.7 MPa	23.5 MPa	-
Poutres	Niv. 3	22.2 MPa	20.3 MPa	22.3 MPa	24.2 MPa
	Moy.	22.2 MPa	20.3 MPa	22.3 MPa	24.2 MPa
Voiles	Niv. 3	24.3 MPa	19.9 MPa	22.5 MPa	16.8 MPa
	Moy.	24.3 MPa	19.9 MPa	22.5 MPa	16.8 MPa
Dalles	Niv. 3	25.9 MPa	23.0 MPa	25.3 MPa	-
	Moy.	25.9 MPa	23.0 MPa	25.3 MPa	-
Poutres caisson - module C					
Eléments	Axe	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Voiles	C 43	29.1 MPa	29.1 MPa	27.2 MPa	-
	C 27	34.5 MPa	32.1 MPa	29.2 MPa	-
Raidisseurs	C 43	25.4 MPa	25.0 MPa	25.0 MPa	16.3 MPa
	C 27	32.3 MPa	28.5 MPa	27.6 MPa	-

Poutres caisson - module D					
Eléments	Axe	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Voiles	D 27	24.9 MPa	23.8 MPa	24.6 MPa	-
	D 35	21.7 MPa	20.2 MPa	22.6 MPa	14.6 MPa
	D 43	26.0 MPa	27.4 MPa	25.8 MPa	-
Raidisseurs	D 27	26.9 MPa	29.3 MPa	26.6 MPa	22.7 MPa
	D 35	26.0 MPa	28.7 MPa	26.3 MPa	-
	D 43	15.1 MPa	13.5 MPa	16.3 MPa	23.6 MPa

ZONE 4					
Module C					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	25.8 MPa	25.9 MPa	25.2 MPa	24.6 MPa
	Niv. 4	24.0 MPa	21.5 MPa	23.4 MPa	-
	Niv. 5	25.4 MPa	24.9 MPa	24.7 MPa	-
	Moy.	25.0 MPa	23.8 MPa	24.4 MPa	24.6 MPa
Poutres	Niv. 3	21.9 MPa	18.4 MPa	21.9 MPa	-
	Niv. 4	21.9 MPa	20.6 MPa	22.5 MPa	-
	Niv. 5	22.6 MPa	21.3 MPa	23.0 MPa	-
	Moy.	22.1 MPa	19.8 MPa	22.4 MPa	-
Voiles	Niv. 3	26.3 MPa	27.2 MPa	25.9 MPa	-
	Niv. 4	24.3 MPa	23.9 MPa	25.1 MPa	16.0 MPa
	Niv. 5	25.9 MPa	25.8 MPa	25.1 MPa	-
	Moy.	25.3 MPa	25.2 MPa	24.8 MPa	16.0 MPa
Module D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	20.8 MPa	18.8 MPa	21.0 MPa	20.6 MPa
	Niv. 4	19.3 MPa	21.0 MPa	21.8 MPa	15.9 MPa
	Niv. 5	19.1 MPa	16.8 MPa	18.9 MPa	-
	Moy.	19.9 MPa	19.1 MPa	20.9 MPa	18.6 MPa
Poutres	Niv. 3	20.8 MPa	18.4 MPa	21.5 MPa	-
	Niv. 4	22.0 MPa	19.2 MPa	21.7 MPa	18.5 MPa
	Niv. 5	18.8 MPa	17.7 MPa	20.3 MPa	-
	Moy.	20.8 MPa	18.5 MPa	21.2 MPa	18.5 MPa
Voiles	Niv. 3	23.6 MPa	17.3 MPa	21.1 MPa	-
	Niv. 4	21.2 MPa	19.7 MPa	22.1 MPa	18.2 MPa
	Niv. 5	17.4 MPa	21.9 MPa	23.2 MPa	-
	Moy.	21.9	19.6	22.3 MPa	18.2 MPa
Dalles	Niv. 3	19.0 MPa	17.2 MPa	21.9 MPa	-
	Niv. 4	22.2 MPa	22.6 MPa	24.6 MPa	-

Module CD					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	Ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	24.6 MPa	19.2 MPa	21.7 MPa	17.6 MPa
	Niv. 4	22.4 MPa	18.9 MPa	21.8 MPa	12.5 MPa
	Niv. 5	22.8 MPa	19.8 MPa	22.6 MPa	-
	Moy.	23.4 MPa	19.2 MPa	22.0 MPa	15.2 MPa
Poutres	Niv. 3	21.3 MPa	18.3 MPa	21.8 MPa	-
	Niv. 4	20.2 MPa	16.9 MPa	20.8 MPa	20.1 MPa
	Niv. 5	23.4 MPa	21.6 MPa	23.3 MPa	-
	Moy.	21.7 MPa	19.1 MPa	22.0 MPa	20.1 MPa
Voiles	Niv. 3	23.5 MPa	21.1 MPa	23.2 MPa	-
	Niv. 4	24.8 MPa	24.7 MPa	24.5 MPa	-
	Niv. 5	22.5 MPa	16.0 MPa	19.9 MPa	18.9 MPa
	Moy.	23.3 MPa	20.5 MPa	22.4 MPa	18.9 MPa
Dalles	Niv. 3	22.9 MPa	20.6 MPa	24.4 MPa	-
	Niv. 4	24.2 MPa	21.8 MPa	25.0 MPa	-
	Moy.	23.6 MPa	21.2 MPa	24.7 MPa	-

ZONE 5					
Module CD - Partie C					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	Ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	23.1 MPa	19.9 MPa	22.9 MPa	-
	Moy.	23.1 MPa	19.9 MPa	22.9 MPa	-
Poutres	Niv. 3	23.0 MPa	19.3 MPa	22.6 MPa	-
	Niv. 4	16.9 MPa	-	-	-
	Moy.	20.0 MPa	19.3 MPa	22.6 MPa	-
Voiles	Niv. 3	25.2 MPa	24.2 MPa	24.5 MPa	-
	Niv. 4	20.9 MPa	18.1 MPa	21.6 MPa	-
	Niv. 5	20.5 MPa	17.1 MPa	22.0 MPa	-
	Moy.	21.6 MPa	18.2 MPa	21.9 MPa	-
Module CD - Partie D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	Ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	21.1 MPa	17.1 MPa	21.1 MPa	-
	Moy.	21.1 MPa	17.1 MPa	21.1 MPa	-
Poutres	Niv. 3	21.1 MPa	17.9 MPa	21.6 MPa	-
	Niv. 4	20.7 MPa	17.1 MPa	21.0 MPa	18.9 MPa
	Niv. 5	16.9 MPa	17.1 MPa	20.2 MPa	-
	Moy.	19.6 MPa	17.4 MPa	20.9 MPa	18.9 MPa
Voiles	Niv. 3	22.9	19.5 MPa	22.7 MPa	-
	Moy.	22.9 MPa	19.5 MPa	22.7 MPa	-
Dalles	Niv. 3	18.6 MPa	17.3 MPa	18.8 MPa	-
	Moy.	18.6 MPa	17.3 MPa	18.8 MPa	-

Module C					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	Ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	24.0 MPa	21.6 MPa	23.2 MPa	24.6 MPa
	Niv. 4	24.0 MPa	20.2 MPa	23.1 MPa	-
	Niv. 5	20.1 MPa	17.3 MPa	21.0 MPa	-
	Moy.	23.4 MPa	20.2 MPa	22.6 MPa	24.6 MPa
Poutres	Niv. 4	24.6 MPa	17.3 MPa	21.2 MPa	15.4 MPa
	Niv. 5	19.7 MPa	17.1 MPa	20.8 MPa	-
	Moy.	23.8 MPa	17.2 MPa	21.0 MPa	15.4 MPa
Voiles	Niv. 3	23.2 MPa	18.9 MPa	22.5 MPa	-
	Niv. 4	26.5 MPa	22.0 MPa	23.6 MPa	-
	Niv. 5	21.6 MPa	17.0 MPa	20.3 MPa	-
	Moy.	23.9 MPa	23.5 MPa	22.5 MPa	-
Module D					
Eléments	Niv.	Estimation uniparamétrique		Estimation biparamétrique	Essais carottes
		Scléromètre	Ultrasons	Formules de A.M : S.K et M.L	
Poteaux	Niv. 3	26.6 MPa	-	-	-
	Niv. 4	22.3 MPa	26.0 MPa	24.6 MPa	-
	Moy.	23.7 MPa	26.0 MPa	24.6 MPa	-
Poutres	Niv. 4	26.4 MPa	32.2 MPa	27.4 MPa	-
	Moy.	26.4 MPa	32.2 MPa	27.4 MPa	-
Voiles	Niv. 3	26.0 MPa	-	-	-
	Niv. 4	26.1 MPa	31.2 MPa	26.6 MPa	-
	Niv. 5	22.4 MPa	18.3 MPa	-	-
	Moy.	24.6 MPa	24.8 MPa	26.6 MPa	-