



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

جامعة سعد دحلب البلدية -1-

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA 1

كلية التكنولوجيا – قسم الهندسة المدنية.

**FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DE MASTER POUR
L'OBTENTION DU DIPLOME**

De Master II en génie civil

Option : structures

THEME :

**Evaluation de l'amortissement des bâtiments et son influence
sur le comportement dynamique des structures**

Soutenu par :

M^{elle} Benallal Cherifa.

Mr Chabouni Haroun.

Encadrée par :

Dr Derbal Ismail.

Année universitaire 2020-2021

المُلخَص

أثناء حركة المباني يقوم الزلزال بضخ كمية معينة من الطاقة للهيكَل، حيث يتم استرجاع جزء من هذه الطاقة من قبل الأرض من خلال ظاهرة التفاعل للأرض والهيكَل، كما يتم تبديد الجزء الآخر بسبب ظاهرة التخميد. من بين الطرق المختلفة لتحديد التخميد، استعملنا في عملنا هذا طريقة التناقص اللوغاريتمي من أجل تحديد تأثير معالم معينة مطبقة على مجموعة من الهياكل المختلفة، حيث تؤثر هذه المعالم بطريقة أو بأخرى على السلوك الديناميكي للهياكل ومعدل التخميد. ولقد أثبتنا ذلك من خلال هذا العمل حيث توصلنا إلى أنّ التخميد يتزايد بزيادة الكتلة أو انخفاض صلابة الهياكل، من جهة أخرى يتناقص معامل التخميد مع زيادة مقاومة الخرسانة أو تغيير مواد البناء (هيكَل معدني) وفي حالة تغيير هندسة الأعمدة (استعمال أعمدة دائرية) إضافة إلى زيادة رقة المبنى $\frac{H}{L}$.
الكلمات المفتاحية : التخميد، تبديد الطاقة، التناقص اللوغاريتمي، الهياكل، التحليل الخطي.

RESUME

Au cours du mouvement, le séisme injecte dans la structure une certaine quantité d'énergie ; une partie de cette énergie est restituée au sol par le phénomène d'interaction sol-structure, et une autre partie est dissipée par le phénomène d'amortissement.

Parmi les différentes méthodes d'évaluation d'amortissement, notre calcul a été fait par la méthode de décrémentation logarithmique à fin de déterminer l'effet de certains paramètres appliqués sur plusieurs variantes de structure, ces différents paramètres influent d'une façon où d'une autre sur le comportement dynamique et le taux d'amortissement , et nous l'avons prouvé par les résultats que nous avons obtenus au cours de ce modeste travail, où nous avons constaté que l'amortissement s'augmente avec l'augmentation de la masse et la diminution de la rigidité de la structure. Par ailleurs ; le coefficient d'amortissement se diminue avec l'augmentation de la résistance du béton ou bien le changement du matériau constructif (structure en charpente métallique) ; dans le cas de changement de la géométrie des poteaux (poteaux circulaires) ; ainsi pour l'augmentation du l'élancement $\frac{H}{L}$ des structures.

Mots clés : Amortissement, dissipation d'énergie, décrémentation logarithmique, structures, Analyse linéaire, SAP2000.

ABSTRACT

During movement, the earthquake injects a certain amount of energy into the structure; part of this energy is returned to the ground by the soil-structure phenomenon, and another part is dissipated by the damping phenomenon.

Among the different damping evaluation methods, Our calculation was made by the logarithmic decrement method in order to determine the effect of certain parameters applied on several structure variants, these different parameters influence in a way where another on the dynamic behavior and the damping rate, and we proved it by the results we obtained during this modest work, where we found that the damping increases with the increase of the mass and decrease in rigidity of the structure. Furthermore ; the damping coefficient decreases with the increase in the strength of the concrete or the change in the construction material (metal frame structure); in the event of a change in the geometry of the columns (circular columns); thus for the increase of the slenderness $\frac{H}{L}$ of the structures.

Keywords: Damping, energy dissipation, logarithmic decrement, structures, linear analysis.

Remerciement

*Au premier lieu nous tenons à remercier **DIEU** qui nous a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.*

*Nous tenons à signifier nos profondes reconnaissances à notre encadreur Monsieur **DERBAL ISMAIL**, Pour sa disponibilité permanente, pour l'excellent suivi, pour son aide et ses conseils pertinents apportés tout le long de ce travail.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du **Jury** pour l'intérêt à notre recherche en acceptant d'examiner ce travail, et de l'enrichir par leurs propositions.*

Nous exprimons nos gratitude à l'ensemble des enseignants qui nous suivi inlassablement durant notre cursus universitaire.

Un grand merci à tous ceux qui nous ont aidés et soutenus d'une manière ou d'autre pour l'achèvement de ce projet ; en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicaces

C'est avec un grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et dédier ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu durant tous mon parcours.

Mon très cher père, qui a sacrifié sa vie afin de me voir ce que je suis.

Ma source de courage et de patience, ma chère mère qui m'a aidé avec son soutien.

A mon cher ami « OUSSAMA » qui m'a encouragé durant mon chemin,

Sans oublié mon binôme « HAROUN » pour son collaboration, sa patience et sa compréhension au long de ce travail.

Je vous souhaite une bonne continuité et que vous réaliserez vos rêves et objectifs.

A mes chers amis : Nourelhouda, Rania Fatma et Tadjeddine...

Toute la promotion 2020-2021 génie civil option structures.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Benallal Cherifa

Dédicaces

C'est avec un grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et dédier ce modeste travail à :

Mes parents qui m'ont soutenu durant tous mon parcours.

Mon très cher père, qui a sacrifié sa vie afin de me voir ce que je suis.

Ma source de courage et de patience, ma chère mère qui m'a aidé avec son soutien.

A mes chers amis « OUSSAMA et ABDESSALAM »

Sans oublié mon binôme « CHERIFA » pour son collaboration, sa patience et sa compréhension au long de ce travail.

Je vous souhaite une bonne continuité et que vous réaliserez vos rêves et objectifs.

A mon oncle : BOUCHRITE SALIM qui m'a encouragé durant mon chemin,

A mes enseignantes : ASMA et FADILA.

Toute la promotion 2020-2021 génie civil option structures.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Chabouni Haroun

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Amortissement mesurés bibliothèque MILLIKAN.	18
Tableau I.2 : Valeurs caractéristiques d'amortissement (en pourcentage).	18
Tableau II.1 : charges du poids propre et d'exploitation.	29
Tableau II.2 : caractéristiques mécanique du béton	29
Tableau II.3 : caractéristique mécanique d'acier.	30
Tableau II.4 : Récapitulation de pré dimensionnement des poutres.	30
Tableau II.5 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.	31
Tableau II.6 : Vérification de l'effort sismique à la base de la structure	33
Tableau II.7 : Vérification de l'interaction sous charge vertical à l'ELS	34
Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit	35
Tableau II.9 : Vérification des déplacements dans le sens x-x	35
Tableau II.10 : Vérification des déplacements dans le sens y-y	36
Tableau II.11 : Présentation des résultats de la variante 01 X-X.	42
Tableau II.12 : présentation des résultats de la variante 01 Y-Y.	43
Tableau II.13 : Présentation des résultats de la variante 02 X-X.	43
Tableau II.14 : présentation des résultats de la variante 02 Y-Y.	44
Tableau II.15 : Présentation des résultats de la variante 03 X-X.	45
Tableau II.16 : présentation des résultats de la variante 03 Y-Y.	45
Tableau II.17 : Présentation des résultats de la variante 04 X-X.	46
Tableau II.18: présentation des résultats de la variante 04 Y-Y.	46
Tableau II.19 : Présentation des résultats de la variante 05 X-X.	47
Tableau II.20 : présentation des résultats de la variante 05 Y-Y.	47
Tableau II.21: Présentation des résultats de la variante 06 X-X.	48
Tableau II.22 : présentation des résultats de la variante 06 Y-Y.	48
Tableau II.23 : Présentation des résultats de la variante 07 X-X.	49
Tableau II.24 : présentation des résultats de la variante 07 Y-Y.	49
Tableau II.25 : Présentation des résultats de la variante 08 X-X.	50
Tableau II.26 : présentation des résultats de la variante 08 Y-Y.	50
Tableau II.27: Présentation des résultats de la variante 09 X-X.	51
Tableau II.28 : présentation des résultats de la variante 09 Y-Y.	51
Tableau II.29: Présentation des résultats de la variante 10 X-X.	52
Tableau II.30 : présentation des résultats de la variante 10 Y-Y.	52
Tableau II.31 : Présentation des résultats de la variante 11 X-X.	53
Tableau II.32 : présentation des résultats de la variante 11 Y-Y.	53
Tableau II.33 : Présentation des résultats de la variante 12 X-X.	54
Tableau II.34 : présentation des résultats de la variante 12 Y-Y.	54
Tableau II.35 : le taux d'amortissement en pourcentage.	55

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Système à deux degrés de liberté	4
Figure I.2 : Classification de l'amortissement.	12
Figure I.3 : Réponse temporelle d'un système en vibration libre.	13
Figure I.4 : Décrément logarithmique en fonction de ξ .	14
Figure I.5 : Spectre de réponse en fréquence.	14
Figure I.6 : Diagramme de contrainte-déformation sous chargement cyclique.	15
Figure I.7 : Vibration harmonique forcées de la bibliothèque MILLIKAN.	16
Figure I.8 : Réponse sismique de la bibliothèque de MILLIKAN.	17
Figure I.9 : système à amortissement contrasté.	19
Figure I.10 : Amortissement de Rayleigh.	21
Figure I.11 : Amortissement de Caughy.	22
Figure I.12 : Amortissements.	24
Figure II.1 : vue en plan de la structure initial.	28
Figure II.2 : schéma des étapes de modélisation d'une structure.	32
Figure II.3 : vue en 3D de la structure témoin.	33
Figure II.4 : Vérification de la participation massique	34
Figure II.5: Vue en 3D de la structure de variante 03.	37
Figure II.6 : vue en plan de la structure de variante 04.	37
Figure II.7 : vue en 3D de la structure de variante 04.	37
Figure II.8 : Vue en plan de la structure de variante 05.	38
Figure II.9 : Vue en 3D de la structure de variante 05.	38
Figure II.10 : Vue en 3D de la structure variante 06.	39
Figure II.11 : Vue en élévation de la structure de variante 07.	39
Figure II.12 : Vue en élévation de la structure de variante 08.	40
Figure II.13 : Vue en 3D de la structure de variante 09.	40
Figure II.14 : vue en 3D de la structure variante 12.	41
Figure II.15 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 01.	42
Figure II.16 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 02.	43
Figure II.17 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 03.	44
Figure II.18 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 04.	46
Figure II.19 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 05.	47
Figure II.20 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 06.	48
Figure II.21 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 07.	49
Figure II.22 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 08.	50
Figure II.23 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 09.	51
Figure II.24 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 10.	52
Figure II.25 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 11.	53
Figure II.26 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 12.	54
Figure II.27 : Diagramme à bandes.	57

LISTE DES SYMBOLES

ΔU : Energie dissipée par cycle.

ξ : Valeur d'amortissement.

A : Amplitude du mouvement.

T : La période de la structure.

δ : Le décrément logarithmique.

φ : L'angle de déphasage.

x_1 : L'amplitude initiale.

x_{n+1} : L'amplitude après n cycles.

Q : la largeur de bande.

Ω_r : Fréquence de résonance.

ΔE : L'énergie transformée en chaleur ou énergie de contrainte interne.

E : L'énergie de déformation à l'amplitude maximal.

S : rapport de l'énergie de déformation perdue par cycle.

ξ_{eq} : L'amortissement modal équivalent.

E_i : L'énergie élastique de déformation.

C : Matrice d'amortissement.

M : Matrice de masse.

K : Matrice de rigidité.

α et β : Paramètres employés par la méthode d'intégration de NEWMARK.

U : Déplacement de système.

\dot{U} : Vitesse de système.

\ddot{U} : Accélération de système.

TABLE DES MATIERE

Remerciement	
Dédicaces	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste de symboles	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
PARTIE I : Amortissement, Théories et concepts....	
I.1.Introduction	4
I.2 Degrés de liberté	4
I.3 Type des mouvements oscillatoires	4
I.4 Rappel des équations de la dynamique	5
I.4.1 Vibrations libres	5
I.4.1.1 Vibrations libre non amortie	5
I.4.1.2 Vibrations libre amortie	5
I.4.2 Vibrations forcées	7
I.4.2.1 Vibrations forcées non amortie	7
I.4.2.2 Vibrations forcées amortie	8
I.5.Définition de l'amortissement	8
I.6.Classification de l'amortissement	9
I.6.1 la position de l'amortissement	9
I.6.2 Nature de l'amortissement	9
I.6.2.1 Amortissement matériel	9
I.6.2.2 Amortissement de système	9
I.6.2.3 Amortissement de rayonnement	9
I.6.3 Aspect physique	10
I.6.3.1 Amortissement visqueux	10
I.6.3.2 Amortissement de coulomb	10
I.6.3.3. Amortissement par hystérésis	11
I.7 Mesure de l'amortissement	12
I.7.1 Méthode de décrétement logarithmique	12
I.7.2 Méthode de largeur de bande	14
I.7.3 Méthode de l'énergie d'amortissement spécifique	15
I.7.4 Méthode de déphasage	16
I.8 Mesure de l'amortissement modal	16
I.8.1 Principe de l'amortissement modal	16
I.8.2 Valeurs caractéristiques d'amortissement	18
I.9 Amortissement non classique	18
I.10 Construction de la matrice de l'amortissement	20
I.10.1 Amortissement de Rayleigh	20
I.10.2 Amortissement de Caughy	21
I.10.3 Matrice de l'amortissement modal	22
I.11 Source de dissipation	23

I.11.1 Amortissement interne ou structural	23
I.11.2 Amortissement externe	24
I.12 Les travaux de recherches récentes	24
I.13 Conclusion	26

PARTIE II : Evaluation de l'amortissement

II.1 Introduction	28
II.2. Modélisation de la structure	28
II.2.1 Description de la structure	28
II.2.2 Caractéristiques géométrique	29
II.2.3 Charges du poids propre et d'exploitation	29
II.2.4 Caractéristique mécaniques des matériaux	29
II.2.5 Pré dimensionnement des éléments structuraux	30
II.2.5.1 Pré dimensionnement des planchers corps creux	30
II.2.5.2 Pré dimensionnement des poutres	30
II.2.5.3 Pré dimensionnement des poteaux	31
II.2.5.4 Pré dimensionnement des voiles	32
II.2.5.5 Modélisation de la structure	32
II.2.6 Etude de la superstructure	33
II.2.6.1 Estimation de la période expérimental	33
II.2.6.2 Estimation de l'effort sismique à la base de la structure	33
II.2.6.3 Période et taux de participation massique.	34
II.2.6.4 Justification de l'interaction sous charge vertical à l'ELS	34
II.2.6.5 Vérification de l'effort normal réduit	34
II.2.6.6 Vérification des déplacements	35
II.2.7 Présentation des variantes	36
II.2.7.1 La masse	36
II.2.7.2 La rigidité	36
II.2.7.3. L'élanement	39
II.2.7.4 La géométrie des poteaux	40
II.2.7.5 Le matériau	41
II.3 Extraction et présentation des tableaux des déplacements	42
II.3.1 Les résultats obtenus pour la variante 01	42
II.3.2 Les résultats obtenus pour la variante 02	43
II.3.3 Les résultats obtenus pour la variante 03	44
II.3.4 les résultats obtenus pour la variante 04	46
II.3.5 Les résultats obtenus pour la variante 05	47
II.3.6 Les résultats obtenus pour la variante 06	48
II.3.7 Les résultats obtenus pour la variante 07	49
II.3.8 Les résultats obtenus pour la variante 08	50
II.3.9 Les résultats obtenus pour la variante 09	51
II.3.10 Les résultats obtenus pour la variante 10	52
II.3.11 Les résultats obtenus pour la variante 11	53
II.3.12 Les résultats obtenus pour la variante 12	54
II.4 Analyse des résultats	55

II.5 Discussions des résultats	58
II.6 conclusion	58
CONCLUSION GENERALE	59
Liste des références	60

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est un pays à forte sismicité du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaque. Elle connue des tremblements de terre causées la mort de milliers de personnes et de grave en dommages matériels. L'exemple qui reste dans gravé dans notre mémoire est le séisme qui a touché les régions de Boumerdes et d'Alger (séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, avec la mort de 2266 personnes, la blessure de 10261 autres et plus de 1243 bâtiments ont été endommagés ou effondrés).

Pour l'ensemble des acteurs participant à l'acte de construction, le séisme est l'épreuve de vérité pour une construction, l'objectif que l'on se fixe est de contribuer la mise en œuvre d'une démarche réfléchiée dans la protection parasismique des structures.

Pour un grand nombre de codes parasismique, l'approche la plus conventuelle de la protection des ouvrages consiste à fournir une combinaison de résistance par augmentation de leurs rigidités (comme c'est le cas du RPA99/2003). Cette approche n'est pas toujours efficace surtout quand il s'agit d'un contexte qui favorise le phénomène de résonance et d'amplification des forces sismiques.

Pour cela le domaine de génie parasismique a connu des développements considérables déclenchés entre autres par l'amélioration des techniques de calcul sur support informatique et l'utilisation des installations d'essais puissantes. Ceci a favorisé l'émergence de plusieurs technologies innovatrices telle que l'introduction des dispositifs spéciaux d'amortissement des structures qui réduisant les sollicitations et contraintes générées par le séisme, cette approche communément connue sous le nom de « dissipation d'énergie » permet de réduire les efforts importants sans que la structure ne soit endommagée et ainsi assurer la protection des vies humains.

L'objectif de ce mémoire est d'évaluer l'amortissement des bâtiments et son influence sur le comportement dynamique des structures selon des différents modèles des structures, ce travail est basé sur une analyse linéaire en utilisant le logiciel SAP2000 V2.2.

Pour atteinte cet objectif ; deux parties sont développés dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

- La première partie a pour but de présenter les concepts et les théories de l'amortissement,

Nous allons introduit des concepts relatifs a l'amortissement ; un classement de ce dernier selon plusieurs critères avec des différents méthodes d'évaluation du facteur d'amortissement ; nous allons citer l'amortissement modal avec un exemple de mesure sur une structure réelle en Californie, ensuite nous allons expliquer brièvement la construction de sa matrice, et a la fin de cette partie nous allons distinguer les sources de dissipation d'énergie.

- Dans la deuxième partie, nous allons présenter les différents variantes que nous avons adoptés pour le calcul du coefficient d'amortissement « ξ » en utilisant la méthode de décrémentation logarithmique « δ » et a chaque fois on change un paramètre : le matériau constructif, la rigidité, la masse, l'élanement et la géométrie des poteaux. Et a la fin on arrive à une comparaison des résultats et conclusions

- Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

PARTIE I

Amortissement , Théories et concepts

I.1.Introduction

Dans le contexte de la mécanique des structures, la dynamique est la branche qui concerne l'étude des oscillations des structures soumises à diverses sollicitations en général et aux séismes en particulier.

Lorsqu'on essaie de classer les calculs dynamiques par ordre croissant de complexité, on peut se ramener en fait à des systèmes à quelques degrés de liberté.

I.2. Degrés de liberté

Le nombre de degrés de liberté est défini comme étant le nombre minimum de coordonnées permettant de décrire les oscillations de la structure considérée. Généralement, les structures peuvent être modélisées en considérant que les masses sont concentrées dans quelques éléments particuliers, comme les dalles d'étage des bâtiments, par exemple. En effet, la connaissance des déplacements horizontaux de chaque étage permet de décrire les oscillations du bâtiment.

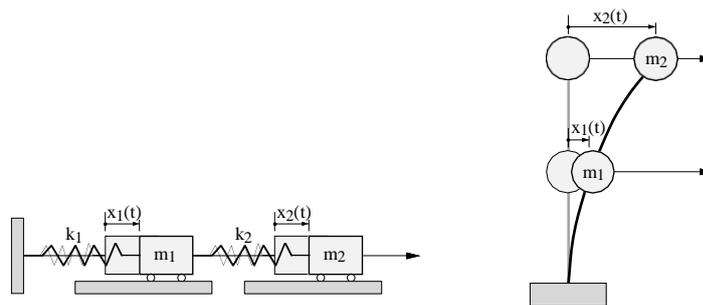


Figure I.1: système à deux degrés de liberté.

Sur la figure précédente, les deux structures possèdent deux degrés de liberté. Les déplacements horizontaux des deux masses sont repérés par les coordonnées x_1 et x_2 .

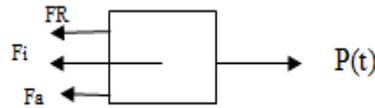
Le système de coordonnées est le système usuel avec l'axe x horizontal dirigé positivement de gauche à droite.

I.3 Types de mouvement oscillatoire

Le comportement dynamique d'une structure est caractérisé par un régime oscillatoire dépendant de la rigidité, de la masse et de l'amortissement. Les différents types de régime de mouvement oscillatoire sont le régime harmonique, le régime périodique et le régime transitoire.

I.4 Rappel des équations de la dynamique

La déformée d'une structure soumise à des efforts statiques est calculée en écrivant l'équilibre entre les efforts internes et les efforts externes.



Avec :

F_R est la force de rappel, elle est proportionnelle au déplacement u :

$$F_R = Ku$$

D'où : K est la rigidité latérale

u désigne le déplacement relatif par rapport à la base.

F_I est la force d'inertie, elle est proportionnelle à la dérivée seconde du déplacement par rapport au temps, soit l'accélération \ddot{u} :

$$F_I = m\ddot{u}$$

Où m désigne la masse concentrée.

F_a est la force d'amortissement, elle est proportionnelle à la première dérivée du déplacement par rapport au temps, c'est-à-dire la vitesse du mouvement :

$$F_a = C\dot{u}$$

I.4.1 Vibrations libres $p(t)=0$

I.4.1.1 vibration libre non amortie $C=0$ (VLNA)

$$mx + k\ddot{x} = 0$$

On divise l'équation par m on obtient :

$$\ddot{x} + \frac{k}{m}x = 0$$

On écrit

$$x'' + \omega x = 0$$

ω est la pulsation propre non amortie.

La solution générale de cette équation différentielle linéaire s'écrit :

$$x(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t$$

à $t=0s$ $x(t=0)=x(0) \longrightarrow x_0 = B$

$$\dot{x}(t) = A \omega \cos \omega t - B \omega \sin \omega t$$

à $t=0s$ $\dot{x}(t=0) = \dot{x}_0 = A\omega \longrightarrow A = \frac{\dot{x}_0}{\omega}$

Donc on obtient

$x(t) = \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega t + x_0 \cos \omega t \qquad t \geq 0$

Remarque

- La pulsation propre $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ ne dépend ni des conditions initiales ni des sollicitations externes, Elle est propre à la structure et exprimée en **rad/sec**.

On peut en déduire la fréquence propre f de la structure, exprimée en **Hz**:

$$f = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{1}{T}$$

T est la période propre de la structure exprimée en **seconde**.

- L'amplitude de vibration $\rho = \sqrt{\left(\frac{\dot{x}_0}{\omega}\right)^2 + (x_0)^2}$ est dépend des conditions initiales.
- On peut aussi écrire la solution comme suit :

$$x(t) = \rho \cos(\omega t - Y) \quad \text{ou} \quad x(t) = \rho \sin(\omega t + \alpha)$$

$$\text{Tel que : } \tan \alpha = \frac{B}{A}$$

$$\text{Et} \quad \tan Y = \frac{A}{B}$$

I.4.1.2. vibration libre amortie $C \neq 0$ (VLA)

Système sous amortie $\xi < 1$

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = 0$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2M\omega_0} \quad \Rightarrow \text{Facteur d'amortissement.}$$

$$\omega_D = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} \quad \Rightarrow \quad \text{Pseudo pulsation angulaire.}$$

$$2M\omega_0 = c_{cr} \Rightarrow \text{Valeur de l'amortissement critique.}$$

La solution générale de l'équation différentielle linéaire s'écrit :

$$x(t) = \left\{ \frac{\dot{x} + x_0 \xi \omega_0}{\omega_D} \sin \omega_D t + x_0 \cos \omega_D t \right\}$$

$$\text{On pose : } \begin{cases} A = \frac{\dot{x} + x_0 \xi \omega_0}{\omega_D} \\ B = x_0 \end{cases}$$

On peut aussi écrire :

$$x(t) = e^{-\xi \omega t} \rho \cos(\omega_D t - Y)$$

Ou bien

$$x(t) = e^{-\xi \omega t} \rho \sin(\omega_D t + \alpha)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho = \sqrt{A+B} \\ \tan \alpha = \frac{B}{A} \\ \tan \gamma = \frac{A}{B} \end{cases}$$

I.4.2. Vibrations forcées $p(t) \neq 0$

I.4.2.1. vibration forcée non amortie $C=0$ (VFNA)

$$F_I + F_R = P(t)$$

$$mx + k\ddot{x} = P_0 \sin \bar{\omega} t$$

La solution générale de l'équation différentielle linéaire s'écrit :

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t)$$

Avec : $x_h(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t$

$$x_p(t) = D \sin \bar{\omega} t \Rightarrow \ddot{x}_p(t) = (-D\bar{\omega}^2) \sin \bar{\omega} t$$

$$(-D\bar{\omega}^2) \sin \bar{\omega} t + (k_{sys}D) \sin \bar{\omega} t = P_0 \sin \bar{\omega} t$$

$$D(k_{sys} - m\bar{\omega}^2) \sin \bar{\omega} t = P_0 \sin \bar{\omega} t$$

$$D(k_{sys} - m\bar{\omega}^2) = P_0$$

Soit : $\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ (rapport des pulsations)

$$k_{sys}D \left(1 - \frac{m\bar{\omega}^2}{k_{sys}} \right) = P_0$$

$$k_{sys}D(1 - \beta^2) = P_0$$

$$\Rightarrow D = \frac{P_0}{k_{sys}} \frac{1}{1 - \beta^2}$$

On obtient donc : $x(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t + \frac{P_0}{k_{sys}} \frac{1}{1 - \beta^2} \sin \bar{\omega} t$

Pour des conditions initiales nulles c'est-à-dire : $x_0 = \dot{x}_0 = 0$

On trouve : $\dot{x}(0) = A\omega + \frac{P_0}{k_{sys}} \frac{1}{1 - \beta^2} \bar{\omega} = 0$

$$\Rightarrow A = -\frac{P_0}{k_{sys}} \frac{1}{1 - \beta^2} \beta \quad \boxed{\Rightarrow x(t) = \frac{P_0}{k_{sys}} \frac{1}{1 - \beta^2} \{ \sin \bar{\omega} t - \beta \cos \omega t \}}$$

$\frac{P_0}{k_{sys}}$: Représente le déplacement statique δ_{stat}

$\frac{1}{1 - \beta^2}$: Représente le facteur d'amplification dynamique (F.A.D)

$\sin \bar{\omega} t$: C'est la composante harmonique de la réponse ayant la fréquence de la force appliquée.

$\beta \cos \omega t$: C'est la composante harmonique de la réponse ayant la fréquence propre du système.

I.4.2.vibration forcée amortie $C \neq 0$ (VFA)

Système sous amortie $\xi < 1$

$$F_I + F_R + F_a = P(t)$$

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = P_0 \sin \bar{\omega}t$$

La solution générale de l'équation différentielle linéaire s'écrit :

$$x(t) = \underbrace{e^{-\xi\omega t} \{A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t\}}_{\text{Régime transitoire}} + \underbrace{\frac{P_0}{k_{\text{sys}}} \frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \{(1-\beta^2) \sin \bar{\omega}t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega}t\}}_{\text{Régime permanent}}$$

Si on néglige le régime transitoire alors $x(t) = x_{per}(t)$

$$x_{per}(t) = \frac{P_0}{k_{\text{sys}}} \underbrace{\frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}}}_{\text{L'amplitude dynamique}} \sin \bar{\omega}t - \theta$$

L'amplitude dynamique

$$\text{Et } \rho = \delta_{\text{stat}} \times \lambda \text{ avec : } \begin{cases} \delta_{\text{stat}} = \frac{P_0}{k_{\text{sys}}} \\ \lambda = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \end{cases}$$

$\tan \theta = \frac{2\xi\beta}{1-\beta^2}$; θ est provoquée par la présence d'amortissement dans le système

(Le déphasage entre la réponse $x(t)$ par rapport à la force $p(t)$).

I.5 Définition de l'amortissement

Le phénomène d'amortissement dans un système mécanique est déclenché par une dissipation d'énergie dans la structure vibrante, le terme dissipation signifie que l'énergie mécanique se transforme en d'autres formes d'énergie se qui résultera une atténuation ou une suppression de cette dernière.

L'amortissement définit les propriétés de dissipation d'énergie d'un matériel ou d'un système sous un effort cyclique, pour notre cas dynamique. L'amortissement dans une structure vibrante est associé à la dissipation de l'énergie mécanique, habituellement par conversion en une énergie thermique .La dissipation d'énergie est égale au travail effectué par la force d'amortissement. Ainsi, l'amortissement est fondamentalement la dissipation de l'énergie qui se produit dans les systèmes vibrants [2].

I.6. Classification de l'amortissement

L'amortissement peut être identifié et caractérisé par trois paramètres qui sont directement liées à son environnement, à savoir sa localisation, son nature matériel et son aspect physique.

I.6.1. La position de l'amortissement

La position de l'amortissement est le lieu où se produit l'amortissement ; ceci nous permet de distinguer deux types, amortissement interne qui se produit à l'intérieur du système et l'amortissement externe qui se produit aux limites du système (interface). [2]

I.6.2. Nature de l'amortissement

La nature de l'amortissement est généralement décrite comme suit : [2]

I.6.2.1 Amortissement matériel

L'amortissement matériel est l'énergie absorbée dans les matériaux de construction. Il est du à l'hystérésis interne des matériaux résultant du comportement non linéaire des contraintes-déformations, du frottement inter granulaire et de la thermo-élasticité .Celui-ci, existe généralement pour la plupart des aciers de construction et de béton armé, cependant l'amortissement pour certains matériaux comme le bois de construction stratifié peut être important.

I.6.2.2 Amortissement de système

L'amortissement de système est l'énergie absorbée au niveau des discontinuités structurales, par exemple les raccords boulonnés ou rivetés et les joints de construction des structures en béton armé. Ceci résulte du frottement dans le glissement ou le rongement des joints, des appuis, du revêtement ou des diverses autres parties de la structure pendant le mouvement relatif. Il est également connu sous le nom d'amortissement de discontinuité. On considère que l'amortissement matériel peut être prévu et mesuré par des essais, alors qu'il est beaucoup plus difficile de prévoir le niveau de l'amortissement de système où le degré peut changer considérablement même pour les structures qui sont identiques.

I.6.2.3 Amortissement de rayonnement

L'amortissement de rayonnement est l'énergie absorbée par l'environnement de la structure, par exemple la résistance de l'air, de l'eau et des fondations qui sont difficilement prévisible. La dissipation de l'énergie dans les fondations se produit même lorsque le matériel de fondation est linéairement élastique en raison de la propagation des ondes d'effort par la fondation [2].

I.6.3 Aspect physique

L'amortissement, comme décrit précédemment, est représenté par trois familles (pas nécessairement et spécifiquement liées à une méthode particulière de dissipation d'énergie):

- Amortissement visqueux.
- Amortissement de Coulomb.
- Amortissement par hystérésis.

On doit noter que ceci correspond à une représentation modérée n'impliquant pas un mécanisme pour l'amortissement [2].

I.6.3.1 Amortissement visqueux

Les forces d'amortissement dans l'analyse dynamique des structures sont supposées habituellement proportionnelles à l'amplitude de la vitesse et opposées à la direction du mouvement. Ce type d'amortissement est connu en tant qu'amortissement visqueux. Il est analogue à l'amortissement produit par le mouvement des fluides.

Bien que l'amortissement de type visqueux puisse être exprimé de manière mathématique simple, d'autres types d'amortissement plus complexes sont souvent exprimés en tant qu'amortissement visqueux équivalent en analyse. L'analogie avec l'amortissement visqueux est souvent faite indépendamment des caractéristiques dispersives réelles du système. En fait, il est admis que si la nature brute de la dissipation est expliquée, les détails réels sont non pertinents pour des calculs de technologie. C'est-à-dire, le concept de prise en compte d'amortissement visqueux équivalent est mitigé [2].

I.6.3.2 Amortissement de Coulomb

L'amortissement de Coulomb ou amortissement de friction peut être considéré comme existant quand la force d'amortissement est constante (dépendant seulement de la réaction normale) et s'oppose au mouvement du corps en mouvement.

L'amortissement des structures réelles n'est pas strictement dû à la viscosité mais dans la plupart du temps est provoqué par le frottement aux interfaces comme dans les assemblages boulonnés, dans les joints du revêtement et dans les fissures du béton armé. Ces forces de friction sont indépendantes de l'amplitude et de la fréquence, elles s'opposent toujours au mouvement et leur grandeur, à une première approximation, peut être considérée constante.

Les expériences prouvent que les vibrations des structures réelles se trouvent habituellement entre les réponses visqueuses et de friction. Cependant, la prétention visqueuse est commode pour l'employer analytiquement et est suffisamment précise pour la plupart des objectifs [2].

I.6.3.3 Amortissement par hystérésis

Les expériences sur l'amortissement qui se produit dans les matériaux solides des structures qui ont été soumises à une contrainte cyclique ont montré que la force d'amortissement peut être indépendante de la fréquence de la force d'excitation. Afin de modéliser cet amortissement interne ou matériel, la limite de l'amortissement par hystérésis a été définie telle que :

$$\Delta U = \pi \zeta A^2 \dots (I.1)$$

Cette définition de l'amortissement par hystérésis s'avère justement coïncider avec celle de l'amortissement structural comme indiqué par Clough et Penzien (1975) pour l'excitation d'état d'équilibre.

Clough et Penzien (1975) définissent l'amortissement structural pour un système à un seul degré de liberté en tant que tel, tant que la force d'amortissement est proportionnelle au déplacement et s'oppose au mouvement. Sous toute condition autre que celle de l'excitation d'état d'équilibre, cette définition est quelque peu douteuse. Néanmoins, à l'état d'équilibre, elle donne le même résultat que l'amortissement par hystérésis comme dans l'équation. (I.1).

L'amortissement par hystérésis est le résultat du frottement entre les plans internes qui glissent les uns sur les autres pendant la déformation du corps. L'énergie absorbée dans cette déformation est dissipée sous forme de chaleur [2].

L'origine principale de l'amortissement est toujours le frottement par exemple l'oscillation d'un pendule s'atténue progressivement après un certain nombre de cycles à cause des frottements entre l'air le pendule et le frottement de la rotule.

L'organigramme suivant résume les différents types d'amortissements (figure I.1).

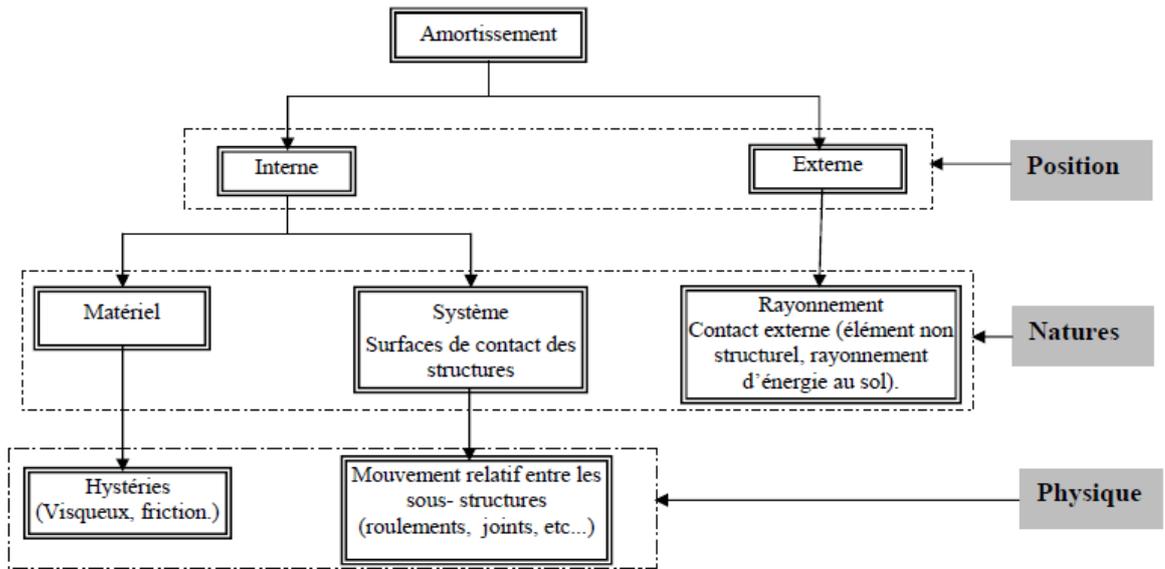


Figure I.2: classification de l'amortissement. [1]

I.7. Mesure de l'amortissement

La mesure de l'amortissement dans le béton a toujours posé des difficultés parce que le béton est un matériau hétérogène avec un amortissement relativement bas. Les procédures expérimentales ont généralement favorisé l'essai par des méthodes résonnantes et en particulier l'affaiblissement d'un système libre vibrant.

I.7.1 Méthode du décrétement logarithmique

Le terme décrétement logarithmique désigne la mesure logarithmique de la décroissance périodique d'une grandeur pseudo-oscillatoire. Elle est définie comme le logarithme du rapport d'une grandeur à un temps t sur la même grandeur au temps $(t + T)$, T représentant la pseudo-période de la grandeur. Cette approche compte parmi les méthodes directes.

Elle permet de déduire l'amortissement à partir du taux auquel l'amplitude d'une vibration diminue (Fig. I.2). Par ailleurs, il est obtenu en mesurant la diminution de cette l'amplitude puis en déduisant le décrétement logarithmique δ [3].

Pour un système harmonique amorti la solution du système est :

$$x(t) = x_0 e^{-\xi \omega t} \sin(\omega_a t + \varphi) \dots \dots \dots (I.2)$$

Pour le deuxième cycle : $t_2 = t_1 + \frac{2\pi}{\omega_a} \dots \dots \dots (I.3)$

D'où $\frac{x_1}{x_2} = \frac{x_0 e^{-\xi \omega t_1} \sin(\omega_a t_1 + \varphi)}{x_0 e^{-\xi \omega t_2} \sin(\omega_a t_2 + \varphi)} \dots \dots \dots (I.4)$

Après simplification : $\frac{x_1}{x_2} = e^{2\pi\xi\frac{\omega}{\omega_a}}$ (I.5)

La pulsation d'amortissement est définie par : $\omega_a = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$(I.6)

On aura donc : $\frac{x_1}{x_2} = e^{\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}}$ (I.7)

Le décrement logarithmique est définie par : $\delta = \ln\left(\frac{x_1}{x_2}\right) = 2\pi\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$ (I.8)

D'où le taux d'amortissement sera : $\xi = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}}$(I.9)

En utilisant l'équation (I.4), le décrement logarithmique pourrait être mesuré expérimentalement pour déterminer le coefficient d'amortissement d'un système. Pour améliorer la précision, l'amplitude est mesurer au bout de n cycles, l'expression sera donc

$$\delta = \frac{1}{n} \ln\left(\frac{x_1}{x_{n+1}}\right).....(I.10)$$

D'où x_1 est la première amplitude et x_{n+1} est l'amplitude après n cycles.

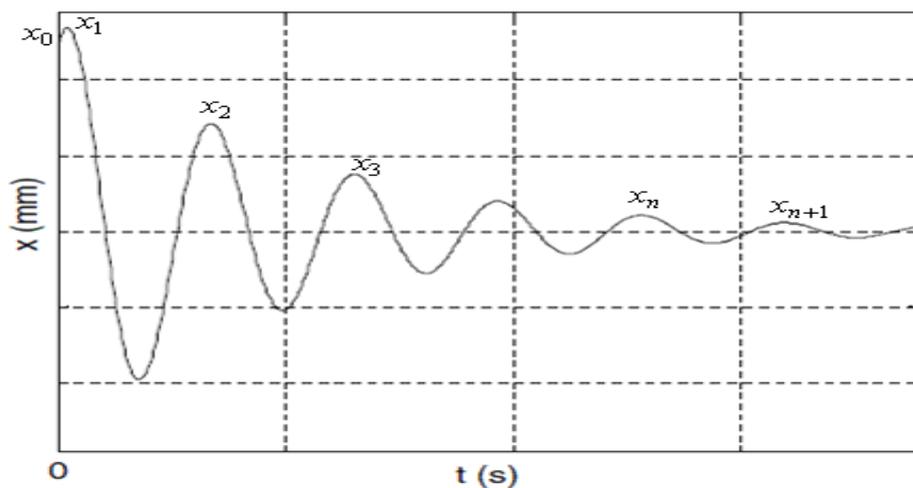


Figure I.3:Réponse temporelle d'un system en vibration libre.[3]

Remarque : lorsque ξ est petit donc : $\sqrt{1 - \xi^2} \simeq 1$ donc l'équation (I.8) sera :

$$\delta = \ln\left(\frac{x_1}{x_2}\right) = 2\pi\xi.....(I.11)$$

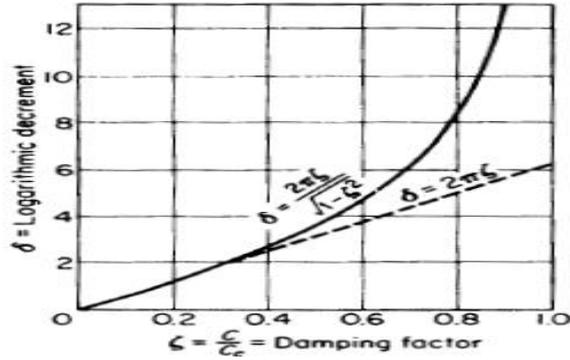


Figure I.4: décrétement logarithmique en fonction de ξ . [3]

I.7.2 Méthode de largeur de bande

Pour un amortisseur idéal et pour de petites valeurs d'amortissement la constante d'amortissement peut être obtenue par la différence entre les valeurs Ω_2 et Ω_1 de la courbe de résonance due à une fonction harmonique (voir figure I.4).

Selon la réponse du spécimen autour de sa fréquence de résonance (Cole, 1965), la " largeur de bande " est dénotée par Q, où :

$$\frac{1}{Q} = \frac{\Omega_2 - \Omega_1}{\sqrt{3}\Omega_r} \dots\dots(I.12)$$

Dans laquelle Ω_r est la fréquence de résonance et Ω_1 et Ω_2 sont les fréquences se trouvant respectivement à gauche et à droite, leur amplitude est égale à la moitié de la fréquence de la résonance (voir figure I.4).

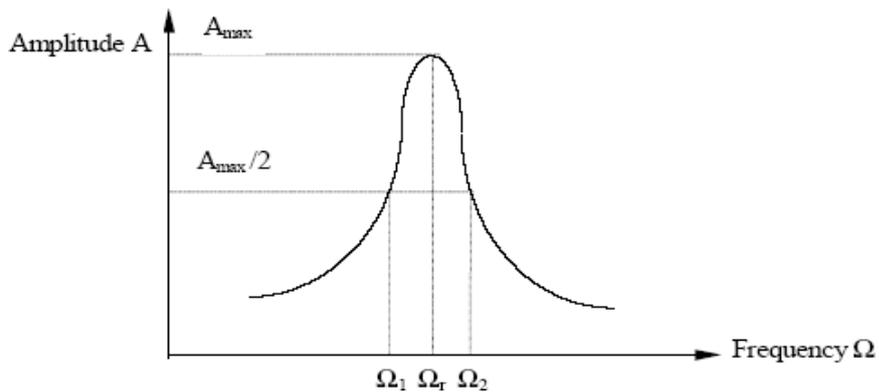


Figure I.5. Spectre de réponse en fréquence. [2]

Au lieu d'utiliser la courbe d'amplitude de déplacement, la vitesse ou les courbes d'amplitude d'accélération peuvent être également employées dans les cas où l'amortissement est faible. Pour des valeurs relativement petites de la capacité d'amortissement, la décroissance logarithmique équivalente δ peut être obtenue à partir de l'expression:

$$Q = \frac{\pi}{\delta} \dots\dots\dots (I.13)$$

Dans la plupart des cas pratiques l'amortissement est évalué par la méthode de la courbe d'affaiblissement (comme discuté dans la section précédente) plutôt que par la méthode de la largeur de bande [2].

I.7.3 méthode de l'énergie d'amortissement spécifique

L'amortissement peut être également mesuré au moyen de la capacité d'amortissement spécifique S définie comme étant le rapport de l'énergie de déformation perdue par cycle à toute l'énergie de déformation du modèle pour ce cycle:

$$S = \frac{\Delta E}{E} \dots\dots\dots (I.14)$$

ΔE : Est l'énergie qui est transformée en chaleur ou énergie de contrainte interne et E est l'énergie de déformation à l'amplitude maximale.

La valeur de S peut être déterminée directement en mesurant le secteur de la boucle d'hystérésis du diagramme de contrainte-déformation du modèle sous le chargement cyclique, comme indiqué sur la figure I.5.

De nouveau, selon Cole et Spooner (1968), pour de petites valeurs de l'amortissement, le décrement logarithmique δ est obtenu par [2] :

$$\delta = \frac{S}{2} \dots\dots\dots (I.15)$$

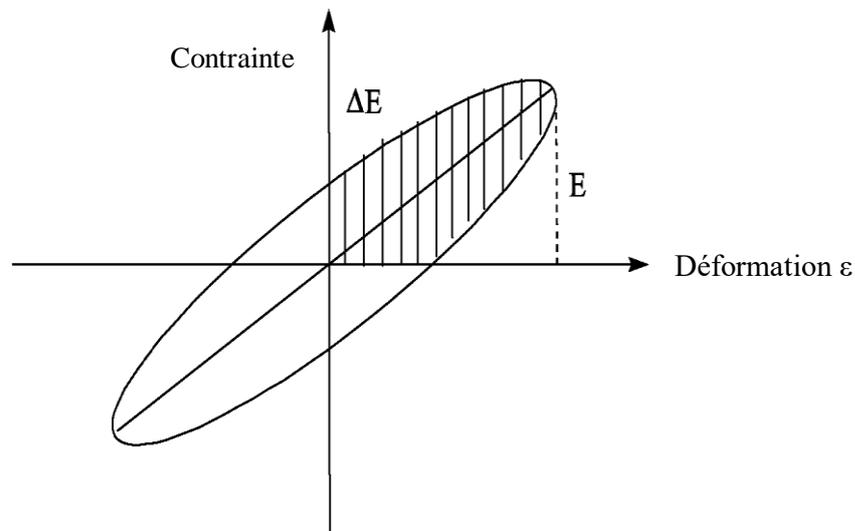


Figure I.6 Diagramme de contrainte déformation sous chargement cyclique.

I.7.4 méthode de déphasage

Dans le cas de fonctions de forces oscillatoires, la contrainte (ou les forces internes) est trouvée pour mener la déformation (ou le déplacement). L'angle de phase ϕ qui représente le retard de la contrainte derrière l'effort appliqué dans les oscillations forcées d'un spécimen, peut être employé pour évaluer la capacité d'amortissement.

Selon Cole et Spooner (1968), la décroissance logarithmique, δ , peut être liée à cet angle de phase ϕ comme indiqué par l'expression suivante [2] :

$$\delta = \pi \tan \phi \dots\dots(I.16)$$

I.8. Mesure de l'amortissement modal

I.8.1 Principe de l'amortissement modal

La bibliothèque Millikan, sur le campus de l'université de Caltech (Californie), fournit un exemple de mesures de l'amortissement sur une structure réelle.

Cet ouvrage a été sollicité à l'aide de vibreurs harmoniques convenablement disposés sur sa hauteur pour exciter son mode fondamental. Par ailleurs, on dispose sur le même ouvrage d'enregistrements accélérométriques recueillis lors des deux séismes l'ayant sollicité : séisme de Lytle Creek de magnitude 5.4 sur l'échelle de Richter et d'accélération maximale au sol égale à 0.05g et séisme de San Fernando de magnitude 6.4 sur l'échelle de Richter et d'accélération maximale au sol égale à 0.20g.

La figure I.7 présente, pour l'excitation par vibreur, la réponse en accélération au sommet de l'immeuble en fonction de la fréquence d'excitation des vibreurs. L'enregistrement fait clairement apparaître un pic marqué à la fréquence de 1.49 Hz correspondant à la fréquence du mode fondamental.

Pour le mode fondamental de vibration, la structure répond comme un oscillateur à un seul degré de liberté. Une méthode d'identification inverse permet donc de déterminer le pourcentage d'amortissement critique reproduisant au mieux la courbe de la figure I.6 La valeur obtenue est donnée dans le tableau I.2.

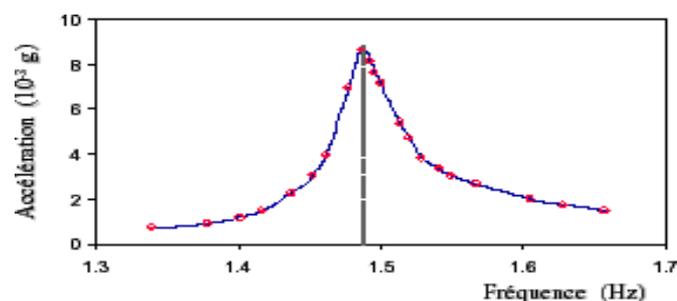


Figure I.7: Vibrations harmoniques forcées de la bibliothèque de Millikan. [4]

La figure I.8 représente pour le séisme de San Fernando les accélérations enregistrées à la base et au sommet de l'ouvrage à partir desquelles le déplacement différentiel sur la hauteur peut être calculé (figure I.6). En reproduisant des résultats analogues à plusieurs niveaux, il est possible d'identifier les deux premiers modes de vibration de l'ouvrage et de calculer le pourcentage d'amortissement critique associé à chacun de ces modes. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau I.2

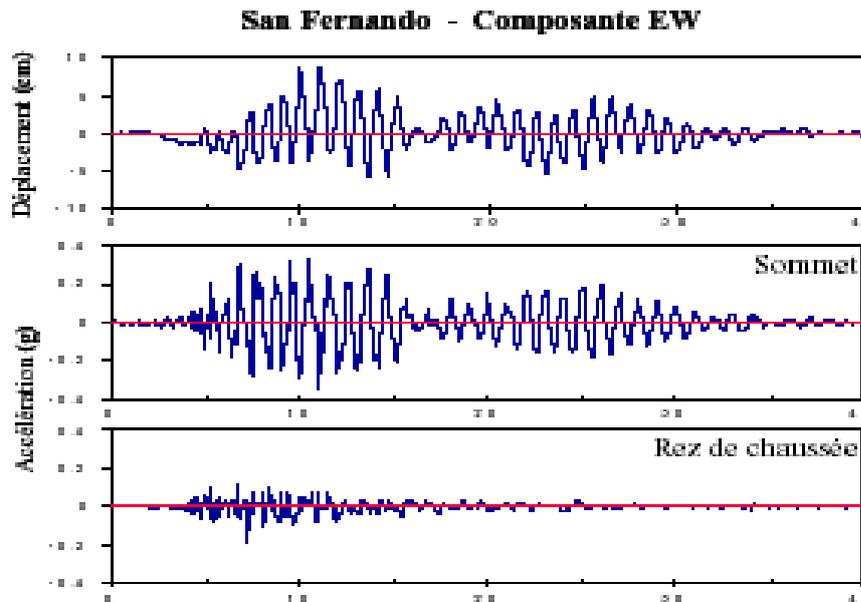


Figure I.8: Réponse sismique de la bibliothèque Millikan.

Le tableau I.1 fait apparaître des résultats importants, qui ont une portée plus générale que ceux relatifs à cet ouvrage. La période du mode fondamental croît lorsque l'amplitude de la sollicitation augmente depuis l'excitation par vibreur jusqu'au séisme le plus fort. Corrélativement l'amortissement du mode fondamental croît de 1% à 7%. On constate également que l'amortissement modal n'est pas constant et peut être plus élevé ou plus faible sur le deuxième mode que sur le premier. Ces mesures confirment en particulier que l'amortissement dépend de l'amplitude de la déformation [4]

Tableau I.1: Amortissement mesurés –Bibliothèque Millikan.[4]

Excitation	Accélération(g)	Mode fondamental		Second mode	
		Période(s)	Amortissement (%)	Période(s)	Amortissement (%)
Générateur Vibrations	3.10^{-3} à 17.10^{-3}	0.66–0.68	0.7-1.5	-	-
Lytle Creek	0.035	0.71	2.2	0.18	3.6
San Fernando	0.348	0.98	7.0	0.20	5.9

I.8.2 Valeurs caractéristiques d'amortissement

Hormis des cas exceptionnels comme celui de la bibliothèque Millikan, on ne dispose pas de mesures de l'amortissement sur l'ouvrage à étudier. L'analyste doit s'en remettre à son propre jugement ou à des valeurs conventionnelles publiées par voie réglementaire. Ces valeurs sont généralement rattachées à un type de matériau (béton, acier, bois, etc....).

Le tableau I.3 présente un tel ensemble de valeurs dans lequel une distinction a été introduite en fonction du niveau de sollicitation atteint dans l'ouvrage [4].

Tableau I.2: Valeurs caractéristiques d'amortissement (en pourcentage).

Matériau	Déformation	
	<0.5 limite élastique	Voisinage limite élastique
Béton armé	3-5	7-10
Béton précontraint	2-3	7-10
Acier soudé	2-3	5-7
Acier boulonné	5-7	10-15
Bois cloué	5-7	15-20

I.9. Amortissement non classique

Certains systèmes conduisent à des valeurs d'amortissement très contrastées entre les différentes parties de l'ouvrage.

Cette situation se rencontre par exemple pour l'étude des phénomènes d'interaction sol-structure ou fluide-structure (figure I.9). Généralement les structures présentent des pourcentages d'amortissement équivalents relativement faibles, de l'ordre de quelques pourcents (tableau I.2), alors que le milieu avec lequel elles interagissent peut présenter

des amortissements plus élevés (cas du sol où la valeur peut atteindre plusieurs dizaines de pourcents) ou du fluide dans lequel il est au contraire très faible (inférieur à 1 %)[4].

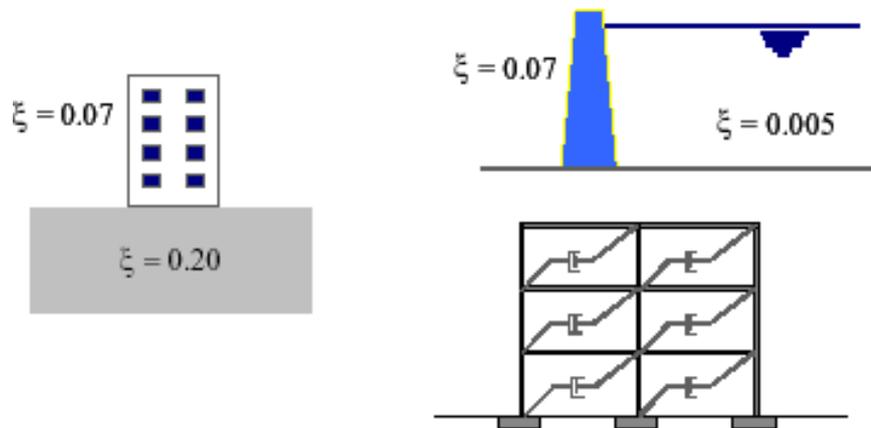


Figure 1.9: Systèmes à amortissement contrasté.

Dans le même ordre d'idée, l'utilisation d'amortisseurs concentrés conduit également à des valeurs contrastées de l'amortissement entre les différentes parties du système. Cette technique est utilisée par exemple pour l'isolation vibratoire des machines vibrantes, la conception ou le renforcement de structures en zone sismique, l'idée étant d'accroître la dissipation d'énergie et donc de limiter la part de l'énergie transmise à l'ouvrage. Lorsqu'une structure est composée d'un assemblage de plusieurs matériaux, l'usage veut que l'amortissement modal équivalent soit calculé au prorata de l'énergie élastique de déformation E_i emmagasinée dans chacun des matériaux [4].

$$\xi_{eq} = \frac{\sum \xi_i E_i}{\sum E_i} \dots\dots\dots (I.17)$$

Il peut cependant être nécessaire de construire une matrice d'amortissement lorsque le recours à des calculs par intégration temporelle s'avère indispensable pour la prise en compte de systèmes partiellement non linéaires.

Plusieurs techniques sont envisageables: définir à priori la forme de la matrice d'amortissement, construire cette matrice à partir de la donnée de l'amortissement modal ou, lorsque cela est possible, construire la matrice d'amortissement à partir des données géométriques et mécaniques du système (amortisseurs localisés).

Les deux premières approches conduisent à un amortissement qualifié d'orthogonal car la diagonalisation de la matrice d'amortissement sur la base des modes propres est préservée.

La dernière approche conduit généralement à un amortissement non classique qui nécessite le recours à des techniques de résolution spécifiques pour la résolution sur la base des modes [4].

I.10. construction de la matrice d'amortissement

I.10.1 Amortissement de Rayleigh

On se donne à priori la structure de la matrice d'amortissement sous la forme d'une combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité [4].

$$C = \alpha M + \beta \dots \dots \dots (I.18)$$

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = f(t) \dots \dots \dots (I.19)$$

Il est évident que dans ce cas, la propriété d'orthogonalité de la matrice d'amortissement par rapport aux modes propres est préservée. En reportant l'équation (I.18) dans l'équation générale de la dynamique (I.19) et en faisant usage de cette propriété, l'équation du mouvement s'écrit :

$$m_j \ddot{y}_j(t) + (\alpha m_j + \beta k_j) \dot{y}_j(t) + k_j(t) y_j = p_j(t); j=1, N \dots \dots \dots (I.20)$$

D'où il ressort que le pourcentage d'amortissement critique équivalent s'exprime par :

$$\xi_j = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega_j} + \beta \omega_j \right] \dots \dots \dots (I.21)$$

La première pulsation ω_1 est prise égale à celle du mode fondamental du système et la seconde ω_2 à la plus grande pulsation ayant un intérêt pour cette modélisation de l'amortissement est classiquement utilisée pour la réalisation de calculs temporels sur des systèmes comportant une partie pseudo élastique, pour laquelle il est nécessaire de spécifier un amortissement équivalent, et une partie non linéaire dans laquelle la dissipation d'énergie est directement prise en compte par la loi de comportement du matériau.[4]

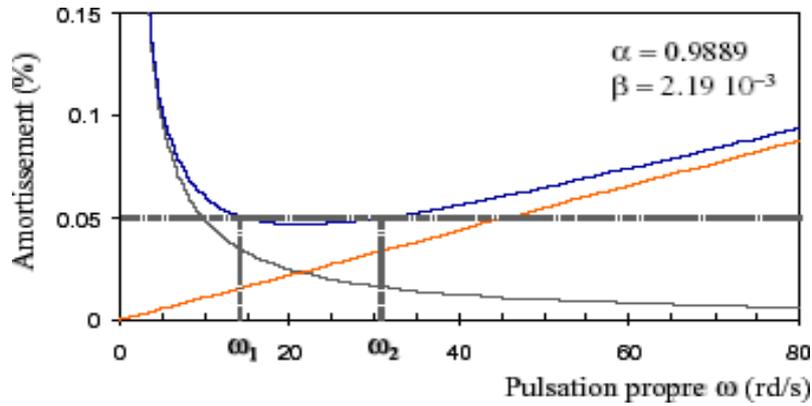


Figure I.10: Amortissement de Rayleigh. [4]

On notera que seule la combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité permet de donner un amortissement sensiblement indépendant de la fréquence. L'utilisation d'un seul de ces termes donnerait naissance à un amortissement dépendant de la fréquence dont la réalité physique est généralement prise en défaut [1].

I.10.2 Amortissement de Caughey

Il s'agit d'une généralisation de l'amortissement de Rayleigh dans laquelle la matrice d'amortissement s'exprime comme une combinaison linéaire de p termes constitués du produit de la matrice de masse et de l'inverse de la matrice de rigidité [4].

$$C = M \sum_{b=0}^p a_b [M^{-1}K]^b \dots\dots\dots(I.22)$$

En procédant comme pour l'amortissement de Rayleigh, on montre que le pourcentage d'amortissement critique du mode j s'exprime par :

$$\xi_j = \frac{1}{2} \sum_{b=0}^p a_b \omega_j^{2b-1} \dots\dots\dots(I.23)$$

Ainsi en choisissant p égale à N-1, où N est le nombre de modes, il est théoriquement possible de respecter la valeur de l'amortissement modal pour chacun des modes du système. Dans la pratique en retenant un nombre de termes nettement inférieur, $p \leq N-1$, on obtient une approximation suffisante.

La figure I.11 illustre l'application de la formulation (I.22) au cas du portique de la figure I.10, avec dans ce cas p égal à N-1 [4].

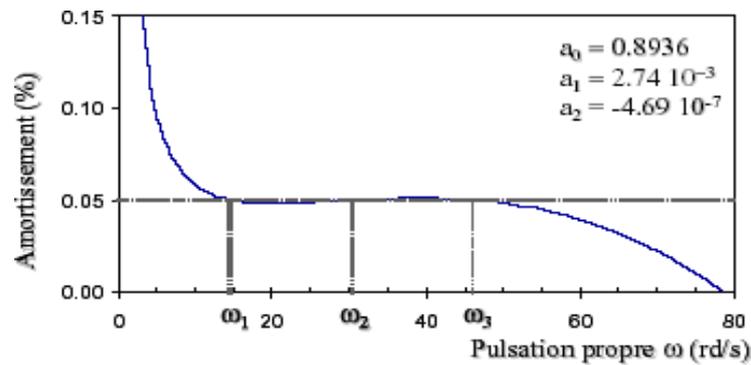


Figure I.11: Amortissement de Caughey.

I.10.3 matrice d'amortissement modal

Il est également possible à partir de la donnée des amortissements modaux de construire directement la matrice d'amortissement associée. Soit **C** cette matrice et **F** la matrice d'ordre N constituée des N vecteurs modaux [4]:

$$\Phi = [D_1 D_2 \dots D_j \dots D_N] \dots \dots \dots (I.24)$$

La matrice **C** doit satisfaire la relation:

$$\Phi^T C \Phi = E \dots \dots \dots (I.25)$$

Dans laquelle la matrice **E** a la structure suivante:

$$E = \begin{bmatrix} c_1 & & 0 \\ & c_j & \\ 0 & & c_N \end{bmatrix} \dots \dots \dots (I.26)$$

Avec des coefficients égaux à:

$$c_j = 2m_j \omega_j \xi_j \dots \dots \dots (I.27)$$

L'inversion de la relation (8) fournit l'expression de la matrice **C**:

$$C = [\Phi^T]^{-1} E \Phi^{-1} \dots \dots \dots (I.28)$$

Le calcul de **C** par la relation (I.28) nécessite l'inversion de deux matrices d'ordre N n'est pas efficace d'un point de vue numérique. Tenant compte de la relation d'orthogonalité de l'expression (I.29),

$$\Phi^T M \Phi = m \dots \dots \dots (I.29)$$

dans laquelle la matrice **m** est diagonale avec des coefficients égaux aux masses généralisées m_j , on en déduit en prenant l'inverse de la relation (I.29) et en pré multipliant ou post multipliant par les quantités $M \Phi$ et $\Phi^T M$, les relations suivantes :

$$\Phi^{-1} = m^{-1} \Phi^T M \dots \dots \dots (I.30)$$

$$[\Phi^T]^{-1} = M\Phi m^{-1} \dots\dots\dots(I.31)$$

En reportant les relations(I.30)et(I.31)dans la relation (I.28),il vient:

$$C = [M\Phi m^{-1}]E[m^{-1}\Phi^T M] \dots\dots\dots (I.32)$$

Les matrices m et E étant diagonales (équations I.25 et I.29) le produit $m^{-1}Em$ est immédiat ; c'est une matrice diagonale k dont les termes valent :

$$K_{ij} = \frac{2\xi_j\omega_j}{m_i} \dots\dots\dots(I.33)$$

La matrice C s'exprime alors comme le simple produit de matrices :

$$C = M\Phi K\Phi^T M \dots\dots\dots(I.34)$$

En notant symboliquement $\mathbf{G} = \mathbf{A} \times \mathbf{B}$ la matrice carrée dont les termes g_{kl} sont les produits $a_k b_l$ des composantes des deux vecteurs A et B la relation (I.34) peut alors se développer sous la forme :

$$C = M \left[\sum_{j=1}^N \frac{2\xi_j\omega_j}{m_i} D_j \otimes D_j^T \right] M \dots\dots\dots (I.35)$$

Sous cette forme, le j^{ème} terme de la somme apparaît comme la contribution du j^{ème} mode, d'amortissement ξ_j , à la matrice d'amortissement globale. Si ce terme est nul, alors le mode j ne contribue pas à l'amortissement global du système [4].

I.11. Sources de dissipations

On distingue deux types de dissipation d'énergie : internes et externes.

I.11.1 Amortissement interne ou structural

Il se produit dans les matériaux des déformations qu'ils subissent et présente la principale cause de la dissipation d'énergie, il comporte essentiellement de deux termes :

- **Amortissement visqueux** lié a la viscoélasticité des matériaux et dépendant de la fréquence ; il caractérise la capacité d'absorption d'énergie dans le domaine élastique.

- **Amortissement d'hystérésis**, indépendant de la fréquence et ayant son origine dans la non linéarité du comportement des éléments structuraux. Il est bien évident que tant que la structure reste dans le domaine élastique, cet amortissement tend vers zéro.

I.11.2 Des amortissements externes

Ils correspondent à des frottements divers et se résument essentiellement à ceux qui interviennent le long des surfaces de contact entre la structure et les éléments non structuraux, lorsqu'ils existent. [5]

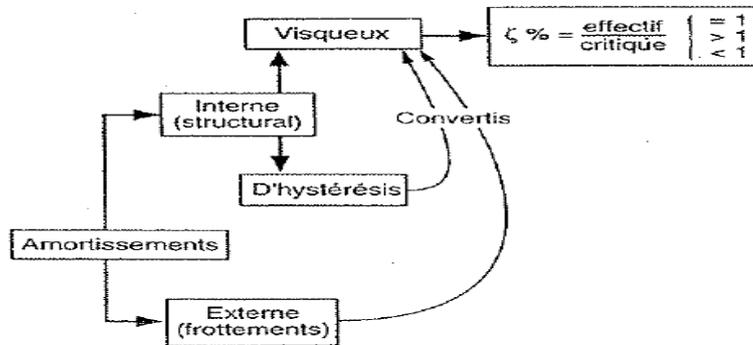


Figure I.12 Amortissements. [5]

I.12. Les travaux des recherches récentes

Les systèmes structuraux tels que nous les connaissons sont caractérisés par leurs natures aléatoires, ce qui rend difficile de quantifier l'amortissement (qui est un facteur important dans l'analyse des structures sous chargement dynamique) et spécifier son effet sur la réponse sismique des structures. Pour cette raison, de nombreuses études ont été menées dans le but de déterminer sa valeur.

En 1930, JACOBSEN [6] a proposé la première option pour évaluer un taux d'amortissement visqueux équivalent par une approche d'équivalence d'énergie pour estimer les dissipations hystérétiques ; la méthode était à l'origine développée pour évaluer le rapport d'amortissement visqueux équivalent (EVDR : equivalent viscous damping ratio) pour un système de friction non linéaire.

En 2005, FRANÇOIS DUNAND [7] a étudié l'amortissement par la mesure des fréquences sur plusieurs structures en béton armé à Grenoble et à Nice, à partir d'enregistrement de bruit de fond par la méthode du décrétement aléatoire les résultats qu'il a trouvés montrent que :

- Ce dernier s'augmente avec la fréquence impliquent ou les structures rigides et dimensionnées de façon sécuritaires.
- L'amortissement représente une quantité d'énergie dissipée d'une façon ou d'autre lors de leurs vibrations. Ce paramètre intervient directement dans la quantité d'énergie que conservent les bâtiments, et donc dans les efforts leur

étant appliqués. Les règlements parasismiques traduisent cet effet en diminuant les efforts appliqués aux structures avec l'augmentation de l'amortissement des structures.

En 2008 M. Willford, A. Whittaker et R. Klemencic [8] ont trouvé que l'amortissement dans les immeubles de grande hauteur varie en fonction de la sélection des matériaux, de la géométrie du système structurel et des types de finitions architecturales, et la réponse dans les modes supérieurs est beaucoup plus importante dans les immeubles de grande hauteur que dans les immeubles conventionnels de faible à moyenne hauteur.

Aussi varie dans les structures en bétons où la fissuration du béton et le renforcement de l'acier peuvent se produire même sous des charges de gravité de niveau de service.

Comme ils ont trouvé que l'amortissement proportionnel à la rigidité est proportionnel à la fréquence et les modes supérieurs peuvent donc être sur-amortis.

En 2009 OUALI NABIL [1] a étudié l'effet de l'amortissement sur les paramètres ou réponses qui sont le déplacement, la vitesse et l'accélération des structures dont dépendent bien évidemment les sollicitations, aussi il a classé l'amortissement selon plusieurs critères et discuté les méthodes d'évaluation de l'amortissement.

Pour mettre en évidence l'intérêt de l'addition à des structures des dispositifs d'amortissement. Il a réalisé un programme informatique pour l'évaluation des réponses (déplacements) d'un oscillateur simple supposé soumis au séisme de référence d'El-Centro, aussi montré que les déplacements diminuent considérablement avec l'augmentation de l'amortissement.

En 2011 ALI MIKAEL [9] à mesuré la fréquence et l'amortissement sur plusieurs bâtiments, aussi évalué la stabilité et la précision des mesures effectuées, les résultats montrent que :

- L'amortissement s'augmente lorsque la fréquence augmente.
- L'augmentation de la fréquence avec la température est liée à des modifications internes de la structure et non aux conditions limites ; aussi lorsque la température augmente, l'amortissement diminue, là encore jusqu'à une limite située autour de 15 °C.

En 2014 BELLOUI LYDIA [10] à étudié le coefficient d'amortissement pour des structures mixtes (portiques- voiles) selon des différentes dispositions des voiles.

L'analyse comparative des résultats obtenus a permis de faire ressortir les conclusions suivantes :

- Le coefficient d'amortissement ξ est finalement de l'ordre de 5% et non de 10%.
- La disposition des voiles n'a aucune influence sur ce coefficient d'amortissement.

I.13. Conclusion

Ce chapitre consistait en une revue bibliographique de différents aspects. Dans un premier lieu, on a définie l'amortissement et ses différents types, puis les méthodes d'évaluation de taux d'amortissement telle que la méthode de décrétement logarithmique qu'elle est pratique pour estimer ce facteur.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, on a cité l'amortissement modal avec un exemple de mesure sur une structure réelle en Californie. Ensuite on a expliqué brièvement la construction de sa matrice.

Par la suite, on a distingué les sources de dissipation d'énergie qui sont représenté par des amortissements internes et d'autres externes.

En fin, nous avons mentionné quelques études menées à ce sujet.

PARTIE II

Evaluation de L'amortissement

II.1. Introduction

Les caractéristiques réelles d'amortissement des structures sont très complexes et délicates à déterminer, dans notre étude on va utiliser une méthode pratique pour estimer le facteur d'amortissement ξ qui représente les caractéristiques de décroissance comparable dans le cas d'oscillation libre consiste à prendre le logarithme népérien de deux pics successifs de la réponse pour obtenir le décrétement logarithmique δ [11].d'où nous pouvons par la suite tirer le coefficient d'amortissement ξ .

Afin d'extraire des tableaux des résultats les déplacements modaux des différents modes de vibrations des différentes structures étudiées ; nous avons utilisé une analyse linéaire par le logiciel **SAP2000 version 2.2**. Cette analyse s'effectuée suivant les étapes suivantes :

- 1-Modélisation des structures.
- 2- Analyse linéaire des structures.
- 3-Extraction des déplacements modaux des tableaux de résultats.

II.2 Modélisation de la structure

II.2.1 Description de la structure

Le modèle de structure témoin qu'on va considérer pour notre étude est un bâtiment R+4 à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible encastrée à la base avec une portée des poutres égales dans les deux directions et qui vaut 4 m. Implantées sur un sol meuble (S3), situé dans une zone à forte sismicité (Zone III).

La structure présente une régularité en plan et élévation 4 fils dans une direction et 3 fils dans l'autre (figure II.1).

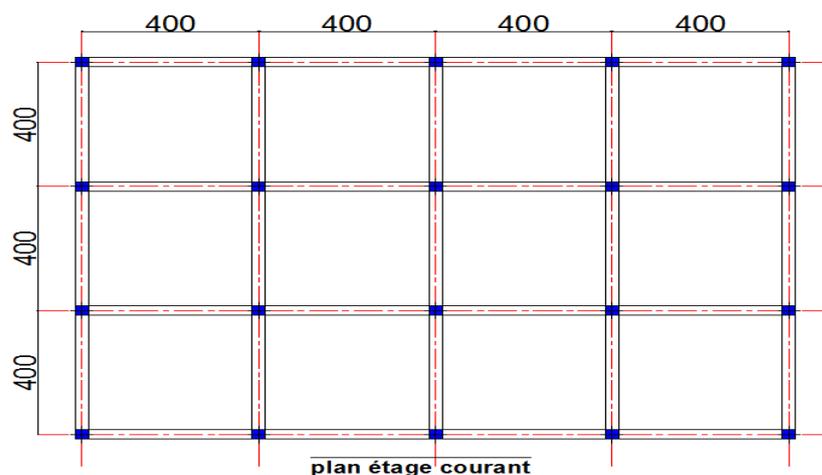


Figure II.1 : vue en plan de la structure initial.

II.2.2 Caractéristiques géométriques

- ❖ La hauteur totale : 15.30 m.
- ❖ La hauteur de RDC : 3.06m.
- ❖ La hauteur d'étage courant : 3,06m.
- ❖ La largeur de bâtiment : 12m.
- ❖ La longueur de bâtiment : 16m.

II.2.3. Charges du poids propre et d'exploitation

En ce qui concerne les charges, on admet les valeurs suivantes :

Tableau II.1 : charges du poids propre et d'exploitation.

Charges Planchers	Charges permanentes en kN/m ²	Charge d'exploitation en kN/m ²
Plancher terrasse	6.38	1
Plancher courant	5.34	1.5

II.2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

- Le béton :

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.

La résistance de béton à la compression à 28 jours f_{c28}	25MPa
La résistance de béton à la traction f_{t28}	2.1MPa
Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164MPa
Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818MPa

- **L'acier**

Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques d'acier.

La limite élastique de l'acier à haut adhérence	400MPa
Le module de déformation longitudinale E	200000MPa

II.2.5. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (**BAEL99**) et le règlement parasismique algérien (**RPA99/VERSION 2003**).

II.2.5.1. Pré-dimensionnement de plancher corps creux

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

On a $L=400-30=370\text{m}$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16.44$$

⇒ On opte on plancher de **(16+4)**.

II.2.5.2 Pré-dimensionnement des poutres

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

On a $L=400-30=370\text{cm}$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24.6 \leq h \leq 37$$

⇒ On adopte une section **(35x30)** cm² pour les poutres porteuses et une section de **(30x30)** cm² pour les poutres non porteuses.

Vérification RPA

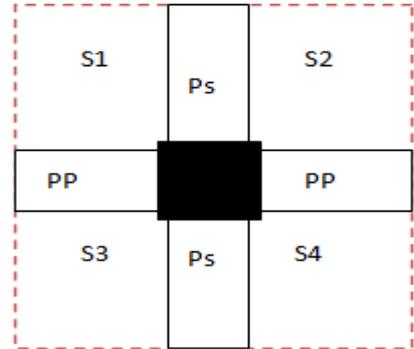
Les poutres doivent respecter les dimensions : $\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

Tableau II.4 : Récapitulation de pré dimensionnement des poutres.

condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	$h=35\text{cm}$	$h=30\text{cm}$	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1.16$	$\frac{h}{b} = 1$	Vérifiée

II.2.5.3. Pré-dimensionnement des poteaux

$$S_T = 4 \times (1.85 \times 1.85) = 13.69 \text{ cm}^2$$



Poids propre revenue à chaque plancher

Poids du plancher : $G_T \times S_T$

- Plancher terrasse $\Rightarrow p = 6.38 \times 13.69 = 87.34 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant $\Rightarrow p = 5.34 \times 13.69 = 73.10 \text{ KN}$.

Poids propre revenue à chaque poutre

- Poutre principale $\Rightarrow p = (0.35 \times 0.30) \times 3.7 \times 25 = 9.17 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire $\Rightarrow p = (0.30 \times 0.30) \times 3.7 \times 25 = 8.325 \text{ KN}$.
- Poids total des poutres $\Rightarrow p = 18.04 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse $\Rightarrow Q = 13.69 \times 1 = 13.69 \text{ KN}$.
- Plancher courant $\Rightarrow Q = 1.5 \times 13.69 = 20.53 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau

On est dans zone III selon le RPA99V2003 donc les dimensions minimales du poteau sont : $\begin{matrix} h=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{matrix} \Rightarrow \text{Zone III}$

Tableau II.5 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.

niv	charges permanentes G KN					Charges d'exploitation Q KN		effort normal	Vérification $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$		Observation
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cumulées	Q plancher	Q cumulé	N=Gc+Qc	section cm^2	N/ σ_{bc}	
4	87.34	18.04	6.10	111.48	111.48	13.69	13.69	125.17	900	83.44	vérifiée
3	73.10	18.04	6.10	97.24	208.72	20.53	34.22	243	900	162.96	vérifiée
2	73.10	18.04	6,10	97.24	305.95	20.53	54.75	360.7	900	240.04	vérifiée
1	73.10	18.04	6,10	97.24	403.2	20.53	75.28	478.48	900	319	vérifiée
RDC	73.10	18.04	6,10	97.24	500.44	20.53	95.81	596.25	900	397.5	vérifiée

La section (**30x30**) cm^2 est vérifiée pour toute la structure.

Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

Étage courant $\Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{2.71}{0.30} = 21.68 \leq 50 \Rightarrow$ vérifiée.

II.2.5.4. Pré-dimensionnement des voiles

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}.$

$$\Rightarrow a \geq \frac{271}{20} \Rightarrow a \geq 0.135\text{m}.$$

On prend $a=15\text{cm}.$

$L \geq 4a \Rightarrow L = 3.06\text{m} \geq 4 \times 0.15 = 0.6\text{m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

On adopte une épaisseur des voiles de **15cm.**

II.2.5.5 Modélisation de la structure

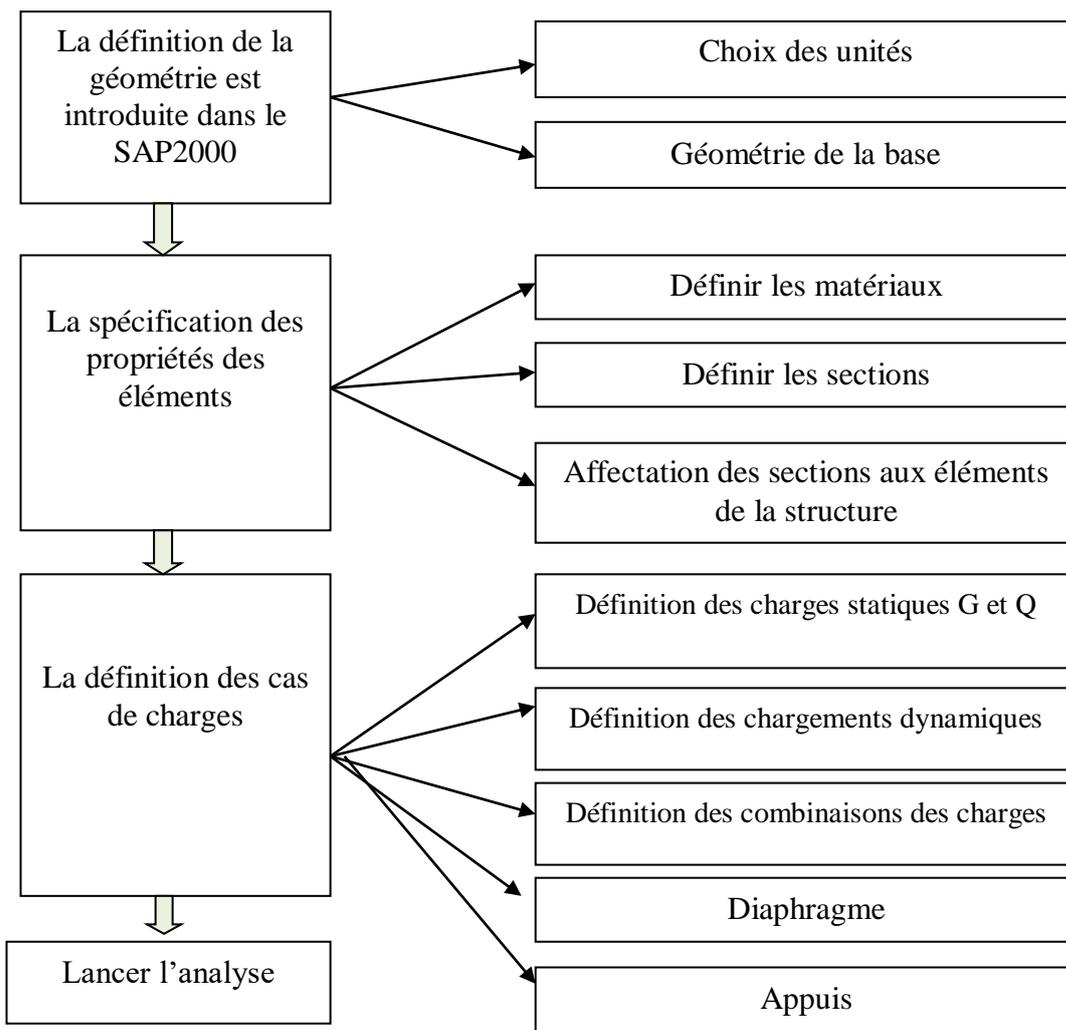


Figure II.2 : schéma des étapes de modalisation d'une structure.

II.2.6. Etude de la superstructure

Après modélisation de notre structure, on obtient le model suivant :

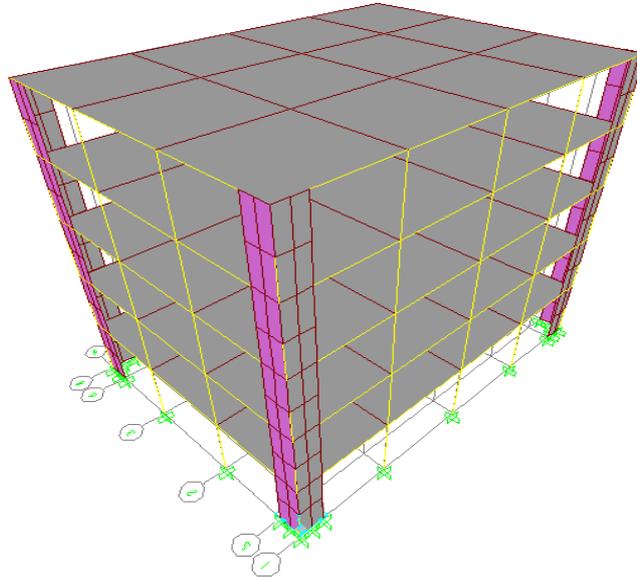


Figure II.3 : vue en 3D de la structure initial.

II.2.6.1. Estimation de la période fondamentale expérimentale (T_{exp})

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

Dans notre cas on a $\begin{cases} C_t = 0.05 \\ h_n = 15.30m \\ T = 0.387s \end{cases}$

$$\rightarrow T_{exp} = 1.3 \times T = 0.503s$$

$T_{numérique} = 0.50s \leq T_{exp} = 0.503s$ donc la période est vérifiée.

II.2.6.2. Estimation de l'effort sismique à la base de la structure (V_{st})

L'effort sismique à la base de la structure est estimé par la méthode statique équivalente

par la formule suivante : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$.

avec $A=0.25$, $Q=1.15$, $R=4$, $D_x=D_y=2.205$, $W= 8938,38kN$

Tableau II.6 : vérification de l'effort sismique a la base de la structure.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	1143,16	1133,168341	vérifiée
Sens Y-Y	1233,22	1133,168341	vérifiée

II.2.6.3. Périodes et taux de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,642007	0,74776	1,462E-20	5,165E-20	0,74776	1,462E-20	5,165E-20	3,116E-19	0,5245	0,1857	3,116E-19	0,5245	0,1857
MODAL	Mode	2	0,578111	0	0,75901	0	0,74776	0,75901	5,167E-20	0,6555	0	0,3351	0,6555	0,5245	0,52081
MODAL	Mode	3	0,438727	0	0	0	0,74776	0,75901	5,177E-20	0	0	0,22642	0,6555	0,5245	0,74723
MODAL	Mode	4	0,167221	0,14936	1,976E-17	5,451E-18	0,89712	0,75901	5,503E-18	7,396E-20	0,00159	0,03709	0,6555	0,52608	0,78432
MODAL	Mode	5	0,157348	1,345E-17	0,14103	5,425E-17	0,89712	0,90004	5,976E-17	0,00115	1,032E-16	0,06227	0,65665	0,52608	0,84659
MODAL	Mode	6	0,10995	1,949E-18	2,28E-17	1,02E-15	0,89712	0,90004	1,08E-15	4,677E-16	2,154E-16	0,04961	0,65665	0,52608	0,8962
MODAL	Mode	7	0,072997	0,0615	3,348E-15	2,032E-13	0,95862	0,90004	2,043E-13	4,991E-14	0,00163	0,01527	0,65665	0,52772	0,91147
MODAL	Mode	8	0,071329	5,183E-16	0,05917	8,806E-14	0,95862	0,95921	2,924E-13	0,00182	4,401E-14	0,02612	0,65847	0,52772	0,93759
MODAL	Mode	9	0,05957	7,446E-17	1,121E-15	0,40254	0,95862	0,95921	0,40254	0,0934	0,13248	7,682E-16	0,75186	0,6602	0,93759
MODAL	Mode	10	0,058524	5,978E-07	1,625E-16	4,705E-15	0,95862	0,95921	0,40254	9,942E-17	0,02461	1,485E-07	0,75186	0,6848	0,93759
MODAL	Mode	11	0,05734	1,056E-17	1,29E-16	0,01435	0,95862	0,95921	0,4169	0,00333	0,00472	1,476E-16	0,75519	0,68953	0,93759
MODAL	Mode	12	0,057165	2,43E-17	7,674E-07	9,838E-15	0,95862	0,95921	0,4169	0,01338	2,509E-14	3,388E-07	0,76858	0,68953	0,93759

Figure II.4 : Vérification de la participation massique.

II.2.6.4. Justification de l'interaction sous charge vertical a l'ELS

Tableau II.7 : vérification de l'interaction sous charge vertical a l'ELS.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
RDC	8445,61	1286,44	9732,05	86,78	13,22	vérifiée
étage 1	7122,35	1230,00	8352,35	85,27	14,73	vérifiée
étage2	5403,00	1028,00	6431	84,01	15,99	vérifiée
étage3	3689,72	760,47	4450,19	82,91	17,09	vérifiée
étage4	1979,09	489,12	2468,21	80,18	19,82	vérifiée

II.2.6.5. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivant :

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Tableau II.8 : vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	721,87	0,180	vérifiée
étage 1	40	40	1600	577,96	0,144	vérifiée
Etage 2	40	40	1600	435,14	0,109	vérifiée
Etage 3	40	40	1600	293,05	0,073	vérifiée
étage4	40	40	1600	152,68	0,024	vérifiée

II.2.6.6. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par: $\delta_k = R * \delta_{ek}$

$$\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}} \quad \text{Avec } R=4$$

Tableau II.9 : vérification de déplacement dans le sens x-x.

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
1	0,24	0,96	0	0,96	306,0	0,314	vérifiée
2	0,74	2,96	0,96	2,00	306,0	0,654	vérifiée
3	1,31	5,24	2,96	2,28	306,0	0,745	vérifiée
4	1,85	7,4	5,24	2,16	306,0	0,706	vérifiée
5	2,3	9,2	7,4	1,80	306,0	0,588	vérifiée

Tableau II.10 : vérification de déplacement dans le sens y-y.

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
1	0,22	0,880	0	0,88	306,0	0,288	vérifiée
2	0,67	2,680	0,88	1,80	306,0	0,588	vérifiée
3	1,17	4,680	2,68	2,00	306,0	0,654	vérifiée
4	1,62	6,480	4,68	1,80	306,0	0,588	Vérifiée
5	1,99	7,960	6,48	1,48	306,0	0,484	Vérifiée

II.2.7 présentation des variantes

Afin d'évaluer l'amortissement des bâtiments et son influence sur le comportement dynamique des structures, nous allons faire varier plusieurs paramètres sur notre structure témoin tel que le matériau, la masse, la rigidité, la régularité et la géométrie de la structure. Cela dans le but de savoir s'il existe une influence de ces variations sur le calcul du coefficient d'amortissement ξ .

II.2.7.1 La masse

Pour évaluer l'influence de ce paramètre nous avons changé l'usage de bâtiment dans les deux variantes suivantes :

☆ **Variante 01** : Dans cette variante on a la structure initiale dans la figure II.1.

☆ **Variante 02** : Il s'agit de la structure initiale mais avec un changement d'usage vers un usage commerciale avec $Q=5\text{kN/m}^2$ (presque trois fois plus que notre structure témoin)

II.2.7.2 La rigidité

Nous avons étudié pour ce paramètre les différents cas suivant :

☆ **Variante 03** : afin d'évaluer l'influence de système de contreventement sur le coefficient d'amortissement on va considérer notre structure (figure II.1) est constituée des portiques auto-stables sans remplissage de maçonnerie rigide.

($R=3.5$ selon R.P.A 99/v2003).

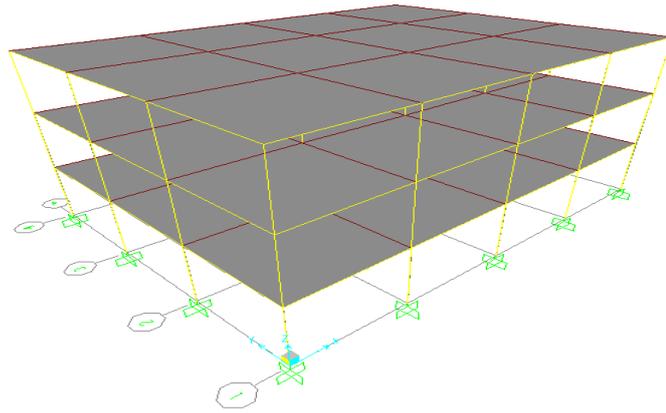


Figure II.5 : vue en 3D de la structure variante 03.

☆ **Variante 04 :** Nous avons considéré une structure irrégulière en plan de 17% par rapport notre structure initial comme montré dans la figure II.6.

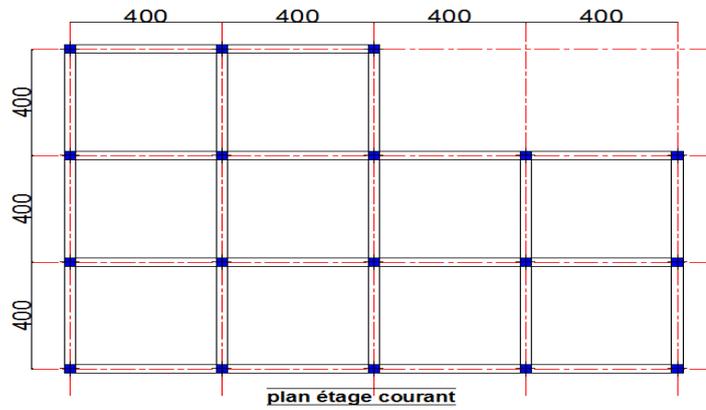


Figure II.6 : vue en plan de la structure variante 04.

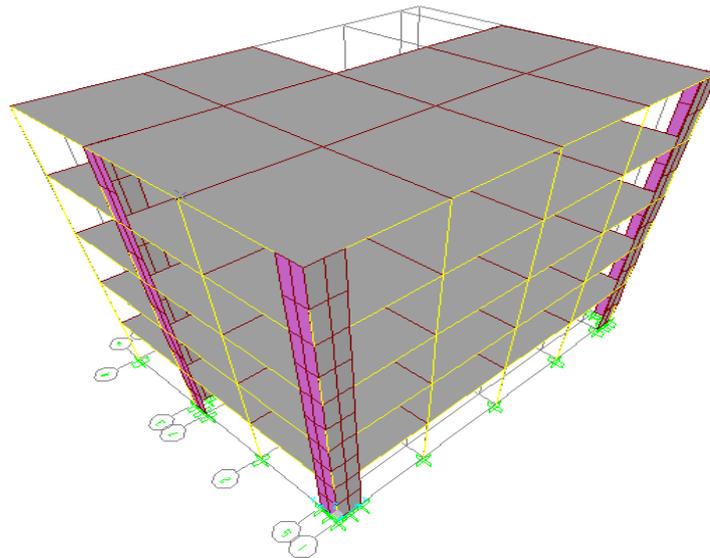


Figure II.7 : vue en 3D de la structure variante 04.

☆ **Variante 05** : Dans ce cas nous avons considéré une structure irrégulière en plan de 44% par rapport notre structure initial comme montré dans la figure II.8.

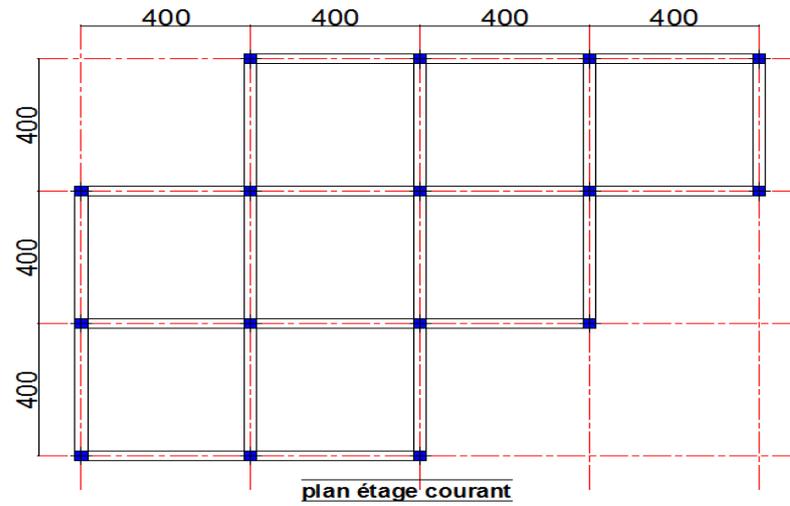


Figure II.8 : vue en plan de la structure variante 05.

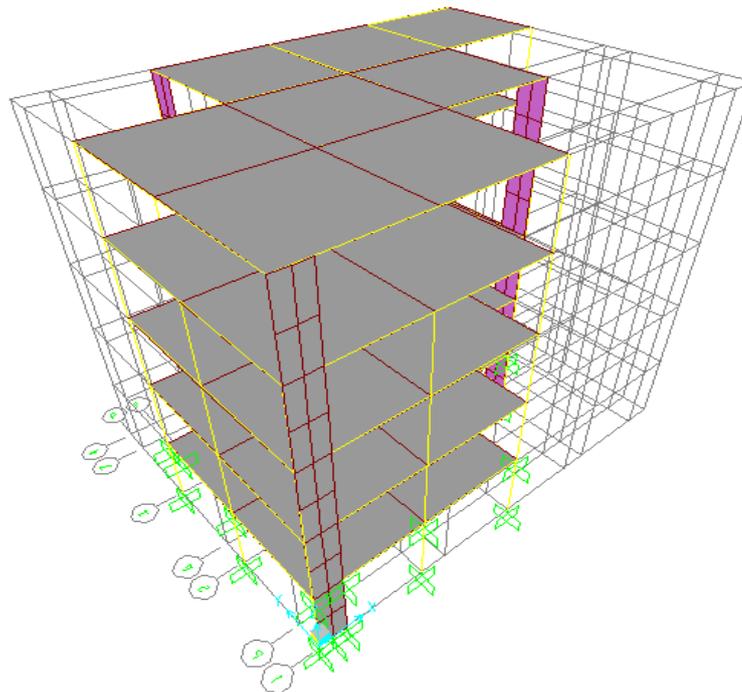


Figure II.9 : vue en 3D de la structure variante 05.

☆ **Variante 06** : on considère notre structure est irrégulière en élévation, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation (figure II.10).

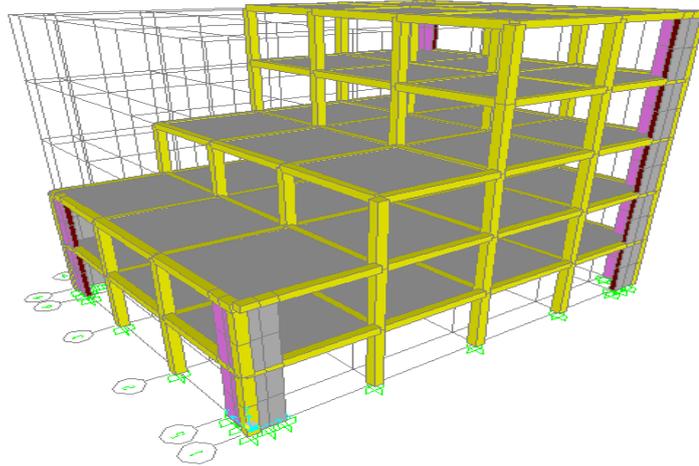


Figure II.10: vue en 3D de la structure variante 06.

☆ **Variante 07** : Nous considérons notre structure comme irrégulière en élévation, dont l'irrégularité se caractérise par des différences de hauteur des étages (figure II.11).

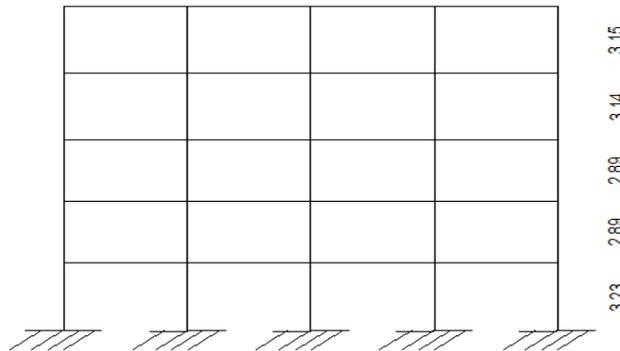


Figure II.11 : vue en élévation de la structure variante 07.

II.2.7.3 L'élancement

Afin d'évaluer l'influence de l'élancement sur le coefficient d'amortissement ξ nous avons considéré une structure R+8 en béton armé composée par des portiques contreventés par des voiles dont les sections des poteaux sont (70x70) cm² pour le RDC et de (65x65) cm² pour les autres étages comme montré dans la figure II.12.

Dans ce cas, l'élancement $\frac{H}{L_x} = +81\%$, par ailleurs $\frac{H}{L_y} = +44\%$ par rapport l'élancement de notre structure de référence.

☆ Variante 08 :

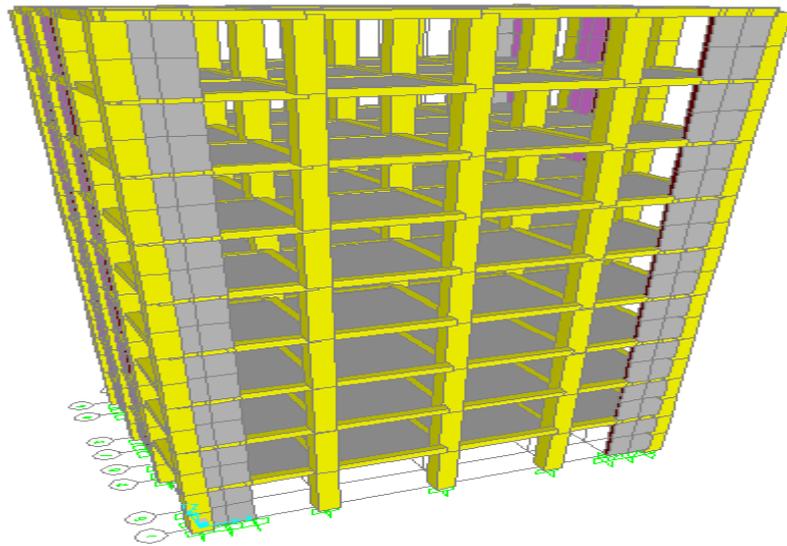


Figure II.12 : vue en élévation de la structure variante 08.

II.2.7.4 la géométrie des poteaux

Pour ce dernier nous avons prendre la structure précédente mais avec des poteaux circulaires dont le diamètre $D=50\text{cm}$.

☆ Variante 09 :

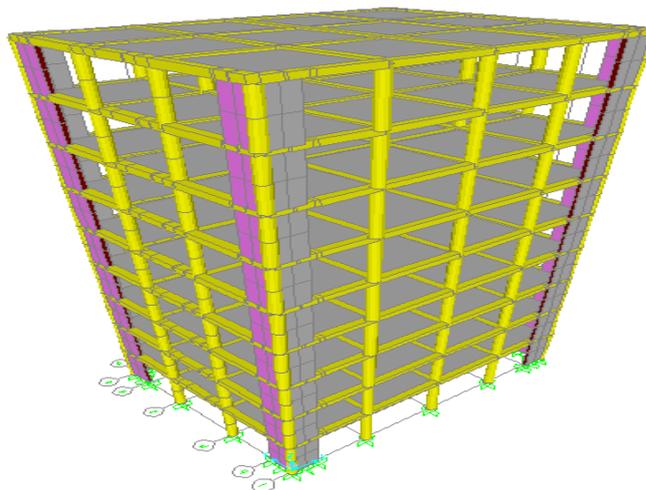


Figure II.13 : vue en 3D de la structure variante 09.

II.2.7.5 Le matériau

Afin d'évaluer l'impact du matériau sur le facteur d'amortissement nous avons traité les cas suivants :

☆ **Variante 10** : nous avons prendre la structure initiale avec un changement de résistance de béton a la compression $f_{c28} = 30\text{MPa}$ (+20%).

☆ **Variante 11** : Pour cette variante nous avons considéré la résistance de béton a la compression $f_{c28} = 35\text{ MPa}$ (+40%).

☆ **Variante 12** : Dans cette dernière nous avons étudié une structure en charpente métallique à usage d'habitation comme montré la figure II.14.

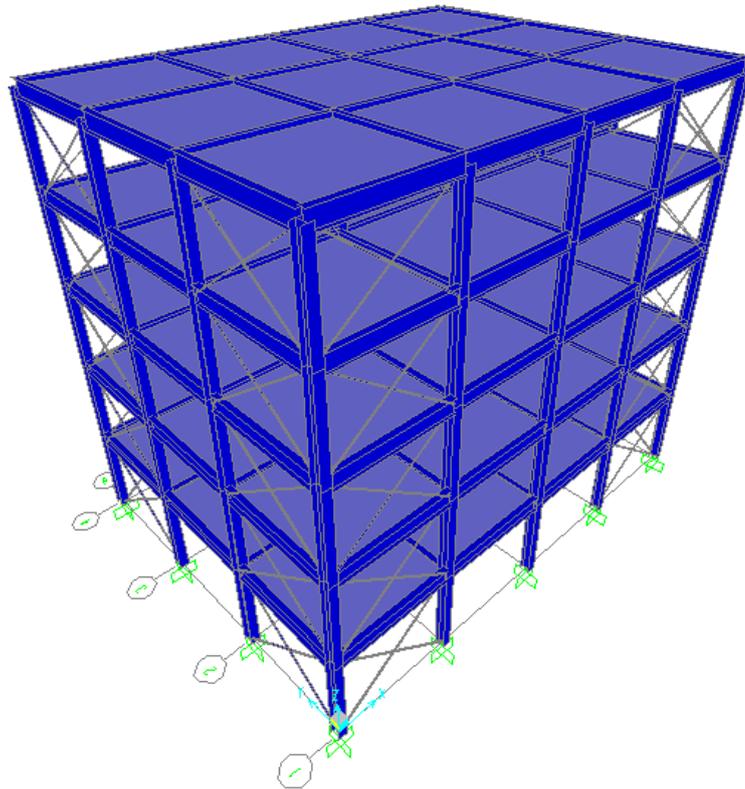
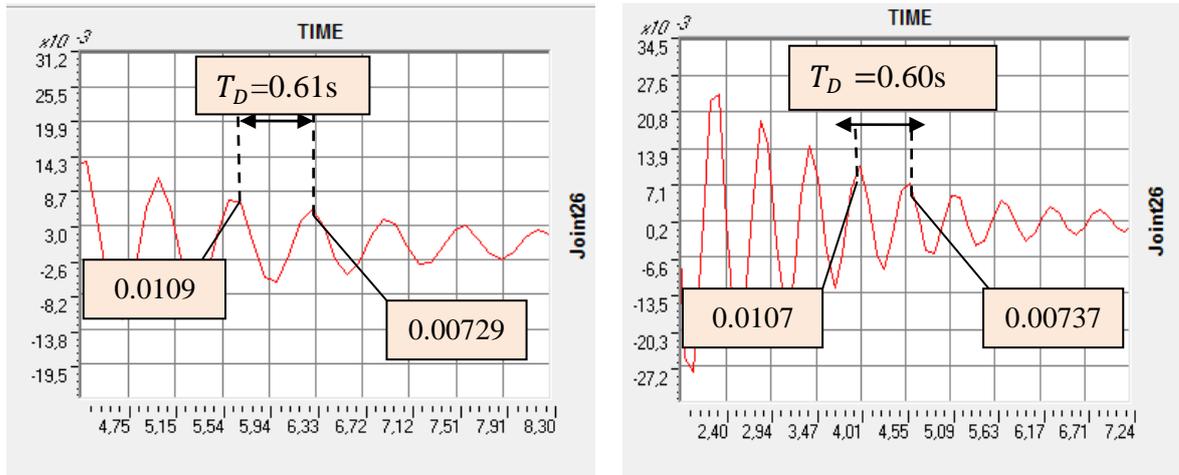


Figure II.14 : vue en 3D de la structure variante 12.

II.3 Extraction et présentation des tableaux de déplacement

II.3.1 Les résultats obtenus pour la variante 01



Sens x-x

Sens y-y

Figure II.15 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 1.

Tableau II.11: présentation des résultats de la variante 1 X-X.

Sens x-x				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	4.98	1.09×10^{-2}	0.61	6.405401962
2	5.59	7.29×10^{-3}	0.69	3.723430979
3	6.28	5.77×10^{-3}	0.6	5.286246699
4	6.88	4.14×10^{-3}	0.71	5.342460502
5	7.59	2.96×10^{-3}	0.61	4.580924721
6	8.20	2.22×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.069877313$

Exemple de calcul :

$$\delta = \ln\left(\frac{x_1}{x_2}\right) = \ln\left(\frac{1.09 \times 10^{-2}}{7.29 \times 10^{-3}}\right) = 0.4022592243 \Rightarrow \xi = \frac{0.402259224}{2\pi} = 0.064021546$$

$$\Rightarrow \xi = 6.402\%$$

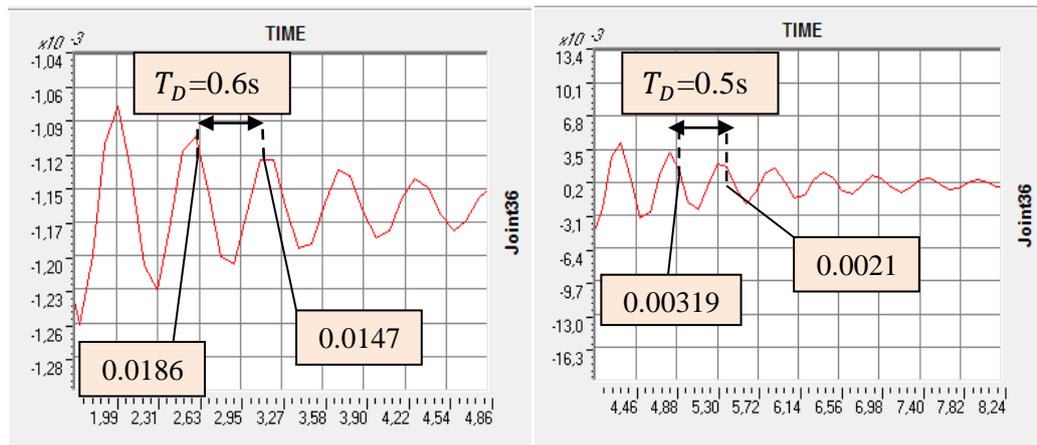
On a utilisé l'écart type et pour calculer le coefficient d'amortissement et on obtient

dans le sens x-x est : $\xi = 5.069877313 \%$

Tableau II.12 : présentation des résultats de la variante 1 Y-Y

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.69	3.68×10^{-2}	0.60	6.608622529
2	2.29	2.43×10^{-2}	0.51	3.917792535
3	2.80	1.90×10^{-2}	0.59	4.085851678
4	3.39	1.47×10^{-2}	0.60	5.057384591
5	3.99	1.07×10^{-2}	0.60	5.936720307
6	4.59	7.37×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.026652145$

II.3.2 Les résultats obtenus pour la variante 02



Sens x-x

Sens y-y

Figure II.16 : La période en fonction de déplacement modale de la variante2.

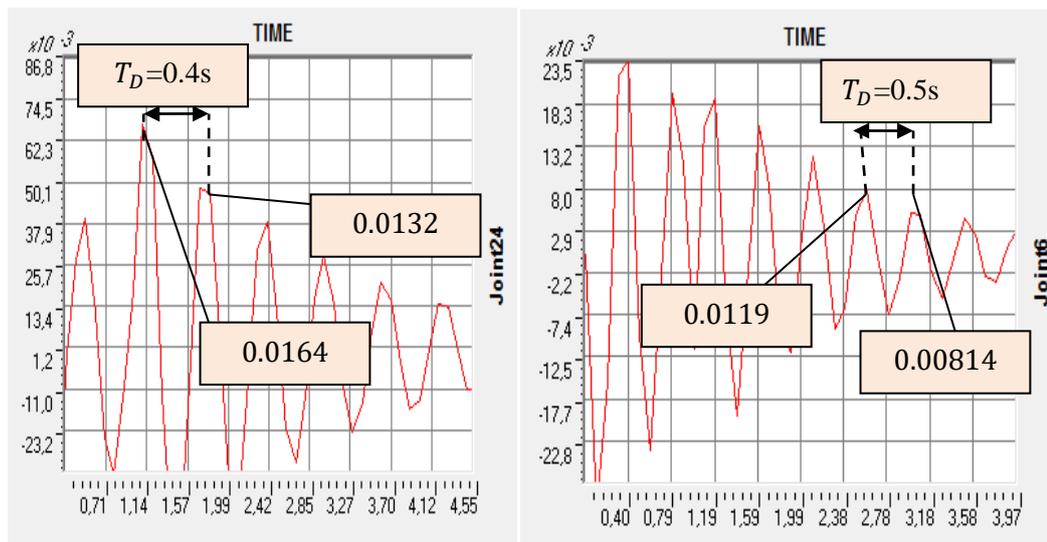
Tableau II.13 : présentation des résultats de la variante 2 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.29	2.76×10^{-2}	0.51	6.28430242
2	2.80	1.86×10^{-2}	0.60	3.747039601
3	3.40	1.47×10^{-2}	0.60	4.048314305
4	4	1.14×10^{-2}	0.59	4.375147626
5	4.59	8.66×10^{-3}	0.59	5.013309317
6	5.18	6.32×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.478923665$

Tableau II.14 : présentation des résultats de la variante 2 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	4.80	3.19×10^{-3}	0.50	6.657381721
2	5.30	2.10×10^{-3}	0.59	3.458739105
3	5.89	1.69×10^{-3}	0.50	4.54958224
4	6.39	1.27×10^{-3}	0.51	6.582329421
5	6.90	8.40×10^{-4}	0.58	4.784423553
6	7.48	6.22×10^{-4}	/	/
				$\xi = 4.666985889$

II.3.3 Les résultats obtenus pour la variante 03



Sens x-x

Sens y-y

Figure II.17 : La période en fonction de déplacement modale de la variante3.

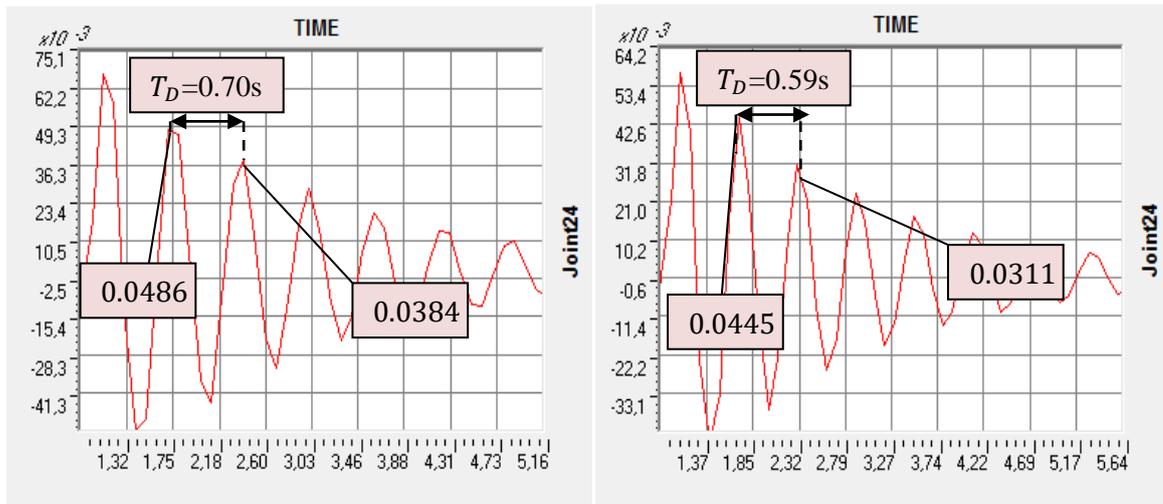
Tableau II.15 : présentation des résultats de la variante 3 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.19	1.64×10^{-2}	0.40	3.456441166
2	1.59	1.32×10^{-2}	0.50	3.950205961
3	2.09	1.03×10^{-2}	1.70	5.481999157
4	2.60	7.3×10^{-3}	0.51	5.479220017
5	3.09	5.29×10^{-3}	0.49	5.125682063
6	3.60	3.57×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.009276834$

Tableau II.16 : présentation des résultats de la variante 3 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.19	1.93×10^{-2}	0.41	3.184613315
2	1.60	1.58×10^{-2}	0.50	4.51158968
3	2.09	1.19×10^{-2}	0.50	6.043880636
4	2.60	8.14×10^{-3}	0.40	6.739240069
5	3.09	5.33×10^{-3}	0.50	3.051743469
6	3.60	4.40×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.277735074$

II.3.4 Les résultats obtenus pour la variante 04



Sens x-x

Sens y-y

Figure II.18 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 4.

Tableau II.17 : présentation des résultats de la variante 4 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.69	4.86×10^{-2}	0.70	3.751052091
2	2.39	3.84×10^{-2}	0.61	4.91617009
3	3	2.82×10^{-2}	0.60	5.000492072
4	3.60	2.06×10^{-2}	0.59	5.701638045
5	4.19	1.44×10^{-2}	0.70	4.580924721
6	4.89	1.08×10^{-2}	/	/
				$\xi = 4.832528955$

Tableau II.18 : présentation des résultats de la variante 4 Y-Y.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.70	4.45×10^{-2}	0.59	5.705117356
2	2.29	3.11×10^{-2}	0.60	4.598000933
3	2.89	2.33×10^{-2}	0.59	5.208192264
4	3.48	1.68×10^{-2}	0.61	4.835707226
5	4.09	1.24×10^{-2}	0.60	5.334740068
6	4.69	8.87×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.126213237$

II.3.5 Les résultats obtenus pour la variante 05

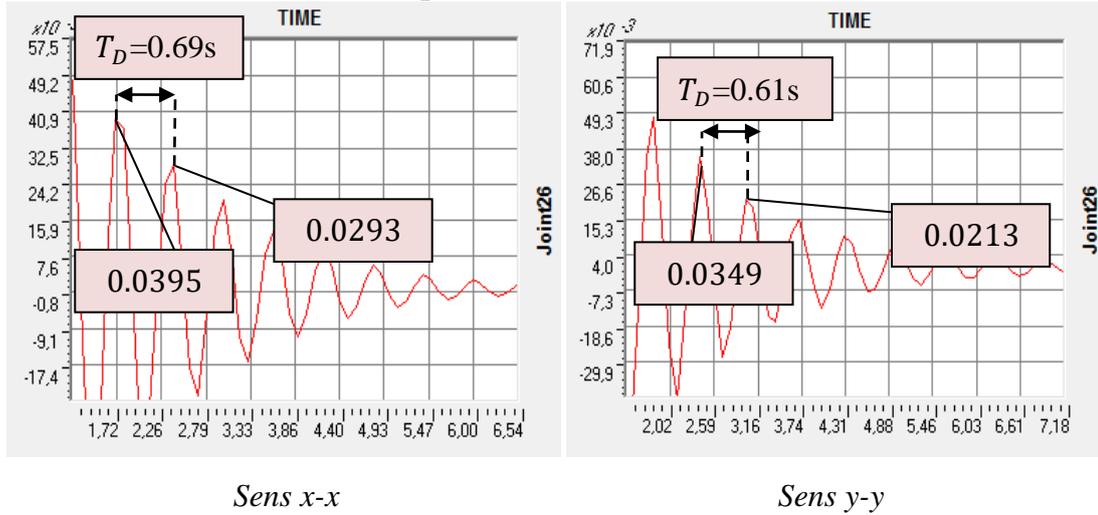


Figure II.19 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 5.

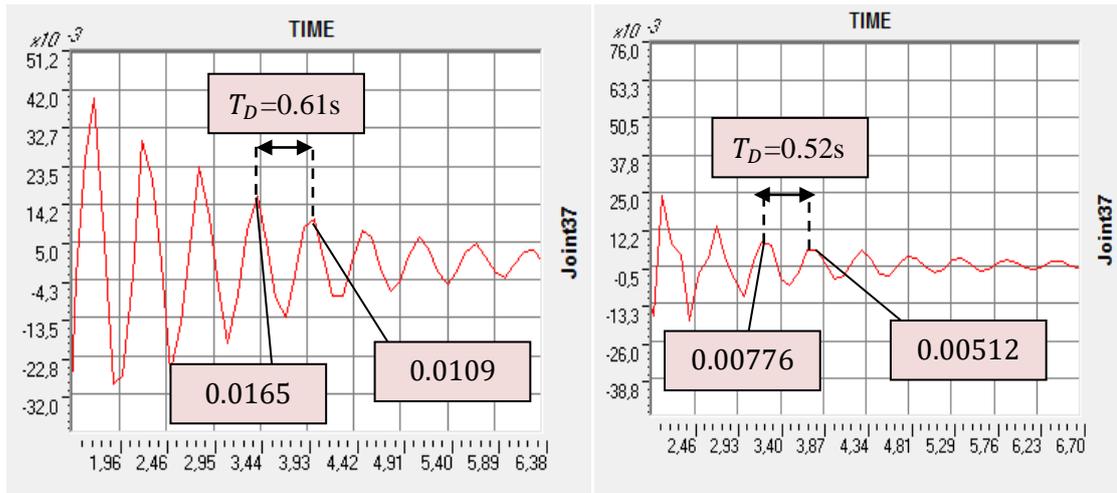
Tableau II.19 : présentation des résultats de la variante 5 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	1.70	3.95×10^{-2}	0.69	4.7544167533
2	2.39	2.93×10^{-2}	0.59	5.453197901
3	2.98	2.08×10^{-2}	0.61	6.30087577
4	3.95	1.40×10^{-2}	0.58	5.8563115
5	4.17	9.69×10^{-3}	0.61	7.762037605
6	4.78	5.95×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.870128214$

Tableau II.20 : présentation des résultats de la variante 5Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.39	3.49×10^{-2}	0.61	7.858748904
2	3	2.13×10^{-2}	0.69	5.162024474
3	3.69	1.54×10^{-2}	0.59	5.795209757
4	4.28	1.07×10^{-2}	0.71	7.191441908
5	4.99	6.81×10^{-3}	0.59	6.453177621
6	5.58	4.54×10^{-3}	/	/
				$\xi = 6.479943041$

II.3.6 Les résultats obtenus pour la variante 06



Sens x-x

Sens y-y

Figure II.20 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 6.

Tableau II.21 : présentation des résultats de la variante 6 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.79	2.37×10^{-2}	0.60	5.766157122
2	3.39	1.65×10^{-2}	0.61	6.601872478
3	4	1.09×10^{-2}	0.50	5.105652985
4	4.50	7.91×10^{-3}	0.59	3.904342278
5	5.09	6.19×10^{-3}	0.59	4.901398945
6	5.68	4.55×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.258717526$

Tableau II.22 : présentation des résultats de la variante 6 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	3.19	7.76×10^{-3}	0.52	1.875526045
2	3.71	5.12×10^{-3}	0.58	0.50555252
3	4.29	4.96×10^{-3}	0.51	7.587199741
4	4.80	3.08×10^{-3}	0.58	3.132329526
5	5.38	2.53×10^{-3}	0.51	5.7787499
6	5.89	1.76×10^{-3}	/	/
				$\xi = 3.59553508$

II.3.7 Les résultats obtenus pour la variante 07

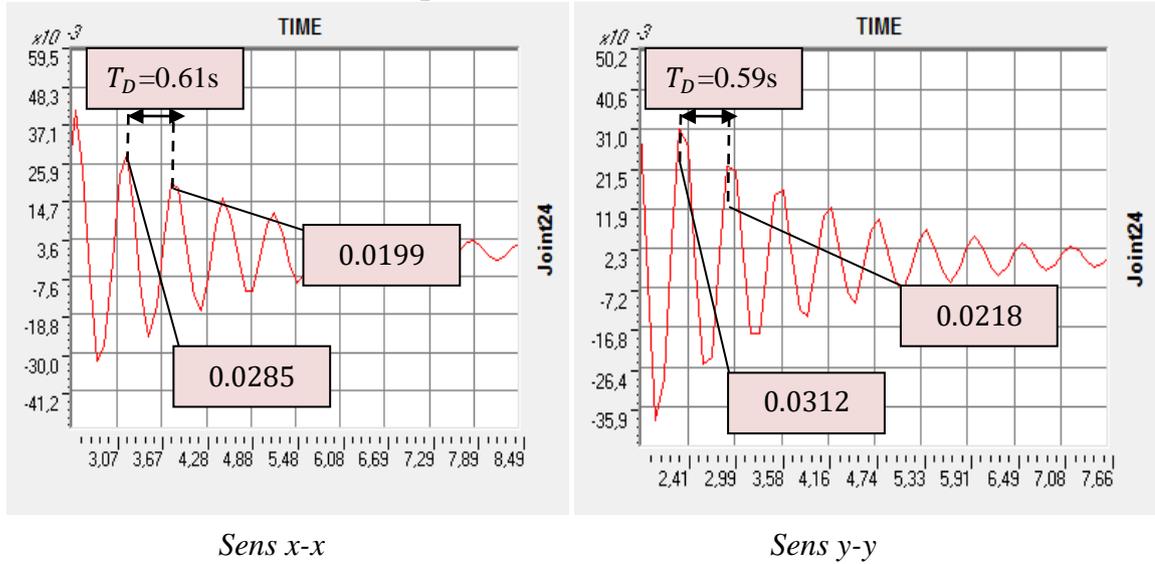


Figure II.21 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 7.

Tableau II.23 : présentation des résultats de la variante 7 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	3.20	2.85×10^{-2}	0.61	5.716596567
2	3.81	1.99×10^{-2}	0.69	3.67180377
3	4.50	1.58×10^{-2}	0.72	5.334988512
4	5.22	1.13×10^{-2}	0.59	6.953931107
5	5.81	7.30×10^{-3}	0.69	2.910460909
6	6.50	6.08×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.5257941$

Tableau II.24 : présentation des résultats de la variante 7 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.31	3.12×10^{-2}	0.59	5.705834024
2	2.90	2.18×10^{-2}	0.70	4.725290009
3	3.60	1.62×10^{-2}	0.60	4.776312933
4	4.20	1.20×10^{-2}	0.59	4.990619058
5	4.79	8.77×10^{-3}	0.62	3.610529358
6	5.41	6.99×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.8307407$

II.3.8 Les résultats obtenus pour la variante 08

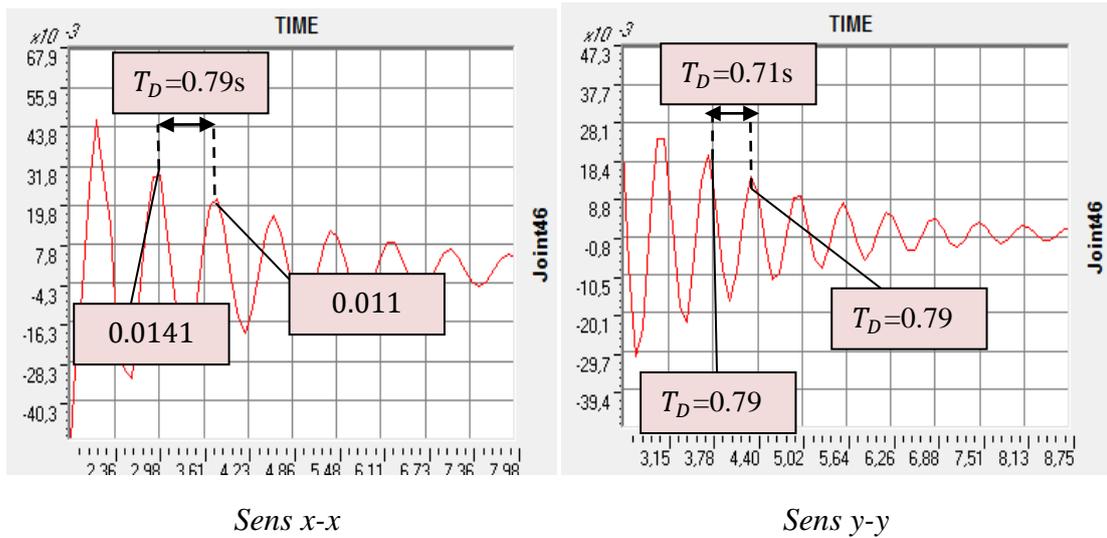


Figure II.22 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 8.

Tableau II.25 : présentation des résultats de la variante 8 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.70	1.41×10^{-2}	0.79	3.953495614
2	3.49	1.10×10^{-2}	0.80	5.494497021
3	4.29	7.79×10^{-3}	0.72	4.210514203
4	5.01	5.98×10^{-3}	0.78	4.705676302
5	5.79	4.45×10^{-3}	0.71	5.250848509
6	6.50	3.20×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.722346288$

Tableau II.26 : présentation des résultats de la variante 8 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	3.60	1.01×10^{-2}	0.71	4.155717924
2	4.31	7.78×10^{-3}	0.79	5.178736852
3	5.10	5.62×10^{-3}	0.77	5.817756541
4	5.87	3.90×10^{-3}	0.72	4.553728186
5	6.59	2.93×10^{-3}	0.8	3.924372698
6	7.39	2.29×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.629394254$

II.3.9 Les résultats obtenus pour la variante 09

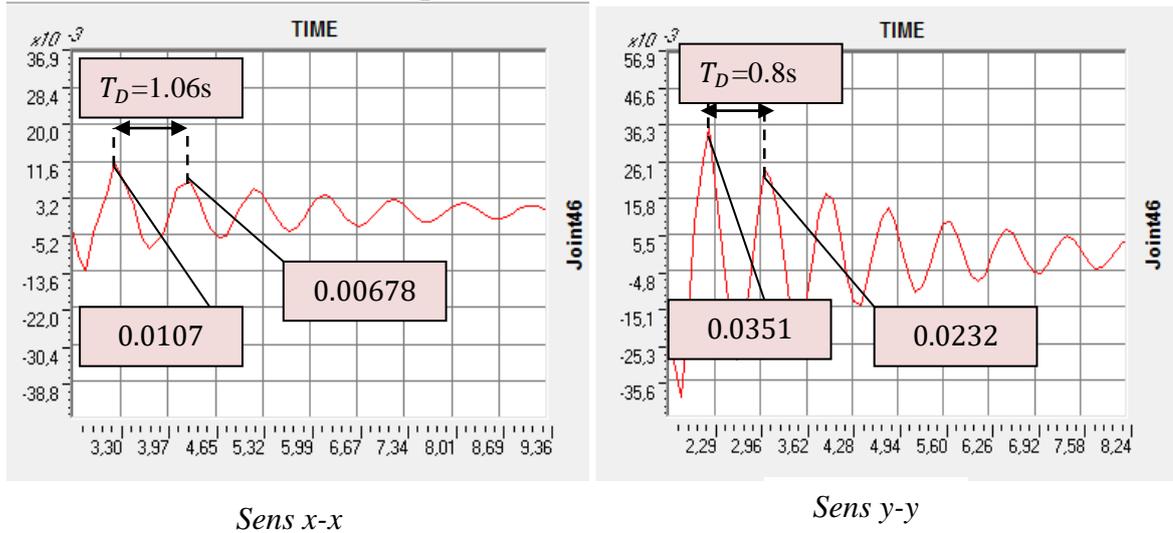


Figure II.23 : La période en fonction de déplacement modal de la variante 9.

Tableau II.27 : présentation des résultats de la variante 9 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	3.21	1.07×10^{-2}	1.06	7.261709105
2	4.27	6.78×10^{-3}	0.93	4.942672334
3	5.20	4.97×10^{-3}	1.01	2.52828085
4	6.21	4.24×10^{-3}	0.99	4.679015933
5	7.20	3.16×10^{-3}	0.97	4.180694304
6	8.17	2.43×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.6007942$

Tableau II.28 : présentation des résultats de la variante 9 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.21	3.51×10^{-2}	0.80	6.589792145
2	3.01	2.32×10^{-2}	0.89	4.948746844
3	3.90	1.70×10^{-2}	0.89	4.893770989
4	4.79	1.25×10^{-2}	0.82	5.157725804
5	5.61	9.04×10^{-3}	0.89	3.489939177
6	6.50	7.26×10^{-3}	/	/
				$\xi = 5.0000812$

II.3.10 Les résultats obtenus pour la variante 10

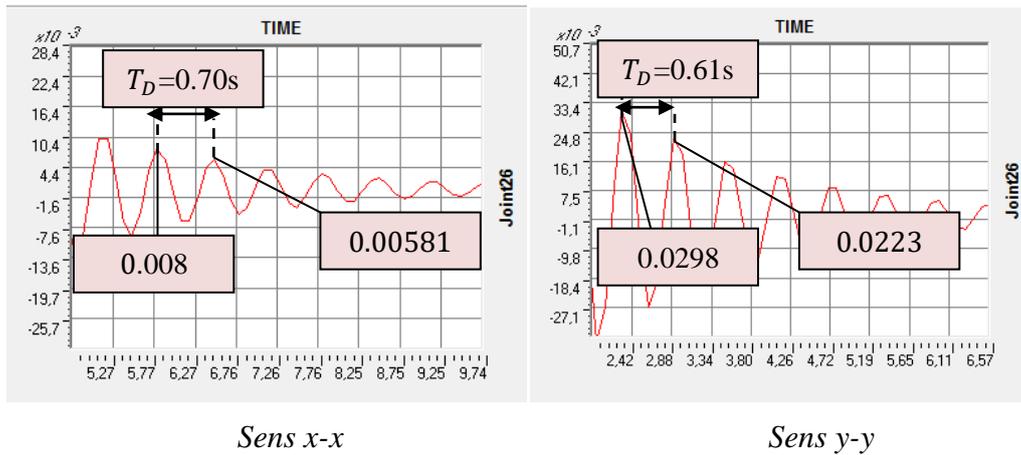


Figure II.24: La période en fonction de déplacement modale de la variante 10.

Tableau II.29 : présentation des résultats de la variante 10 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.49	3.89×10^{-2}	0.68	6.1091548134
2	3.17	2.65×10^{-2}	0.61	3.6266900653
3	3.78	2.11×10^{-2}	0.73	5.1155615523
4	4.51	1.53×10^{-2}	0.67	6.1441291857
5	5.18	1.04×10^{-2}	0.60	4.5786023869
6	5.78	7.80×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.84708197$

Tableau II.30 : présentation des résultats de la variante 10 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.30	2.98×10^{-2}	0.61	4.40156503
2	2.91	2.26×10^{-2}	0.59	5.797842593
3	3.50	1.57×10^{-2}	0.59	3.003434495
4	4.14	1.30×10^{-2}	0.64	7.707214935
5	4.78	8.01×10^{-3}	0.60	4.025360418
6	5.38	6.22×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.74158935\%$

II.3.11 Les résultats obtenus pour la variante 11

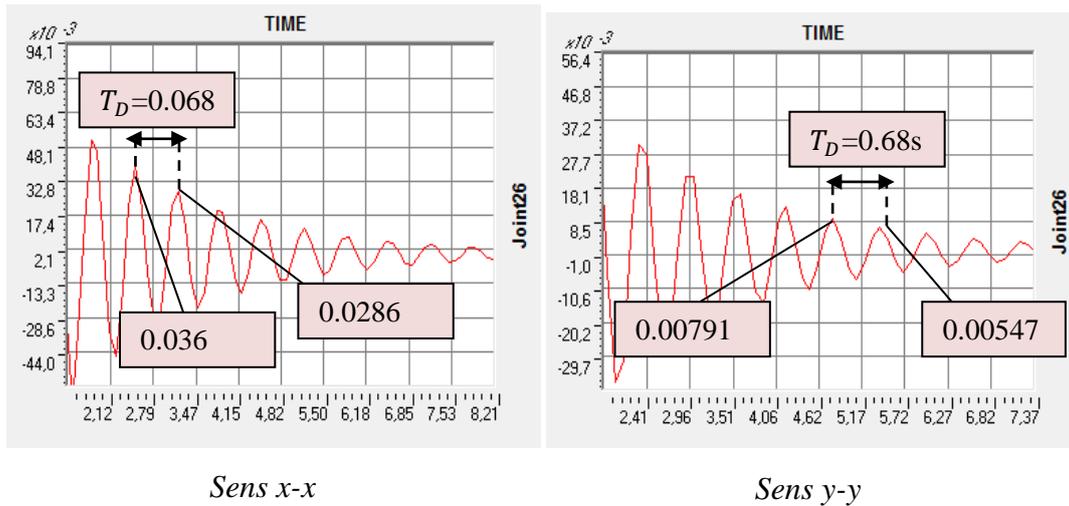


Figure II.25 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 11.

Tableau II.31 : présentation des résultats de la variante 11 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	2.42	3.60×10^{-2}	0.68	3.75052444
2	3.10	2.86×10^{-2}	0.65	5.89877804
3	3.75	1.85×10^{-2}	0.63	2.31064345
4	4.38	1.60×10^{-2}	0.65	7.62422800
5	5.03	9.91×10^{-3}	0.66	4.05725422
6	5.69	7.68×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.56885223$

Tableau II.32 : présentation des résultats de la variante 11 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	4.70	7.96×10^{-3}	0.60	6.0305740610
2	5.30	5.47×10^{-3}	0.51	4.5883039991
3	5.81	4.10×10^{-3}	0.59	4.5527445513
4	6.40	3.08×10^{-3}	0.59	4.7169988617
5	6.99	2.29×10^{-3}	0.59	3.4809125227
6	7.58	1.84×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.61934914$

II.3.12 Les résultats obtenus pour la variante 12

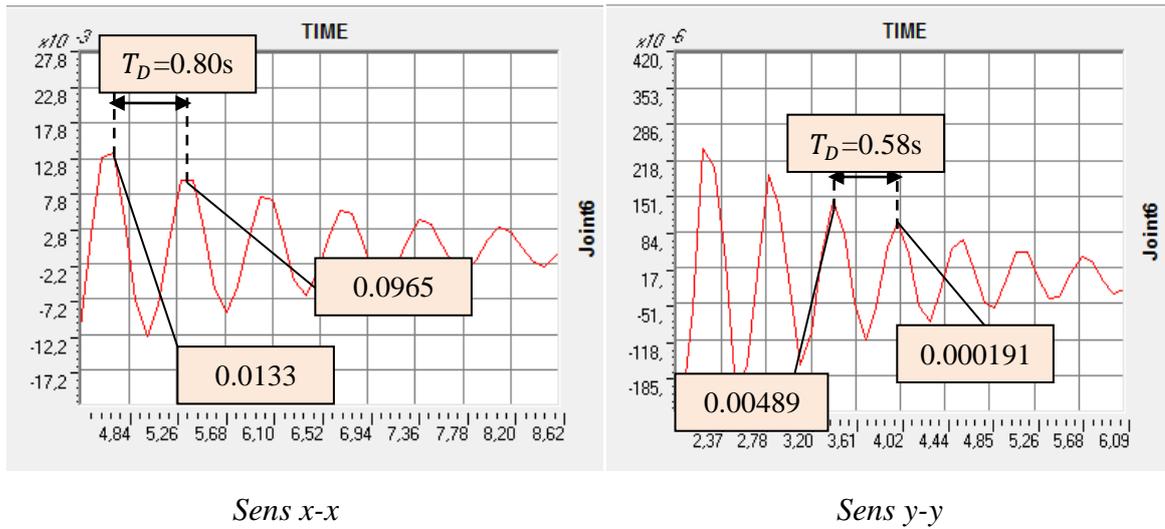


Figure II.26 : La période en fonction de déplacement modale de la variante 12.

Tableau II.33 : présentation des résultats de la variante 12 X-X.

Sens X-X				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	4.69	1.33×10^{-2}	0.69	5.105787975
2	5.38	9.65×10^{-3}	0.63	4.48541686
3	6.01	7.28×10^{-3}	0.70	5.60187876
4	6.71	5.12×10^{-3}	0.69	3.731189619
5	7.40	4.05×10^{-3}	0.70	4.936268996
6	8.10	2.97×10^{-3}	/	/
				$\xi = 4.84249128\%$

Tableau II.34 : présentation des résultats de la variante 12 Y-Y.

Sens Y-Y				
pic	Temps	déplacement	Période T_D	Amortissement en %
1	3.68	4.89×10^{-3}	0.53	7.100845783
2	4.21	3.13×10^{-3}	0.59	3.324252164
3	4.80	2.54×10^{-3}	0.50	4.207017548
4	5.30	1.95×10^{-3}	0.50	4.906368996
5	5.80	1.43×10^{-3}	0.59	6.985063757
6	6.39	7.37×10^{-4}	/	/
				$\xi = 4.55669327\%$

II.4. Analyse des résultats

Pour calculer la différence en pourcentage on doit utiliser la formule suivante :

$$\text{la différence \%} = \left(\frac{\text{Amortissement calculé} - \text{Amortissement de référence}}{\text{Amortissement de référence}} \right) \times 100$$

Tableau II.35 : le taux d'amortissement en pourcentage.

variante	sens	ξ calculé %	ξ référence %	différence%
1	x-x	5,06987731	5	-
	y-y	5,02665215		-
2	x-x	4,47892367		-10,4215267
	y-y	4,66698589		-6,66028222
3	x-x	5,00927683		0,18553668
	y-y	5,27773507		5,55470148
4	x-x	4,83252896		-3,3494209
	y-y	5,12621324		2,52426474
5	x-x	5,87012282		17,4024564
	y-y	6,47994304		29,5988608
6	x-x	5,25871753		5,17435052
	y-y	3,59553508		-28,0892984
7	x-x	5,5257941		10,515882
	y-y	4,8307407		-3,385186
8	x-x	4,72234629		-5,55307424
	y-y	4,62939425		-7,41211492
9	x-x	4,6007942		-7,984116
	y-y	5,000812		0,01624
10	x-x	4,84708197		-3,0583606
	y-y	4,74158935		-5,168213
11	x-x	4,56885223		-8,6229554
	y-y	4,61934914		-7,6130172
12	x-x	4,84249128		-3,1501744
	y-y	4,55669327		-8,8661346

D'après les résultats nous avons remarqué que :

✚ La relation entre le coefficient d'amortissement et la masse selon les résultats que nous avons obtenu (variante 02) est une relation inverse : la masse de la structure s'augmente, nous avons changé l'usage vers usage commercial $Q=5\text{kN/m}^2$ (presque trois fois plus que notre structure témoin), le facteur d'amortissement diminue d'une différence de 6 à 10% par rapport la valeur de référence.

✚ La rigidité est une caractéristique d'une structure, où plus cette dernière se diminue on remarque que l'amortissement s'augmente légèrement dans le sens le plus rigide de la structure :

- Si la structure est auto-stable « variante 03 » l'amortissement reste autour de 5%.
- Si la structure est irrégulière en plan « variante 04 » (17% par rapport la structure témoin) ; l'amortissement augmente légèrement de 2à3%.
- Si l'irrégularité en plan est forte « variante 05 » (44% par rapport la structure initial). Le coefficient augmente considérablement de 17à29%.
- Dans le cas de décrochement en élévation « variant06 », l'amortissement diminue de 28% dans le sens le plus rigide.
- Pour une structure à des hauteurs d'étage différentes nous avons constaté que l'amortissement augmente de 10% « variante 07 » par rapport au bâtiment de référence qui contient des hauteurs d'étages égales.

✚ L'élancement du bâtiment influe de manière inversée sur le taux d'amortissement : selon la variante 08 (bâtiment R+8) ; l'amortissement diminue de 5% si l'élancement s'augmente de 81%, et de 7% si l'élancement s'augmente de 44%.

✚ Le changement de la géométrie des poteaux en utilisant des poteaux circulaires « variante09 » influe par décroissance d'amortissement de 7% par rapport la référence.

✚ Les matériaux de construction ont également un effet sur le taux d'amortissement de sorte qu'il diminue à mesure que nous augmentons la résistance du béton à la compression :

➤ 3 à5 % selon la variante 10 lorsque nous avons augmenté la résistance de béton de 20% (par rapport la référence $f_{c28} = 25\text{MPa}$)

➤ 7 à 8% lorsque nous avons augmenté la résistance de béton de 40% par rapport la référence.

✚ De plus, le changement de matériau constructif est influe sur le coefficient d'amortissement d'où nous avons constaté que la différence de ξ dans le cas d'un bâtiment en charpente métallique est diminuée légèrement de 3à8% par rapport l'une en béton armé.

La figure II.27 représente la variation de facteur d'amortissement en fonction des paramètres précédents.

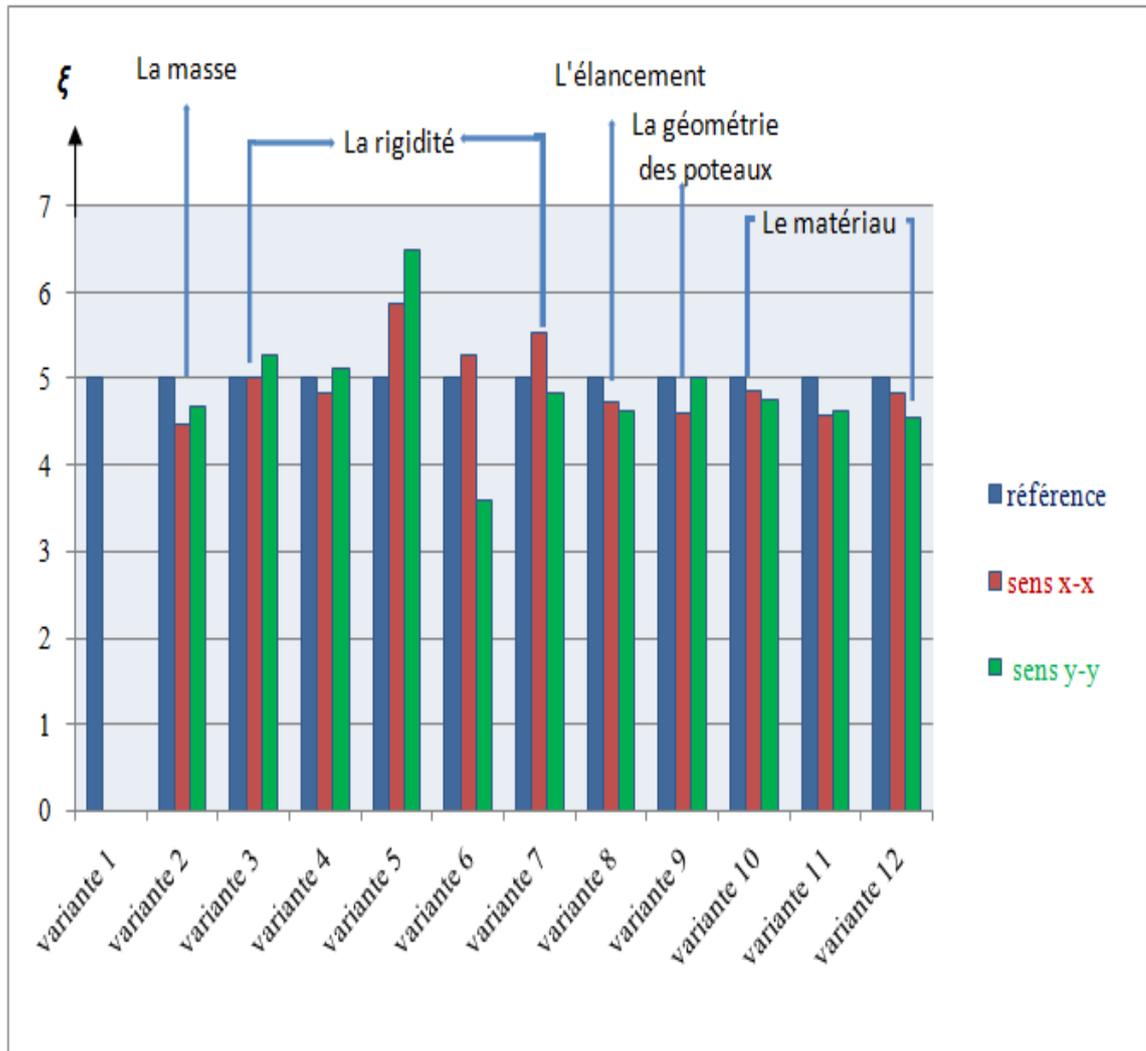


Figure II.27 : Diagramme à bandes.

II.5 Discussion des résultats obtenus

Du point de vue pratique ; l'amortissement est affecté par les paramètres caractéristiques de la structure de sorte que :

- Si la masse de structure s'augmente cela affecte la diminution d'amortissement a cause de la diminution de sa fréquence ($T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}} = \frac{1}{f}$) qu'elle résulte de diminution d'amortissement interne.
- Lorsque nous avons diminué la rigidité de la structure, par conséquence nous avons augmenté sa fréquence ce qui traduit par une augmentation d'amortissement résultant de l'absorption d'énergie dans le domaine élastique.
- L'élancement des structures impose des forces d'inerties importantes (les sections sont importantes par rapport aux autres structures) ; celle-ci correspond à des faibles efforts interne de déformation ainsi que l'énergie de déformation et donc des faibles forces d'amortissement.
- L'amortissement est dépendu des matériaux constructifs des structures de sorte que l'augmentation de la résistance et la ductilité de matériau résulte une diminution d'amortissement à cause des déformations internes qu'ils subissent et présente la principale cause de dissipation d'énergie.

II.6 conclusion

Dans cette partie de notre travail nous avons évalué le coefficient d'amortissement par la méthode de décrétement logarithmique qui consiste en l'étude de deux pics successifs de même signe de réponse de la structure.

L'ensemble de paramètres que nous avons traité (la masse, la rigidité, l'élancement, la géométrie des poteaux et le matériau de la structure influent d'une façon ou d'une autre sur le taux d'amortissement.

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce mémoire de Master intitulée « Evaluation de l'amortissement des bâtiments et son influence sur le comportement dynamique des structures », avait deux grandes parties, théorique et expérimentale. Le but de ce travail est d'identifier le phénomène d'amortissement et sa variation en fonction des différents paramètres de structures.

Nous avons ainsi dans un premier temps une analyse et une synthèse des informations bibliographique concernant le domaine étudié, cette partie a porté sur les notions et les concepts relatifs à l'amortissement, un classement de ce dernier selon plusieurs critères a été fait. Des méthodes d'évaluation de l'amortissement ont été présentées et discutées.

Dans la deuxième partie, notre travail consiste à calculer le coefficient de l'amortissement pour plusieurs variantes afin de conclure l'influence de différents paramètres de structure sur le taux d'amortissement. Pour évaluer ce dernier nous avons utilisé l'évaluation la plus approprié qu'elle est de calcule du décrement logarithmique qui consiste en l'étude de deux pics successifs de même signe de réponse de la structure.

En faisant varier les paramètres caractéristiques des structures, nous avons conclu que l'amortissement s'augmente avec l'augmentation de la masse et la diminution de la rigidité de la structure. Par ailleurs ; le coefficient d'amortissement se diminue avec l'augmentation de la résistance du béton ou bien le changement du matériau constructif (structure en charpente métallique) ; dans le cas de changement de la géométrie des poteaux (poteaux circulaires) ; ainsi pour l'augmentation du l'élancement $\frac{H}{L}$ des structures.

En fin, nous espérons que ce modeste travail servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

LISTE DES REFERENCES

- [1] OUALI NABIL ,2009. Effets des dispositifs d'amortissement sur les déplacements, vitesses et accélérations des structures ; USTHB à Alger.
- [2] SANAUL HUQ CHOWDHURY, 1999. Damping characteristics of reinforced and partially prestressed concrete beams.
- [3] WILLIAM T.THOMSON, Theory of vibration with application; second edition.
- [4] ALAIN PECKER ; Dynamique des structures et des ouvrages (école national des ponts et chaussées) ; Edition 2006.
- [5] VICTOR DAVIDOVOCI ; La construction en zones sismiques (approche règlementaires, modèles d'analyse des structures, diagnostics des bâtiments existants, exemple de calculs).
- [6] THOMAS HEITZ et al., How are the equivalent damping ratios modified by nonlinear engineering demand parameters? 6th ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering (COMPDYN), Jun 2017, Rhodes, Greece.
- [7] FRANCOIS DUNAND, 2005, Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation et l'aide du diagnostic sismique des structures de génie civil.
- [8] MICHEAL WILLFORD et al., Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings.
- [9] ALI MIKAEL, Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et mode de comportement des structures de génie civil : approche expérimental, thèse doctorat 2011.
- [10] BELLUOI LYDIA, calcul du coefficient d'amortissement $\ll \xi \gg$ des structures mixtes (portiques et voiles) thèse de Master 2013/2014.
- [11] R.W CLOUGH et J.PENZIEN, Dynamique des structures ; Tome1 principes fondamentaux.