



Department: Civil Engineering

Order N° : / 2024

Defense authorization N°/2024

DOCTORAL THESIS

3rd Cycle Doctoral (D-LMD)

Presented by

Ali BOUSOUAR

With a view to obtaining the doctoral diploma in 3rd Cycle Doctoral (D-LMD)

Branch: Civil Engineering

Specialty: Structures

Topic :

Hybrid and active control of structures under seismic excitation by the Contribution of intelligent systems

Supported, on 09 /07 / 2024, before the jury composed of:

Last and first name	Grade	Institution of affiliation	Designation
Mr Benchikh BOUBAKER	MCA	University of Djelfa	President
Mr Sallaheddine HARZALLAH	MCA	University of Djelfa	Supervisor
Mr Bachir NAIL	MCA	University of Djelfa	Co-Supervisor
Mr Hariche Lazhar	MCA	University of Djelfa	Examiner
Mr Bouzid Haytham	MCA	University of Tissemsilt	Examiner
Mr ALOUT NAAS	MCA	University of Djelfa	Invited Guest

Djelfa University, FST - 2024

DEDICACE

Ce travail est fortement dédié à : Mes parents : Pour leur encouragement et leur patience toute au long de mon parcours scolaire et universitaire.

Mes frères et amis

En particulier roman ikram , karkache dahman et amor mostapha

Et pour toute la grande famille Bousouar

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de cette thèse ainsi qu'à la réussite de ma formation en 3ème cycle de doctorat L.M.D.

En particulier, le Président du Comité de Formation Doctorale, le Professeur **Salim Guettala** .

Je veux exprimer ma gratitude à mon directeur et co-directeur de thèse les Docteurs **SALLAH HARZAALAH** et **NAIL BACHIR**, qui s'est montré très disponible tout au long du travail de recherche et la réalisation de cette thèse, ainsi pour le soutien, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui cette thèse de doctorat n'aurait jamais vu le jour.

Mes remerciements s'adressent également, aux membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil et d'informatique de l'Université de Djelfa qui ont été pour beaucoup dans mon cursus ainsi qu'à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé le long de mon parcours.

Résumé

Le contrôle structural émerge comme une méthode novatrice pour atténuer les vibrations induites principalement par les tempêtes de vent et les séismes. Ce projet se focalise sur les amortisseurs, en mettant particulièrement l'accent sur les amortisseurs à masse accordée.

La première étape a consisté en une revue exhaustive de la littérature sur les structures intelligentes et les diverses techniques de contrôle disponibles.

Dans la seconde étape, une application a été développée pour réguler le déplacement relatif entre les étages, en utilisant un modèle de bâtiment de type poteau-poutre équipé d'un amortisseur à masse accordée.

L'évaluation de la performance de cet amortisseur a été effectuée, accompagnée d'analyses temporelles prédictives du comportement des structures avec des systèmes de contrôle des vibrations, recommandant l'utilisation de MATLAB pour ces analyses avec validation par SAP2000, une plateforme répandue et accessible. Ensuite, une étude paramétrique a été entreprise, variant l'emplacement du TMD, le nombre d'étages du bâtiment et les événements sismiques.

Les résultats démontrent que cette source d'énergie externe est efficace et qu'elle est influencée par divers paramètres liés à la structure et à l'amortisseur lui-même.

Mots-Clés : Structure intelligente; Séisme ; amortisseurs à masse accordés TMD ; programme Matlab; Contrôle des vibrations.

Abstract

Structural control is an innovative method aimed at reducing vibrations primarily caused by wind storms and earthquakes. This project focuses on dampers, particularly tuned mass dampers.

The first step consisted of an exhaustive review of the literature on intelligent structures and the various control techniques available. In the second step, an application was developed to regulate the relative displacement between floors, using a column-beam building model equipped with a tuned-mass damper. Evaluation of the performance of this damper was carried out. To conduct temporal analyses to predict the behavior of structures with vibration control systems, the use of MATLAB is recommended, with validation by SAP2000, a widely used and easily accessible platform. Following this, a parametric study was undertaken, varying the location of the TMD, the number of building stories, and seismic events.

The results indicate that this external energy source is effective and is influenced by different parameters related to the structure and the damper itself.

Keywords: Smart structure; Earthquakes; Tuned Mass Damper TMD; Matlab software; Vibration Control.

ملخص

التحكم الهيكلي يظهر كطريقة مبتكرة لتخفيف الاهتزازات الناتجة أساسًا عن العواصف الرياحية والزلازل. يركز هذا المشروع على المخمدات، مع التركيز بشكل خاص على المخمدات ذات الكتلة المضبوطة.

المرحلة الأولى تتضمن مراجعة شاملة للأدبيات حول الهياكل الذكية والتقنيات المختلفة للتحكم المتاحة. في المرحلة الثانية، تم تطوير تطبيق لضبط التحرك النسبي بين الطوابق، باستخدام نموذج لبناية من نوع العمود والعارضة مجهزة بمخمد لكتلة مضبوطة. تم تقييم أداء هذا المخمد، مع إجراء تحليلات زمنية تنبئية لسلوك الهياكل مع أنظمة التحكم في الاهتزازات، ويُنصح باستخدام MATLAB لهذه التحليلات مع التحقق باستخدام SAP2000، منصة شائعة وسهلة الوصول. بعد ذلك، تم إجراء دراسة معلمية، تغيير موقع المخمد ذو التردد المطابق، وعدد طوابق المبنى، والأحداث الزلزالية.

تظهر النتائج أن هذا المصدر الخارجي للطاقة فعال وأنه متأثر بمختلف البارامترات المتعلقة بالهيكل والمخمد نفسه.

الكلمات المفتاحية : هيكل ذكي ; الزلازل ; المخمد الشامل المضبوط ; برنامج ماتلاب ; التحكم في الاهتزاز .

PUBLICATIONS ISSUES DE CETTE THESE

❖ **Articles publiés**

A. BOUSOUAR, S. HARZALLAH, B. Nail, I.D. An investigation on the effects of using TMD for vibration control on the response of high-rise buildings to seismic excitation. Studies in Engineering and Exact Sciences, Curitiba, v.5, n.1, p.02-18,2024

❖ **Communication international**

1. A. BOUSOUAR, S. HARZALLAH, B. Nail, Effect Of Tuned Mass Damper(TMD) On Structure Under Earthquake. 1er International Conference On civil and Earthquake Engineering (ICCEE2023)Decembre12-14-2023 in Annaba,Algeria.

Sommaire

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction Générale.....	13
Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique	14
1.1 Introduction	15
1.1.1 Les constructions intelligentes	15
1.1.2 Les principaux composants de la structure intelligente	16
1.1.3 Historique.....	17
1.2 .Généralités sur les méthodes de contrôle des structures.....	18
1.3 les typés des systèmes de contrôle.....	18
1.3.1 contrôle passif	20
1.3.1.1 Isolation sismique	20
1.3.1.2 Systèmes qui utilisent l'élastomère	20
1.3.1.3 Systèmes qui utilisent le glissement	21
1.3.1.4 Système Dissipation d'énergie	22
1.3.2 Contrôle actif	23
1.3.3 Contrôle semi-actif	24
1.3.4 Contrôle hybride	24
1.4 Conclusion	25
Chapitre 2 : Revue de Littérature.....	26
2.1 Introduction.....	27
2.2 Système couplé de contrôle passif (AMA).....	27
2.3 l'utilisation des alliages à mémoire forme dans le control passif	29
2.4 Les amortisseurs à masse accordée TMD	29
2.4.1 Historique de TMD	30
2.4.2 Description de l'utilisation des TMD.....	30
2.4.3 Théorie fondamentale	32
2.5 Utilisation du système TMD dans le domaine du génie civil	33
2.5.1 Première mise en œuvre du TMD	33
2.5.2 Utilisation sur les ponts.....	33
2.5.3 Des exemples d'utilisations de TMD à travers le monde	34
2.5.4 Avantages et inconvénients	35
2.6 Conclusion.....	36
Chapitre 3 : Formulation Mathématique Du TMD.....	37
3.1 Introduction.....	38
3.1.1 Le rôle du système de parasismique	38
3.1.2 Systèmes parasismiques TMD	38
3.2. Équations de mouvement et dynamique des structures	39
2.1 les Hypothèses	39
3.3. représentation mathématique des équations de mouvement	40
3.3.1 Structure sans dispositif de contrôle	42
3.3.2 Structure a dispositif de contrôle.....	42
3.4. Structure équipés par TMD	42
3.4.1 TMD installé au dernier étage	44
3.4.2 TMD installé sur l'étage n.....	44
3.5. Solution de l'équation d'équilibre dynamique	47
5.1 Méthode Newmark- β ta.....	47

3.6.Conclusion	50
Chapitre 4 : Contrôle des vibrations : simulation et résultats numériques.....	51
4.1 Introduction	52
4.2 Présentation les caractéristiques des structures et paramètres contrôle du TMD.....	52
4.2.1Initiation sur utilisation par Matlab.....	53
4.2.2 Systèmes à plusieurs degrés de liberté.....	55
4.2.3Analyse dynamique: Portique excité sous EL-CENTRO.....	57
4.2.3Méthode de Newmark- β pour l'organigramme Matlab.....	58
4.3 Etude modale.....	60
4.3.1 Analyse des résultats MATLAB à l'aide de Sap2000.....	60
4.3.2 Analyse dynamique transitoire.....	61
4.3.3 Analyse des résultats MATLAB à l'aide de Sap2000 : (Sans TMD).....	62
4.3.4 Analyse des résultats MATLAB à l'aide de Sap2000 : (Avec TMD).....	62
4.3.5 Discussion des résultats.....	65
4.4Etude paramétrique.....	66
4.4.1Impact de la modification de la position du TMD.....	67
4.4.2 Impact de la modification de l'excitation sismique.....	68
4.4.3 Effet sur le TMD au dernier niveau en modifiant le nombre d'étages.....	70
4.4.4 Remarque sur les trois effets.....	72
4.5 Conclusion.....	72
Conclusion Générale.....	73
Références Bibliographiques.....	75
Annexes.....	79

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de contrôle

Figure 1.2 : Diagramme de contrôle passif

Figure 1.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb

Figure 1.4 : Isolateur de type pendule à friction

Figure 1.5 : diagramme de control actif

Chapitre 2

Figure 2.1 : Le bâtiment de Citicorp

Figure 2.2 : TMD pendulaire de la tour de Taipei101

Figure 2.3 : Effet du TMD simplifié comme modèle de deux masses

Figure 2.4 : L'analyse modale des structures avec TMD

Figure 2.5 : Amortisseur à mass accordé sur une structure

Figure 2.6 : passerelle Erich Edegger à Graz en Australie

Figure 2.7 : Un amortisseur avec une masse de translation accordée

Figure 2.8 : Les systèmes de TMD pendulaire et de translation

Chapitre 3

Figure 3.1 : différents type TMD

Figure 3.2 : structure à plusieurs degrés de liber

Figure 3.3 : Structure à plusieurs étages équipée d'un TMD à l'installé au dernier étage

Figure 3.4 : structure 1DDL avec système T M D

Chapitre 4

Figure 4.1 : Système masse ressort amortisseur

Figure 4.2 : réponse temporelle libre amortie ; $\max(u)$

Figure 4.3 : Portique à 3 étages amortis

Figure 4.4 : Modes propres

Figure 4.5 : déplacement. Max des étages

Figure 4.6 : Cadre à 1 degré de liberté

Figure 4.7 : accélérations du sol (EL_Centro)

Figure 4.8 : dep. max, (u_max)

Figure 4.9: vitesse max, (v_max)

Figure 4.10: acc. max, (a_)

Figure 4.11: les 3 premiers modes représentés par MATLAB

Figure 4.12 : Enregistrement du séisme Boumèrdes

Figure 4.13 : Enregistrement du séisme d'El-Centro

Figure 4.14 : Dép.(m), Vit.(m/s), Acc.(m/s²), max du 6^{ème} étage

Figure 4.15 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD)

Figure 4.16: Changement de position du TMD du 1er au 6ème étage

Figure 4.17 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique Boumerdes

Figure 4.18 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique El-Centro

Figure 4.19 : L'enregistrement du différentes Excitations séismiques

Figure 4.20 : Structure à 12 étages

Figure 4.21 : les 3 premiers Modes propres

Figure 4.22 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD)

Liste des Tableaux

Tableau (4.1): Les périodes et les fréquences des 6 modes

Tableau (4.2) : Les Modes propres

Tableau (4.3) : Comparaison entre les résultats obtenir par MATLAB et SAP2000 des déplacements sans TMD

Tableau (4.4) : Comparaison les résultats MATLAB et SAP2000 des déplacements avec TMD

Tableau (4.5) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Boumèrdes

Tableau (4.6) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme d'El-Centro

Tableau (4.7) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique Boumerdes

Tableau (4.8) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique d'El-Centro

Tableau (4.9) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max du dernier étage (m) (avec/sans TMD) de sous les différentes Excitations séismiques

Tableau 4.(10) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de NorthRidge

Tableau (4.11) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Kobe

Introduction générale

L'utilisation des techniques de construction moderne et des matériaux à hautes performances a permis des nouvelles conceptions des ponts plus longs et plus minces. Ces ponts sont de plus en plus flexibles et sensibles aux excitations extérieures telles qu'un tremblement de terre ou un vent.

Dans les dernières années, et pour contrôler les vibrations des structures, plusieurs dispositifs de contrôle ont été développés. Parmi ces dispositifs, les amortisseurs à masse accordée sont de plus en plus utilisés dans différents champs d'application en génie civil, tel que les bâtiments et les ouvrages d'arts. Les efforts des recherches entamées par (Frahm, 1911), (Ormondroyd et al., 1928) et (Den Hartog, 1947) sont parmi les premières études d'application de cet appareil aux différents systèmes mécaniques.

Le système TMD est un dispositif monté sur une structure pour empêcher son malaise, dommages ou défaillance par vibration. Les amortisseurs sont des blocs concrets énormes montés sur des gratte-ciel ou d'autres structures.

Les amortisseurs de masse accordés stabilisent contre le mouvement violent provoqué par vibration harmonique. Des amortisseurs de masse accordés sont machinés, ou "accordé" pour parer spécifiquement à des fréquences nocives de l'oscillation ou de la vibration. Notre étude vise à démontrer les performances liées à l'utilisation de ce système et répondre aux questions

- Est ce que l'application de ses systèmes d'amortissement (TMD) a un impact sur la performance dynamique de la structure ?
- Comment le système TMD réagit contre l'action sismique ?

Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

Les avancées dans les techniques de conception et les matériaux utilisés en génie civil ont permis de rendre les structures plus légères, notamment les bâtiments de grande hauteur et les ponts de grande portée. Cette évolution a toutefois entraîné un phénomène de vibration structurelle lorsque ces ouvrages sont exposés à des séismes ou à des vents violents, pouvant causer des dommages significatifs et même une défaillance structurelle. Face à ce défi, les chercheurs se sont tournés vers le domaine du contrôle structurel pour explorer d'autres solutions. Ce champ de recherche diversifié vise à atténuer les vibrations structurelles lors d'événements tels que les tremblements de terre et les vents forts. L'intégration de systèmes mécaniques dans les structures permet de réduire ces vibrations, une approche suggérée dès les années 1970 pour atténuer les effets des vibrations structurelles.

Le contrôle structurel s'appuie sur différentes formes de contrôle, qu'il soit passif, actif, semi-actif ou hybride, et ces dernières décennies ont vu une intensification des recherches dans ce domaine.

1.1.1 Les constructions intelligentes :

Les systèmes intelligents sont le fruit d'un domaine de recherche ayant pour objectif la création de dispositifs et de matériaux capables de reproduire le fonctionnement du système musculaire et nerveux humain. [1]

Ces dernières années, les structures intelligentes ont été l'objet de recherches constantes. Elles possèdent la capacité de concevoir des systèmes de matériaux d'ingénierie dotés de fonctionnalités de détection, d'actionnement et d'intelligence artificielle. Des capteurs de structure intelligents tels que la fibre optique, la céramique piézoélectrique et les polymères piézoélectriques sont largement utilisés pour évaluer les performances du système. Quant aux actionneurs, les applications de la céramique piézoélectrique, des polymères piézoélectriques, des matériaux électrostrictifs, magnétostrictifs et des piezofibres font partie des technologies des matériaux intelligents les plus couramment employées. [2]

L'intelligence de structure est définie comme celle qui peut détecter les perturbations externes et y réagir grâce à un contrôle actif en temps réel, assurant ainsi le maintien de la stabilité. Ces capacités sont essentielles pour remplir efficacement la mission. [3]

Chapitre I

Giurgiutiu a abordé dans ses écrits un système de paramètres distribué désigné sous le nom de structure intelligente. Cette dernière se base sur l'utilisation de capteurs et d'actionneurs dispersés sur la structure. Ces dispositifs envoient des données à un ou plusieurs microprocesseurs qui les analysent pour ensuite appliquer différentes logiques de commande aux actionneurs.[4].

1.1.2 Les principaux composants de la structure intelligente :

En raison défauts de structure, tels que l'amortissement, des équipements sont intégrés pour renforcer sa capacité de dissipation d'énergie. Ces structures sont désignées sous le nom de "structures intelligentes" et reposent sur l'utilisation de dispositifs matériaux intelligents pour affronter les événements sismiques. Ainsi, le terme "intelligent" fait référence à une capacité de réponse variée aux sollicitations, en fonction des sensibilités suggérées. Par exemple, elle peut choisir la réponse la plus adaptée parmi plusieurs options, ce qui illustre son intelligence. [5]

Ces structures intelligentes se composent de cinq éléments fondamentaux :

- Capteurs : Ils collectent les informations brutes nécessaires pour surveiller la structure et les convertissent en données compréhensibles.
- Transmission des données: Ils acheminent les informations brutes vers unité de contrôle
- Unité de contrôle 'cerveau': Responsable de la gestion et du contrôle global du système en analysant les données, en tirant des conclusions appropriées et en prenant les mesures nécessaires.
- Instructions : Ils transmettent les décisions prises par le "cerveau" aux composants de la structure.
- Actionneurs : Ils déclenchent une réaction en activant les dispositifs ou les unités de surveillance, agissant ainsi sur le système en effectuant un travail mécanique.

1.1.3 Historique :

La pratique d'introduire des systèmes dans les structures pour réduire les vibrations a des origines anciennes. Cependant, les structures intelligentes dans le domaine du génie civil, permettant de contrôler la réponse aux vents et aux tremblements de terre, n'ont été développées qu'à partir des années 1950, principalement en raison de la complexité extrême du développement de tels systèmes. L'évaluation des structures cruciales est donc d'une importance primordiale dans ce contexte [6].

Une découverte significative a été faite concernant la gestion de la réponse sismique qui doit être réalisée à l'extrémité de la réception de la réponse de la structure. Dans un tel système structurel, Yao [7] a constaté que les séismes et les vents sont influencés non seulement par les membres structurels, mais également par une force de contrôle externe. Depuis les années 1970, des amortisseurs passifs ont été largement utilisés pour atténuer les vibrations dans les véhicules. Le Japon a été un pionnier dans l'application pratique des systèmes de contrôle des structures. Des essais ont été réalisés sur le système de contrôle en 1985. En 1989, une structure a été équipée d'un amortisseur actif à masse accordée (Active Mass Damper, AMD) afin de réduire sa réaction sismique. Des observations en temps réel et des simulations numériques ont été effectuées pour vérifier le système AMD [8].

Aux États-Unis, un consortium d'experts en contrôle des structures a été établi, accompagné d'un programme de recherche de cinq ans lancé en 1992, axé sur la sécurité, les performances et la réduction des risques [9].

Ces initiatives ont conduit à des avancées significatives dans le domaine des structures intelligentes pour la gestion. Ces avancements peuvent être catégorisés comme suit :

- 1- Élaboration de modèles pour les systèmes de contrôle et conception d'algorithmes.
- 2- Développement et expérimentation des systèmes de contrôle.
- 3- Utilisation de matériaux intelligents.

1.2 Généralités sur les méthodes de contrôle des structures intelligentes :

Il existe plusieurs méthodes pour gérer les vibrations structurelles causées par les tremblements de terre ou le vent. On peut distinguer quatre catégories de systèmes de contrôle, comme le montre la figure ci-dessous [10].

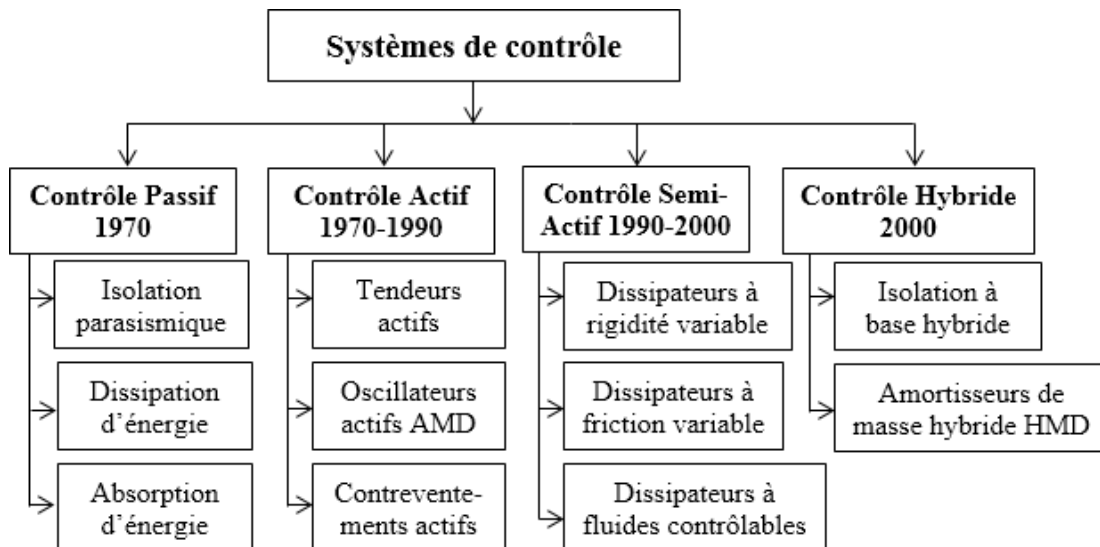


Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de contrôle. [10]

1.3 Les types des systèmes de contrôle :

Les différents systèmes de contrôle comprennent le contrôle actif, le contrôle passif, le contrôle semi-actif et le contrôle hybride. Chaque système présente des caractéristiques distinctes et des avantages spécifiques selon le contexte d'application.

Le domaine de la recherche sur le contrôle des structures de génie civil est relativement récent mais en plein essor. Ainsi, la construction de ponts légers avec une portée longue et de gratte-ciels très minces est devenue une tendance générale, ce qui requiert des matériaux performants et des technologies novatrices. Grâce à cela, les ingénieurs peuvent exprimer leur créativité.

L'exploration de diverses méthodes de contrôle dans la conception de structures flexibles a été étudiée en profondeur. Les techniques de surveillance sont liées à divers objectifs tels que :

- L'idée d'augmenter la durabilité de la structure, puis d'envisager la possibilité de sa rénovation ultérieure, a été prise en considération.
-
- Ergonomie pour les utilisateurs lors de leur passage à travers la construction.
- La réduction de la durée du chantier et, par conséquent, la diminution des interruptions de site causées par un vent trop fort entraîne un coût financier considérable [11].

Ilya quatre catégories distinctes :

- ✓ Le contrôle passive implique l'ajout d'un dispositif dissipateur à la structure. La transmission d'énergie ou le filtrage des forces dans la structure, au moins à une fréquence spécifique. Il n'a pas besoin de mesures, de calculs ou d'énergie externe. [12]
- ✓ Le Contrôle actif désigne les systèmes qui requièrent une source d'énergie externe importante afin de faire fonctionner les actionneurs qui fournissent des forces de commande ou de déplacement en certains points, en fonction de l'état du système.
Les valeurs sont calculées en utilisant des mesures collectées auprès des capteurs qui évaluent l'excitation et/ou la réaction de la structure [12]. Toutefois, il est également connu que ces systèmes sont souvent plus onéreux, plus complexes et moins fiables que les systèmes passifs.
- ✓ Le Contrôle semi-actif implique l'installation d'un dispositif ajustable qui ne nécessite pas une alimentation externe importante pour son fonctionnement. Ce système combine les caractéristiques des systèmes passifs et actifs.
- ✓ Le contrôle hybride consiste à combiner le système de contrôle actif et passif simultanément.

1.3.1 contrôle passif :

Le contrôle passif des systèmes repose sur l'utilisation d'appareils qui produisent des forces en réaction au mouvement de la structure. Cela nécessite de placer ces dispositifs à l'intérieur de la structure pour disperser et/ou absorber l'énergie, ou pour filtrer la transmission des efforts. On a choisi les méthodes d'amortissement passif en raison de leur facilité et de leur fiabilité. Il existe deux types: l'isolement sismique et dissipation d'énergie

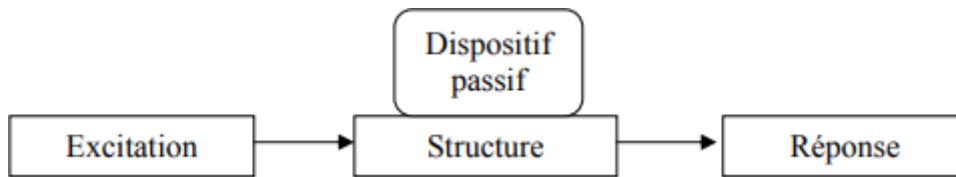


Figure 1.2 : Diagramme de contrôle passif.

1.3.1.1 Isolement sismique :

Ces dispositifs impliquent la mise en place, entre les fondations et la superstructure, de dispositifs très déformables horizontalement et très rigides verticalement. Ces dispositifs permettent d'isoler le mouvement du sol de la structure, ce qui diminue les forces transmises à celle-ci [13]. Les structures sont principalement affectées par les séismes en raison de l'équilibre entre la période naturelle de vibration de la structure et celle du séisme. L'isolement sismique vise donc à prolonger la période en focalisant les déformations sur système [14].

Les systèmes d'isolement sismique peuvent être classés en deux catégories :

1.3.1.2 Systèmes qui étatisent l'élastomère :

Un matériau isolant qui utilise un cercle comme base, tel que le système d'isolement élastomère avec un noyau de plomb (voir fig. 1.3.), possède un module de cisaillement relativement bas, estimé à environ 1 MPa. En conséquence, il est susceptible de subir des altérations notables sous l'impact des forces sismiques.

En raison de sa flexibilité latérale importante, l'élastomère autorise le déplacement latéral des extrémités de l'isolateur. Les plaques de renfort jouent également un rôle crucial en empêchant la dilatation de l'élastomère tout en offrant une rigidité verticale élevée.

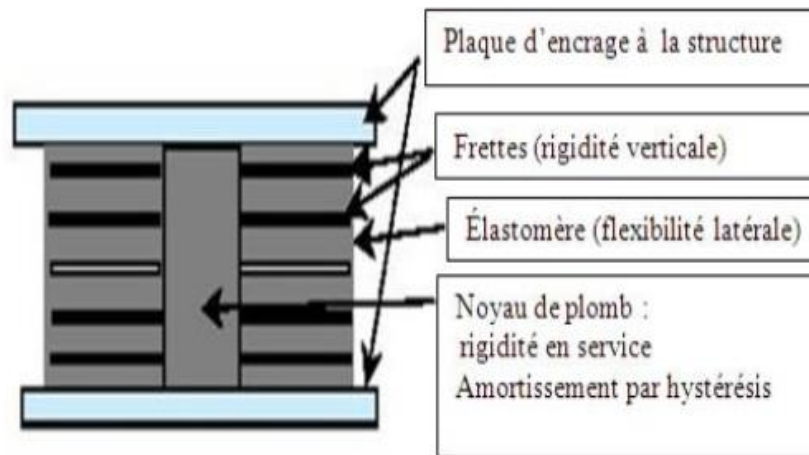


Fig 1.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb [15]

Pendant que l'isolateur se déplace en arrière, le noyau de plomb se déforme. Grâce à cette combinaison, l'isolateur a une grande capacité de dissipation d'énergie, ce qui renforce sa solidité, en particulier face aux forces statiques latérales. Le comportement du plomb est presque parfaitement élastoplastique, alors que celui de l'élastomère est linéaire-élastique. Ces deux éléments sont combinés pour obtenir une courbe quasiment idéale. [14]

Les systèmes en question rencontrent plusieurs contraintes majeures, notamment [12] :

La sensibilité aux variations de température est un élément à considérer. De la même manière, on peut constater une instabilité de l'appui lorsque la déformation latérale augmente. Il convient de souligner que les mesures de l'appui, notamment sa hauteur, peuvent engendrer des limitations pratiques, en particulier dans le cadre des applications de réhabilitation. De plus, la faible capacité de transmission des accélérations à haute fréquence du noyau de plomb réduit l'efficacité de l'isolation.

1.3.1.3 Systèmes qui utilisent le glissement :

L'interface coulissante de ces mécanismes permet de séparer les mouvements de la partie supérieure de la fondation, absorbant ainsi l'énergie sismique par frottement (fig. 1.4).

Ils jouent un rôle dans la réduction des forces latérales et des vibrations transmises à la structure, ce qui permet de préserver à la fois les bâtiments et leur contenu en cas de tremblement de terre. [16]

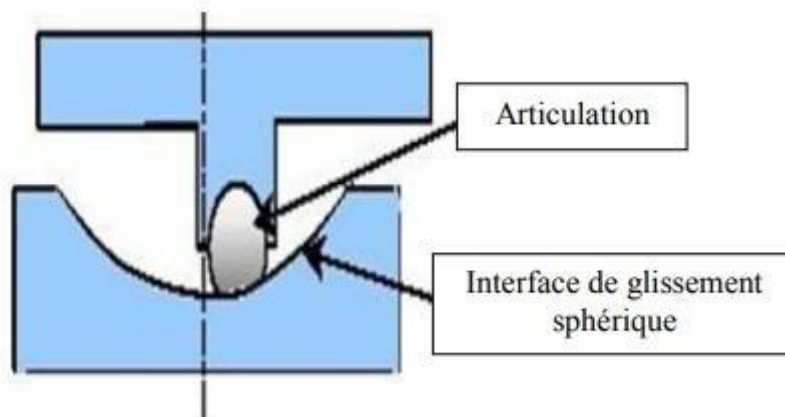


Figure 1.4 : Isolateur de type pendule à friction [13]

1.3.1.4 System de Dissipation d'énergie :

Si les systèmes passifs de dissipation d'énergie sont intégrés dans une structure, ils ont le même principe de base que les isolateurs. En outre, ils sont efficaces pour diminuer les différences de mouvement différentiel entre les éléments structurels, ce qui peut diminuer les dégâts qu'ils engendrent.

Au cours des dernières années, plusieurs études ont été menées afin d'améliorer le concept des systèmes de dissipation de puissance, et de nombreux appareils ont été mis en place à travers le monde.

Les systèmes principaux comprennent :

- amortisseurs en métal
- amortisseurs viscoélastiques
- Les amortisseurs utilisent un fluide visqueux.
- amortisseurs à liquide accordée

Avantage :

- Il est aisément installable.
- Il n'existe aucune pièce mobile.
- Il peut être facilement substitué.

Désavantage :

- Les amortisseurs passifs présentent des performances restreintes.

1.3.2 contrôle actif :

Selon un principe de régulation, un système de commande est opérationnel lorsque plusieurs actionneurs, à partir d'une source d'énergie externe, appliquent des forces sur une structure.

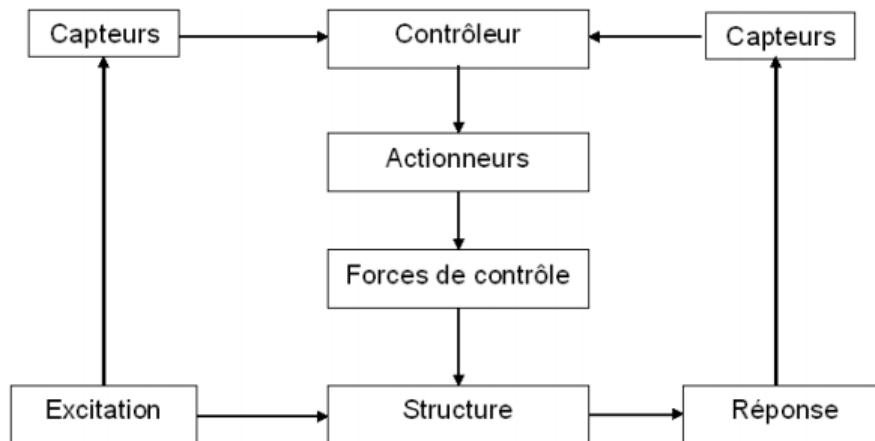


Figure 1.5 : diagramme de control actif [18]

Il est possible d'identifier le contrôle actif :

Le contrôle par anticipation, également connu sous le nom de Feedforward, implique la prévision et la planification des actions avant leur exécution, en identifiant les facteurs potentiels qui pourraient influencer les résultats souhaités. Il s'agit d'une approche proactive qui vise à minimiser les écarts entre les résultats attendus et les résultats réels en prenant des mesures préventives.

D'autre part, le contrôle par rétroaction, ou Feedback, intervient après l'exécution des actions pour évaluer les résultats obtenus par rapport aux objectifs fixés. Il repose sur l'analyse des informations sur les performances passées afin d'ajuster et de corriger les actions futures. Cette approche réactive permet d'identifier les erreurs et les lacunes afin d'améliorer les processus et d'optimiser les résultats à l'avenir.

Le contrôle optimal linéaire quadratique, souvent abrégé en LQG, est une méthode de contrôle utilisée dans les systèmes dynamiques linéaires où l'objectif est de minimiser un critère quadratique de performance sous contraintes. Il combine le contrôle optimal (LQ) et l'estimation d'état (G) pour produire une commande optimale en temps réel. [19,20,21].

Le placement des pôles est une technique de conception de contrôle qui consiste à choisir les gains du contrôleur de telle sorte que les pôles du système en boucle fermée soient situés à des emplacements spécifiques dans le plan complexe. Cela permet de réguler les performances du système en influençant sa réponse dynamique. [11].

Chapitre I

Le contrôle modal est une approche de conception de contrôle qui vise à placer les pôles du système en boucle fermée aux emplacements des modes désirés, généralement basés sur les caractéristiques modales du système. Cela permet de réguler sélectivement les modes de vibration ou de mouvement du système, ce qui peut être important dans les applications telles que le contrôle des vibrations ou le contrôle des structures. [11,21,23,24,18].

1.3.3 contrôle semi-actif :

Le principe essentiel du contrôle semi-actif est assez simple : il s'agit d'ajuster en temps réel les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipation d'énergie, ce qui nécessite seulement une quantité minimale d'énergie. C'est Karnopp qui a introduit ce concept pour la première fois en suggérant de modifier la force d'amortissement du fluide en régulant l'ouverture de la valve d'un amortisseur conventionnel, tel qu'un amortisseur hydraulique équipé d'une servovalve, permettant de réguler le débit d'huile grâce à une limitation. [18]

1.3.4 Le contrôle hybride :

Au début des années 2000, les systèmes hybrides ont émergé pour pallier au principal inconvénient des systèmes passifs et actifs. En termes généraux, le concept d'« hybride » implique la combinaison d'un système de contrôle passif et actif, dans le but de tirer parti des avantages de chacun [17].

Les performances du système sont améliorées, en particulier pour les basses fréquences, grâce à la synergie entre les contrôles passifs et actifs [13].

Il réduit la dépendance à une alimentation externe, ce qui améliore la fiabilité.

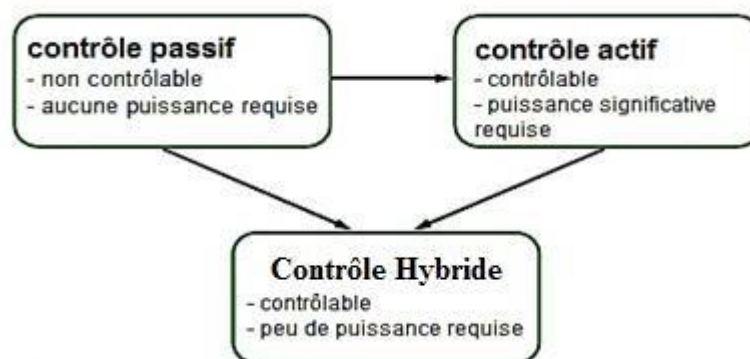


Figure 1.6 combinaison des trois contrôles passif, actif et hybride [17].

- Le système passif bénéficie d'une fiabilité accrue grâce à l'adaptabilité du système actif.

1.4 Conclusion :

Le premier chapitre explore les systèmes de contrôle de vibration, couvrant les techniques passives, actives, semi-actives, ainsi que les approches hybrides. Une brève analyse des systèmes de contrôle passif est fournie, ainsi qu'une discussion des principes régissant le contrôle actif, semi-actif et hybride. Ces quatre méthodes de contrôle sont essentielles pour diminuer le déplacement contre les effets de séisme. Notre recherche se concentre sur la compréhension des méthodes utilisées pour concevoir les algorithmes de contrôle actif et semi-actif. Nous présentons également divers dispositifs proposés dans la littérature. L'étude se concentre spécifiquement sur les amortisseurs à masse accordée (TMD), en explorant différentes configurations parmi les divers types de dispositifs disponibles.

Chapitre 2 : Revue de Littérature

2.1 Introduction :

Dans les secteurs du génie civil, des transports et des structures linéaires plus académiques, les amortisseurs de masse accordée (TMD) ou les absorbeurs de vibrations accordés (TVA pour Tuned Vibration Absorber) sont largement reconnus comme des méthodes efficaces pour réduire les vibrations. Pour être performants, ces dispositifs d'amortissement doivent être réglés afin de correspondre à la fréquence naturelle de la structure à contrôler.

L'avènement des amortisseurs purement non linéaires depuis le début des années 2000 a ouvert de nouvelles perspectives dans le domaine des amortisseurs dynamiques. Cependant, le transfert d'énergie ne démarre qu'à partir d'un seuil d'énergie minimum, bien qu'il soit irréversible. Ce seuil a récemment été réduit en utilisant une raideur linéaire négative pour créer un amortisseur bistable. L'élargissement de la plage de fréquences contrôlables permet également de s'attaquer aux structures non linéaires. Par exemple, il est possible d'adapter la forme de la non-linéarité d'un amortisseur pour qu'elle corresponde à celle de la structure principale, en utilisant des poutres à section variable dans leur fabrication. Dans le domaine de l'électromagnétisme, des amortisseurs utilisant des électroaimants ont également été développés pour réduire les vibrations des structures linéaires, selon les travaux de Liu et Liu [9].

2.2 System de couple de contrôle passif (AMA) :

Au cours des dernières années, de nombreuses avancées ont été réalisées dans le développement de machines de contrôle visant à réguler les vibrations des structures. Parmi celles-ci, (TMD) se démarquent comme les instruments les plus largement utilisés dans divers domaines du génie civil, notamment dans la construction de bâtiments et d'ouvrages d'art, pour atténuer les oscillations induites par des phénomènes tels que les séismes ou d'autres causes [27].

Leur opération est étroitement liée à la structure qu'ils préservent, travaillant pour diminuer sa réaction dynamique. En modifiant la fréquence de l'amortisseur à une valeur précise, il peut résonner en phase opposée avec les mouvements de la structure, absorbant ainsi l'énergie qui autrement serait transférée à celle-ci [28].

Nous avons constaté que l'emploi d'amortisseurs de masse accordée passifs (TMD) est un moyen facile, efficace, accessible et fiable pour éviter les vibrations non souhaitées des structures, qu'elles soient provoquées par des excitations externes [29].

Le bloc de béton placé au sommet du bâtiment Citicorp Center à New York dans les années 1970 (figure 2.1).

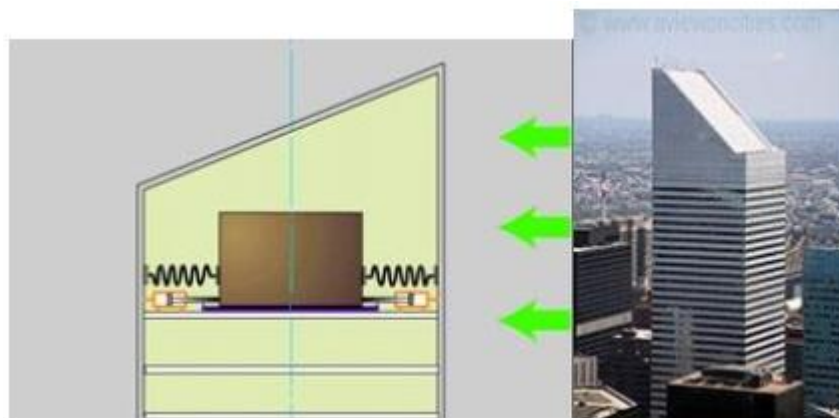


Figure 2.1 bâtiment Citicorp Center à New York [31]

La deuxième forme d'amortisseur à masse accordée est largement utilisée, comme c'est le cas dans la tour Taipei101 (voir figure 2.2). Cette tour détient le plus grand et le plus lourd amortisseur de masse accordée au monde. Le pendule en acier de 800 tonnes, installé au 87ème étage, offre une amplitude de mouvement pouvant atteindre 1,5 mètre, ce qui permet d'atténuer de 30---40 % les oscillations de l'édifice provoquées par les vents forts ou les séismes. Suspendu du 92ème étage par des câbles à haute résistance, l'amortisseur est revêtu d'or sur sa surface (voir figure 2.2).

Les systèmes de contrôle TMD ont été introduits dans la protection des structures contre les influences extérieures à partir des années 1970 [33]. Au cours des vingt dernières années, ces systèmes ont été installés dans de nombreuses constructions de grande hauteur, afin de diminuer les vibrations des structures. Ils ont été utilisés de manière générale et variée.

Au Japon, il s'agit à la fois de passerelles comme le London Millenium Foot bridge et de monuments comme le pont (hauban d'Okutama). Ils se démarquent des autres types par leur aptitude à maintenir une stabilité intrinsèque du système contrôlé. Les performances d'un TMD sont fortement influencées par les paramètres réglés, et leurs performances sont très variables en fonction de l'évolution de la structure et du type de chargement.



Figure 2.2.tour de Taipei101 a une tour pendulaire [32]

2.3 L'utilisation des alliages à mémoire de forme dans le contrôle passif :

Les scientifiques sont confrontés au défi de garantir la stabilité des bâtiments après un séisme. Ces dernières années, de nombreuses avancées technologiques ont été réalisées dans le domaine des matériaux d'amortissement pour répondre aux exigences de l'ingénierie visant à réduire le risque sismique. Parmi ces avancées, on trouve l'utilisation de dissipateurs comme les alliages à mémoire de forme (SMA). Ces matériaux présentent des propriétés mécaniques exceptionnelles qui peuvent être avantageuses pour les applications en génie civil, notamment dans la réhabilitation et la protection contre les séismes. La restauration des structures classées au patrimoine mondial reste un défi majeur, car de nombreuses d'entre elles ont subi des dommages partiels à la suite de séismes successifs. Différents usages ont été développés pour déterminer l'efficacité de ce matériau intelligent. Plusieurs méthodes novatrices utilisant le SMA sont disponibles dans la littérature. [42]

2.4 Les amortisseurs à masse accordée -TMD :

Les TMD , également connus sous le nom, sont des méthodes d'amortissement passif couramment employées en génie civil.

Ils ont pour objectif de dissiper autant d'énergie que possible transmise à la structure principale à contrôler, en ajustant la rigidité et la masse de ces systèmes. Néanmoins, un désavantage important réside dans la masse considérable de l'amortisseur, ce qui peut entraîner une surcharge de la structure.

2.4.1 Historique de TMD :

Le succès des dispositifs à TMD dans le domaine du génie civil est très important. Ils ont été utilisés par des pionniers comme Frahm (1911) et Den Hartog (1928), qui les ont d'abord incorporés dans différents systèmes mécaniques. Les TMD ont été largement utilisés avec succès dans la construction de gratte-ciel et de tours à travers le monde depuis les années 70. Ils ont démontré leur efficacité dans la diminution des vibrations causées par le vent.

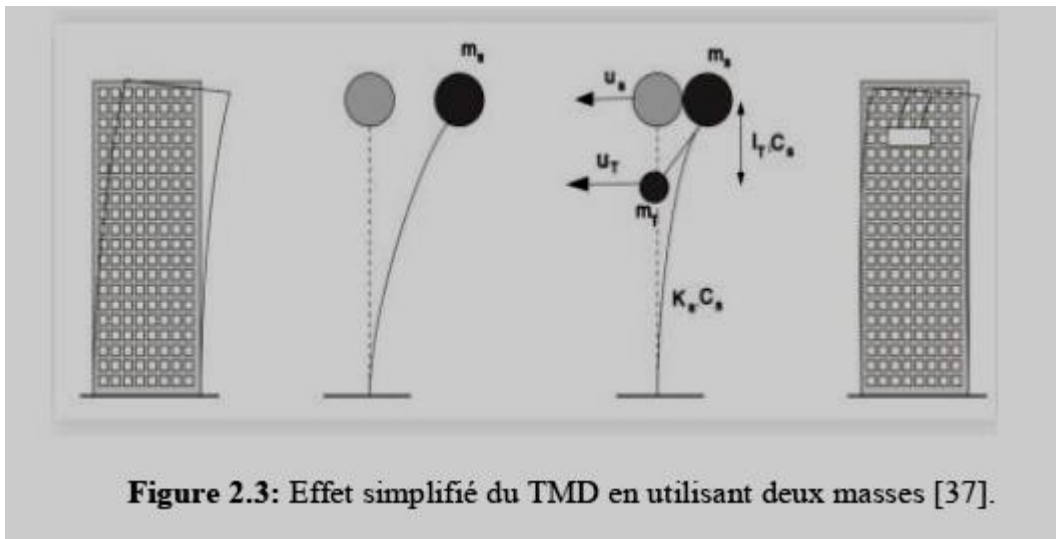
De nombreuses recherches ont été réalisées au cours des dernières décennies afin d'évaluer l'effet des TMD sur la résistance des structures de bâtiments à la sismicité. Parmi ces travaux, il est possible de mentionner l'analyse du bâtiment "Pangu Plaza" [2].

2.4.2 Description de l'utilisation des TMD :

Le dispositif d'absorption passive de l'énergie, connu sous le nom d'amortisseur à masse accordée, se compose - masse ,ressort montés sur un système vibrant dans le but de réduire la réaction aux vibrations [24]. En ajustant correctement la fréquence de l'amortisseur, il est possible de diminuer l'amplitude maximale de la structure, comme illustré dans la figure 2.21, TMD. Ce mécanisme agit comme un contrebalancement passif pour la structure.

Lorsque la structure entre en mouvement, le TMD est entraîné par ce mouvement, ce qui permet à la structure de transférer son énergie cinétique à destination du système TMD afin d'être absorbée par l'amortisseur visqueux de ce dernier. [36].

En réglant sa fréquence sur l'une des fréquences de la structure, un amortisseur TMD s'oppose toujours au mouvement de celle-ci, ce qui permet d'amortir ou de réduire le mouvement vibratoire. Il est bien connu que l'utilisation d'un amortisseur de masse accordée peut être bénéfique pour réduire la réponse des systèmes structuraux aux excitations harmoniques et aux forces du vent. Cependant, en ce qui concerne la diminution des effets des charges sismiques, il n'existe pas de consensus général [31].



On peut décrire un TMD en utilisant trois paramètres :

- ✓ Le rapport de fréquence mesure la relation entre la fréquence de base de l'amortisseur et la fréquence naturelle du système. $f = \omega_d / \omega_0$
- ✓ Le rapport- d'amortissement du TMD s'évalue à $\xi = c / 2 m \omega_d$.

Les deux formes principales d'utilisation des dispositifs de masse à amortissement (TMD) sont les suivantes. La forme la plus fréquente est celle d'une masse attachée à la structure principale par un ressort et équipée d'un amortisseur. Le bloc de béton placé au sommet du bâtiment Citicorp à New York dans les années 1970 est un exemple emblématique, qui se déplace sur une surface lisse avec un lubrifiant pétrole. [34].

La seconde possibilité consiste à utiliser un amortisseur de masse réglé par pendule. Ce type d'amortisseur est représenté par l'installation d'un pendule de 730 tonnes dans le bâtiment Taipei 101, qui a une hauteur de 508 mètres. Ce système a été instauré afin de maintenir la tour stable en cas de perturbations externes comme un tremblement de terre ou un vent [18].

Les trois principaux modes de vibration d'un bâtiment de 12 étages sont présentés dans la figure ci-dessous. On a réalisé une analyse modale pour trois exemples distincts. Dans le premier exemple, il n'y a pas de TMD, dans le deuxième exemple, il y a un TMD au 10ème étage, et dans le troisième exemple, il est situé au 8ème étage [3].

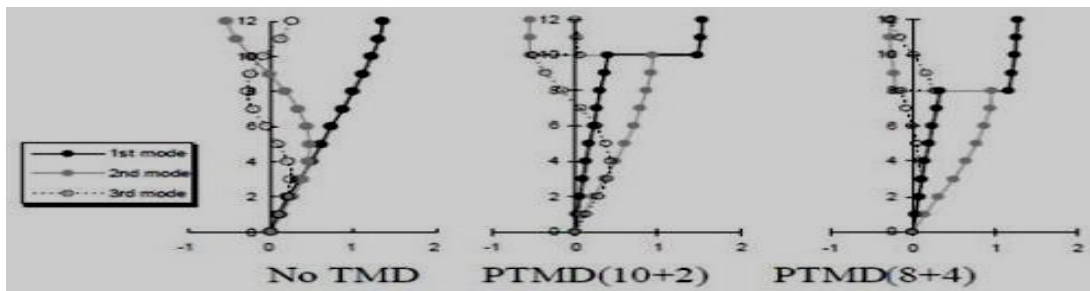


Figure 2.4 : L'analyse modale des structures avec TMD (Chey et al, 2010)

Puisque la structure pas contrôlé (sans TMD) ne subit qu'une seule forme de vibration pour, cela suggère clairement que le lieu d'installation du TMD est Excellent pour garantir un comportement optimal. [3]

2.4.3 Théorie Fondamentale:

Le TMD, aussi appelé amortisseur accordé de vibration, est un dispositif de dissipation d'énergie qui, dans sa forme la plus simple, est constitué d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur visqueux [22] (Figure 2.5).

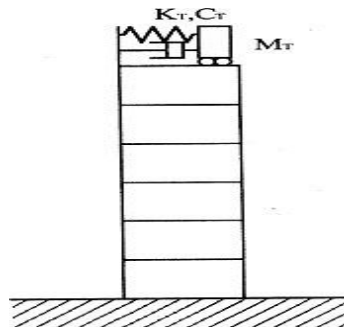


Figure 2.5 : Amortisseur à mass accordé sur une structure [20]

Le concept d'un TMD sans dispositif d'amortissement intégré a été élaboré par Frahm en 1909 afin de réduire le mouvement de roulement des navires. Une première théorie du TMD avec le dispositif d'amortissement intégré a été exposée par Ormondroyd et Den Hartog quelques années plus tard. Tandis qu'un amortisseur traditionnel dissipe habituellement de l'énergie supplémentaire sur une vaste plage de fréquences, un TMD ne fonctionne efficacement que dans une plage de fréquences restreinte.

C'est un comportement qui est étroitement lié à la transmission de l'énergie du système primaire vers le TMD.

Par conséquent, lorsque le TMD est attaché à une structure continue, il ne peut amortir qu'un mode de vibration spécifique [33].

2.5 Utilisation du système TMD dans le domaine de génie civil :

2.5.1 Première mise en œuvre DU TMD :

"Frahm a présenté en 1909 le TMD, un dispositif de détection des vibrations dynamiques [39], dont le but est de réguler ces vibrations. Les scientifiques ont réalisé de nombreuses avancées dans la théorie et l'application du contrôle passif depuis lors. En 1950, les ingénieurs de l'ex-Union soviétique ont utilisé le pendule percussif sur des tours en acier et des cheminées pour réduire les vibrations structurelles provoquées par les vents".

Les années 1970 ont vu l'installation de centaines de tonnes de masse damper sur la tour John Hancock, à 343,5 mètres de hauteur à Boston, et sur le Citicorp Center, à 292,6 mètres de hauteur à New York. Cette disposition a considérablement diminué la sensibilité aux vents.

L'installation du premier TMD au Japon a eu lieu en 1980 sur la tour portuaire de Chiba, puis sur le pont Funade à Osaka. En 2004, la Tour Taipei 101 à Taiwan a été équipée du plus grand amortisseur au monde, un TMD avec 660 tonnes de sphères.

2.5.2 Utilisation sur les ponts:

Aujourd'hui, de nombreux ponts sont réalisés à l'aide de la technologie des TMD. Il est évident qu'un pont est exposé à différentes forces, comme le vent et les séismes. C'est la raison pour laquelle le TMD peut être une approche permettant de réguler ou de diminuer les vibrations liées à un mouvement sismique sur le pont.

Le Millennium Bridge est un exemple exemplaire de l'intégration des systèmes TMD dans les conceptions de ponts (figure 2.6). Bridge House Estates est le propriétaire de cet ouvrage suspendu en acier destiné aux piétons, qui traverse la Tamise à Londres. Sa construction a débuté en 1998 et il a été inauguré le 10 juin 2000. Cependant, juste deux jours après son ouverture, le pont a dû être fermé en raison de mouvements de balancement excessifs constatés lors d'une manifestation organisée par "Save the Children". En conséquence, le pont est resté fermé pendant deux ans avant de rouvrir ses portes en 2002[4].



Figure 2.6 : Le Bridge Millenium de Londres

2.5.3 Des exemples des l'utilisation à travers le monde:

Malgré l'accent mis sur les systèmes, les TMD ont été employés afin d'améliorer la réaction des structures face à l'excitation du vent [38]. Voici une brève description des diverses catégories d'amortisseurs employées dans différentes structures. Les articles ci-dessous fournissent des renseignements concernant les TMD. Après une configuration adéquate, un amortisseur de translation à masse...

Dans la figure 2.7, on peut observer la configuration traditionnelle d'un TMD de translation indirecte. Les roulements sont utilisés comme des rouleaux pour faire avancer la masse, ce qui lui permet de se déplacer en arrière par rapport au sol. Les utilisations de ce type d'amortisseur sont illustrées ci-dessous [38].

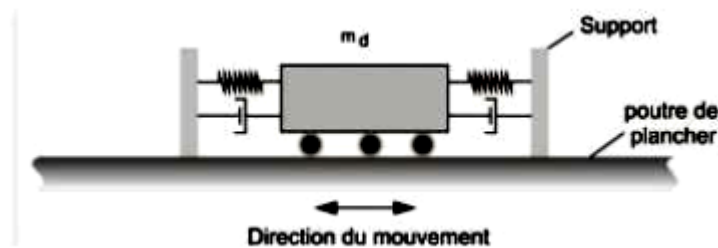


Figure 2.7 Un amortisseur avec une masse de translation accordé [38].

- Sur chaque étage de la Tour John Hancock, deux TMD ont été installés pour atténuer la réponse aux charges induites par le vent. La force de ces amortisseurs, de 2700 kN, est constituée de deux boîtes en acier remplies de plomb, placées aux deux extrémités opposées du sol afin de résister aux oscillations et aux torsions causées par la structure. Le système se déclenche automatiquement lorsque l'accélération horizontale dépasse 0,003 g pendant deux cycles consécutifs. Un financement de 3 millions de dollars a été alloué à ce système, ce qui a entraîné une réduction du coefficient de balancement de la structure de 40 à 50%. [40][38].

À Osaka, au Japon, la Crystal Tower est équipée de pendules TMD qui permet de diminuer le vent dans les deux sens. La tour a un âge de base d'environ 4 secondes dans la direction nord-sud et 3 secondes dans la direction est-ouest [38]. En tant que contrepoids, six refroidisseurs d'air et réservoirs de stockage, d'une capacité totale de 540 tonnes, ont été mis en place. Quatre d'entre eux, de 360 tonnes, sont placés le long de l'axe nord-sud, tandis que les deux autres, de 180 tonnes, sont équipés de pendules de 3 mètres de long orientés est-ouest. Les vibrations de la structure ont été réduites de moitié grâce à cette configuration, qui a coûté environ 350 000 dollars [40].

Chapitre II

- Le dispositif de pendule à masse amortie (TMD) de Taipei101, d'une hauteur de 508 mètres, est constitué d'une sphère en acier pesant 730 tonnes (figure 2.8). Il est suspendu à une longueur L pour s'aligner avec la fréquence naturelle de vibration de la tour, qui est de 0,14 Hz. Son objectif principal est de réduire les accélérations ressenties au sommet de la tour de 30 à 40% [41].

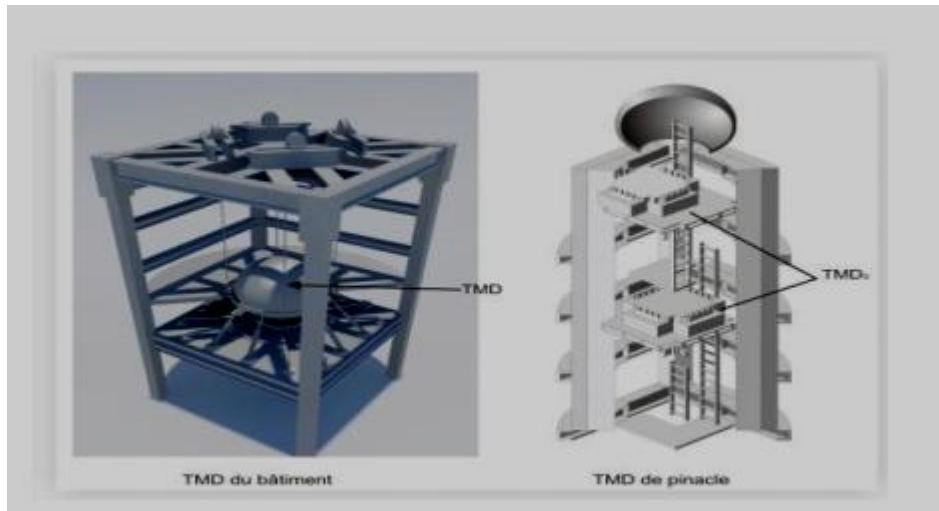


Figure 2.8 : Les systèmes de TMD pendulaire et de translation [41]

2.5.4 Avantages et inconvénients :

La mise en place d'un amortissement de masse ajusté semble être une méthode efficace pour incorporer l'amortissement dans une structure et ainsi modifier sa résistance aux facteurs dynamiques. Ces amortisseurs ne perturbent que légèrement la conception de la structure, car elle ne requiert pas de directives de conception particulières. Ils sont simples à concevoir et à construire, ne demandant que le placement de masses, de ressorts et d'amortisseurs à des endroits appropriés de la structure, sans nécessiter des équipements complexes.

Les autres bénéfices incluent [31] :

- ✓ Leur fonctionnement.
- ✓ Ils peuvent faire face à une légère excitation.

- ✓ Ils peuvent être pris en considération lors de la réalisation de la nouvelle conception et de la réhabilitation.
- ✓ Ils requièrent peu de maintenance.

Bien que le système TMD présente des bénéfices, il n'est pas toujours la solution idéale en raison des raisons suivantes :

Chapitre II

✓ Le rôle de TMD se limite à réguler la réponse de la structure dans l'un de ses modes.

Par conséquent, lorsque la réponse d'une structure est importante dans plusieurs modes, il est nécessaire d'utiliser plusieurs amortisseurs [31][30].

✓ Doit avoir une masse suffisamment importante pour assurer son efficacité, ou doit disposer d'un espace d'installation suffisamment grand [31] [30].

✓ La durée de vie d'un bâtiment évolue avec le temps. Le TMD réduit son efficacité et n'est pas facilement modifiable [30].

✓ Leur performance repose sur la fiabilité de leurs protocoles. Il est difficile de prédire la fréquence normale d'une structure avec une grande précision [31].

Le poids maximum pouvant être réellement placé au sommet d'une structure limite l'efficacité des amortisseurs à masse réglable [31].

2.6 Conclusion :

Ce chapitre a exposé les diverses méthodes et technologies disponibles afin de faire face aux effets des séismes et ainsi préserver nos infrastructures. D'après les références bibliographiques, la TMD est efficace pour diminuer le mouvement des structures lors de l'application de charges dynamiques comme les séismes ou les vents. Pour assurer la bonne marche du système TMD lors d'un séisme, il est essentiel de saisir les mécanismes de dimensionnement et d'installation, ce qui sera étudié en détail dans le prochain chapitre.

Chapitre 3 : Formulation

Mathématique du TMD

3.1 Introduction :

Il est essentiel de fournir des modèles mathématiques et des équations pour simuler le fonctionnement de chaque système de contrôle.

3.1.1 Le rôle de système parasismique :

L'objectif principal du système parasismique est de garantir que les ondes sismiques qui se propagent dans le sol parviennent au bâtiment avec une période différente de celle des périodes propres de l'infrastructure. Cela empêche le bâtiment de résonner lors des séismes.

3.1.2 Systèmes parasismiques TMD :

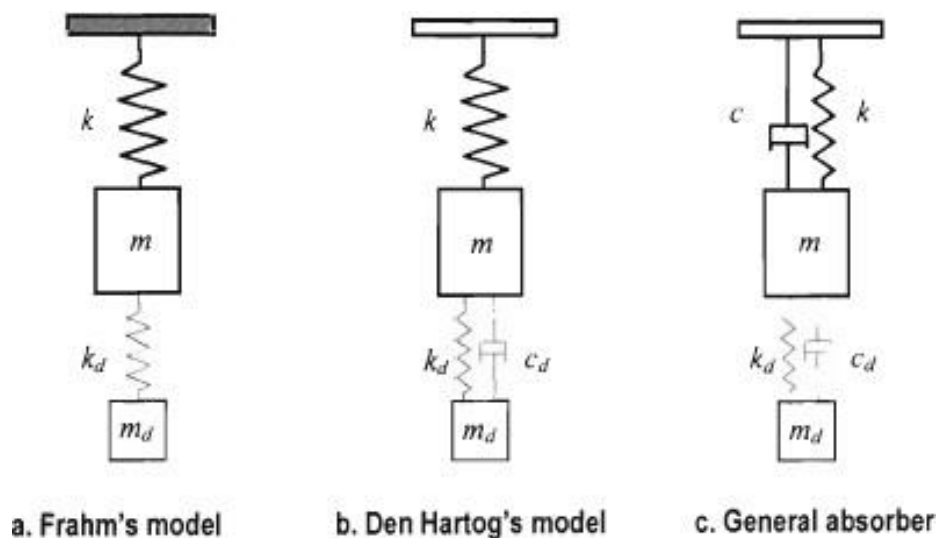


Figure 3.1: différents type de TMD

Les systèmes parasismiques passifs sont fréquemment employés dans les grandes tours en tant que amortisseurs à masse accordée. Selon cette technologie, une masse est fixée à la structure grâce à un ressort et un amortisseur linéaire afin de réguler les vibrations. L'amortisseur a une fréquence qui varie en fonction des caractéristiques du bâtiment.

Une fois que cette fréquence est proche de celle des ondes sismiques, l'amortisseur absorbe leur énergie afin de diminuer les secousses du bâtiment.

3.2 Équation de mouvement et dynamiques des structures:

En effet, deux méthodes principales peuvent être utilisées pour obtenir la réponse dynamique des structures : l'analyse statique et l'analyse dynamique.

Pour l'analyse statique, on peut approximer la charge dynamique causée par les perturbations externes. En substituant la complexité des charges dynamiques par une charge statique équivalente, cette méthode rend le calcul beaucoup plus simple et permet d'obtenir rapidement une estimation de la réponse.

Toutefois, il convient de souligner que cette méthode peut parfois sous-estimer ou surestimer la réelle réponse de la structure, en particulier lorsque les effets dynamiques sont importants. Dans ces cas, il est souvent indispensable d'effectuer une analyse dynamique plus approfondie afin d'évaluer de manière précise la réponse structurelle aux perturbations externes.

Par conséquent, on peut formuler ces équations de la façon suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{r\}\{x_g\} \quad \dots\dots\dots\text{èq. (1)}$$

$[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement et $[K]$ la matrice de rigidité. $\{r\}$ est le vecteur d'influence du séisme sur la structure et plus précisément sur chaque étage (masse), généralement le vecteur $\{r\}$ est un vecteur unitaire, $\{x\}$ est le vecteur contenant les déplacements relatifs des étages de la structure par rapport au sol. La dérivée en temps du vecteur

$\{x\}$ donne le vecteur de la vitesse et le vecteur d'accélération de la structure, l'accélération du sol appliquée sur le système est donnée par le vecteur $\{x_g\}$.

sur la gauche de l'équation (1) on trouve la force d'inertie /la force d'amortissement et la force élastique et Le terme représentant l'excitation sismique est à droite de l'équation (1).

3.2.1 Les Hypothèses :

Les hypothèses suivantes sont nécessaires pour formuler mathématiquement :

- ✓ On ne considère que les mouvements horizontaux, Puisque le sol doit s'orienter dans la direction des plans symétriques du bâtiment, seuls les mouvements horizontaux sont pris en compte.
- ✓ Effectivement, la structure peut être représentée comme un système linéaire à plusieurs NDDL où la masse est concentrée à chaque étage et dont la rigidité effective est définie.
- ✓ On néglige l'interaction entre le sol et la structure.

3.2 représentation mathématique des équations de mouvement

3.2.1 Structure sans dispositif de contrôle :

La figure montre indique un structure à plusieurs étages modélisés comme des systèmes possédant (NDDL).

Dans ce contexte, on présume que :

- 1/ la masse de la structure est centralisée sur les planchers.
- 2/ La rigidité concentrée des poutres
- 3/ la force axiale dans les poteaux n'entraîne pas de déformations dans la structure.

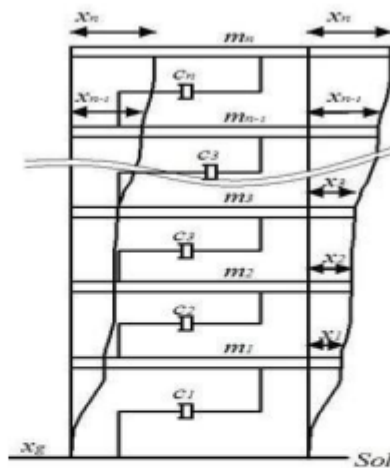


Figure 3.2 : structure à plusieurs degrés de liberté

L'équation du mouvement de chaque masse peut être écrite comme suit : l'équation (2)

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1) = m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 x_2 (x_2 - x_1) - c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3 (x_3 - x_2) = m_2 \ddot{x}_g \\ m_3 \ddot{x}_3 + c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) + k_3 (x_3 - x_2) - c_4 (\dot{x}_4 - \dot{x}_3) - k_4 (x_4 - x_3) = m_3 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_{n-1} \ddot{x}_{n-1} + c_{n-1} (\dot{x}_{n-1} - \dot{x}_{n-2}) + k_{n-1} (x_{n-1} - x_{n-2}) - c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n (x_n - x_{n-1}) = m_{n-1} \ddot{x}_g \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = m_n \ddot{x}_g \end{array} \right. \dots\dots\dots (2)$$

Chapitre III

- Les équations deviennent sous forme matricielle(3)

$$\begin{bmatrix} m_1 & & & & & & & & \\ & m_2 & & & & & & & \\ & & m_3 & & & & & & \\ & & & \ddots & & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & & \\ & & & & & m_n & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & & & & & & \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & & & & \\ & -k_3 & k_3+k_4 & & & & & \\ & & -k_4 & \ddots & & & & \\ & & & \ddots & k_{n-1}+k_n & -k_n & & \\ & & & & k_n & k_n & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -m_1 \\ -m_2 \\ -m_3 \\ \vdots \\ -m_{n-1} \\ -m_n \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & & & & & & & \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 & & & & & & \\ & -c_3 & c_3+c_4 & & & & & & \\ & & c_4 & & \ddots & & & & \\ & & & \ddots & \ddots & \ddots & & & \\ & & & & c_{n-1}+c_n & -c_n & & & \\ & & & & -c_n & c_n & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{bmatrix}$$

.....(3)

C'est la même forme que l'éq. (1) très connue dans le domaine de la dynamique des structures.

3.2.2 Structure avec dispositif de contrôle

3.2.2.1 Structure équipés par TMD

Le fonctionnement principal du TMD repose sur l'ajustement de la fréquence naturelle du mouvement de la masse secondaire attachée à la structure, de sorte qu'elle résonne avec la fréquence naturelle de la structure elle-même lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques. Ce système est généralement placé au sommet de la structure.

Ainsi, lorsque la masse du TMD entre en résonance avec le mouvement de la structure primaire.

Cette action permet de réduire les vibrations indésirables et d'améliorer la stabilité de la structure face aux charges sismiques.[43]

Les notes suivantes sont admises :

Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMD)

$$\omega_{tmd} = \sqrt{\frac{k_{tmd}}{m_{tmd}}} \quad \dots\dots \text{eq 3.1}$$

Fréquence naturelle du système primaire (structure)

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad \dots\dots \text{eq 3.2}$$

Le rapport des masses

$$\mu = \frac{m_{tmd}}{m_s} \quad \dots\dots \text{eq 3.3}$$

- m_{tmd} masse / TMD , m_s : masse de structure

$$f_{tmd} = \frac{f_s}{\mu+1} \quad \dots\dots \text{eq 3.4}$$

$$k_{tmd} = f_s \times m_{tmd} \quad \dots\dots \text{eq 3.5}$$

$$c_{tmd} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu+1)^3}} \quad \dots\dots \text{eq 3.6}$$

3.2.2.1.1 TMD installé au dernier étage :

La figure présente les équations de mouvement d'une structure équipée d'un TMD au dernier étage, qui sont représentées sous forme matricielle, selon l'expression suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}\} + [C_t]\{\dot{x}_t\} + [K_t]\{x_t\} = -[M_t]\{r\}\{\ddot{x}_g\} \quad \text{éq. (2)}$$

$$m_d(\ddot{X} + \ddot{X}_d) + C_d \dot{X}_d + K_d X_d + = - m_d \ddot{x}_g \quad (3)$$

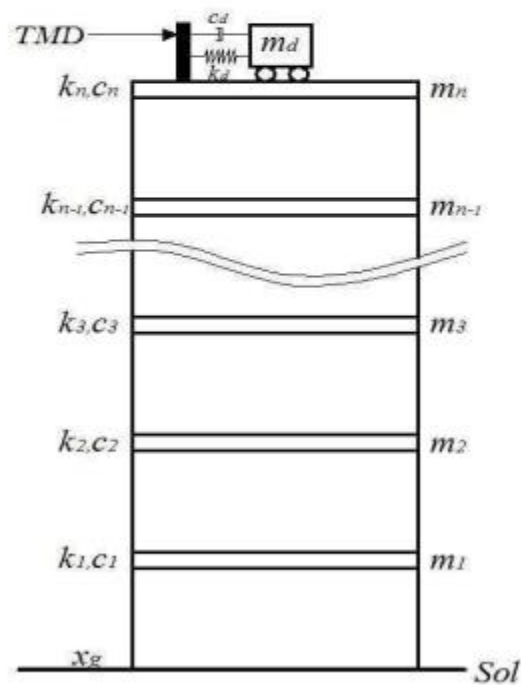


Figure 3.3 Structure à plusieurs étages équipée d'un TMD à l'installé au dernier étage

L'indice "t" indique la position de TMD situé au dernier niveau des structures.

au manière suivante : $[K_t]$ et la matrice de rigidité $[C_t]$, la matrice d'amortissement $[M_t]$ L'équation (1) présente la matrice de masse contrôlée.

$$M_t = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & & & & & \\ & m_2 & & & & & & & & & \\ & & m_3 & & & & & & & & \\ & & & \ddots & & & & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & & & & \\ & & & & & m_n & & & & & \\ & & & & & & m_{tmd} & & & & \end{bmatrix} \dots \text{Matrice(1)}$$

$$C_t = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & & \\ & -c_3 & c_3 + c_4 & & c_4 & \\ & & & \ddots & \vdots & \\ & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n \\ & c_4 & & & & \\ & & & & -c_n & c_n + c_{tmd} & -c_{tmd} \\ & & & & & -c_{tmd} & c_{tmd} \end{bmatrix} \dots\dots\dots\text{Matrice (2)}$$

$$K_t = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & -k_3 & & \\ & -k_3 & & k_3 + k_4 & -k_4 & \\ & & & -k_4 & \ddots & \ddots \\ & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & -k_n & k_n + k_{tmd} & -k_{tmd} \\ & & & & & & -k_t & k_{tmd} \end{bmatrix} \dots\dots\dots\text{Matrice (3)}$$

3.2.2.1.2 TMD installé sur l'étage n :

- Si le TMD est positionné au dernier étage, les éléments de l'équation 1 peuvent être ajustés de la manière suivante :
- Supposons un TMD qui est posé au deuxième étage.
- Dans la deuxième ligne et la deuxième colonne, on peut constater la rigidité et l'amortissement du TMD.

$$M_{t_2} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & m_3 & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & & & & m_{n-1} & & \\ & & & & & m_n & \\ & & & & & & m_{tmd_2} \end{bmatrix} \dots\dots\dots\text{Matrice(4).}$$

$$C_{t2} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 + c_{tmd} & -c_3 & & & & & & \\ & -c_3 & c_3 + c_4 - c_4 & & & & & & \\ & & & \ddots & \ddots & & & & \\ & & c_4 & & \ddots & c_{n-1} + c_n & & -c_n & \\ & & & & & & & & c_{tmd} \\ & & -c_{tmd} & & -c_n & c_n + c_{tmd} & & -c_{tmd} & \\ & & & & & & -c_{tmd} & & c_{tmd} \end{bmatrix} \dots\dots\dots \text{Matrice (5).}$$

$$K_t = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 + k_{tmd} & -k_3 & & & & & & -k_{tmd} \\ & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & & & & & \\ & & -k_4 & & \ddots & \ddots & & & \\ & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n & & \\ & -k_{tmd} & & & & -k_n & k_n + k_{tmd} & -k_{tmd} & \\ & & & & & & -k_t & & k_{tmd} \end{bmatrix} \dots\dots\dots \text{Matrice (6)}$$

Chapitre III

l'éq.(1), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_t\}$ $\{\dot{x}_t\}$ $\{\ddot{x}_t\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur vitesse et le vecteur d'accélération de la structure avec TMD :

$$\{x_{t2}\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \\ x_{tmd} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{Vecteur (1)}$$

$$\{\dot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{tmd} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{Vecteur (2)}$$

$$\{\ddot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{tmd} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{Vecteur (3)}$$

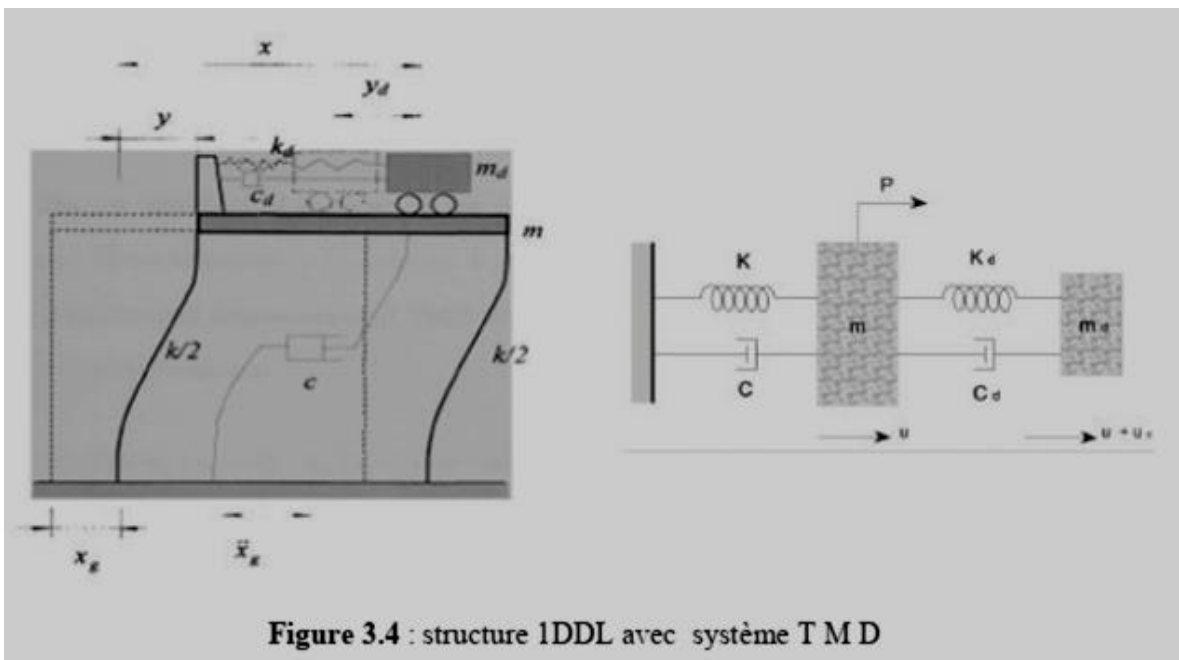


Figure 3.4 : structure 1DDL avec système TMD

3.5 Solution de l'équation d'équilibre dynamique :

Pour résoudre l'équation, diverses méthodes d'intégration sont disponibles, parmi lesquelles nous avons choisi MATLAB en raison de sa richesse en méthodes de résolution. Les méthodes les plus couramment utilisées incluent :

- La Méthode des Éléments Finis
- La Superposition- Modale
- méthode de Newmark- β (souvent utilisée en conjonction avec les Tuned Mass Dampers - TMD)

Ensuite, il effectue une vérification avec SAP2000.

3.5.1 Méthode de Newmark- β :

Le calcul est représenté de la façon suivante: Newmark- β [44].

$$x_{i+1} = x_i + \Delta \dot{x}_i + \Delta^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_i + \beta \ddot{x}_{i+1} \right] \quad \text{eq. (4)}$$

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \Delta [(1 - \gamma) \ddot{x}_i + \gamma \ddot{x}_{i+1}] \quad \text{eq. (5)}$$

$$x_{d+1} = x_d + \Delta \dot{x}_d + \Delta^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_d + \beta \ddot{x}_{d+1} \right] \quad \text{eq. (6)}$$

$$\dot{x}_{d+1} = \dot{x}_d + \Delta [(1 - \gamma) \ddot{x}_d + \gamma \ddot{x}_{d+1}] \quad \text{eq. (7)}$$

Remplaçant;

- éq.(4) et (5) ds l'éq. de mvt avec TMD éq.(2) on obtient les coefficients suivants :

$$H_1 = M + C\Delta\gamma + K\Delta^2\beta; H_2 = C\Delta(1 - \gamma) + K\Delta^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right); H_3 = C + K\Delta; H_4 = K$$

$$H_5 = K_d\Delta^2\beta + C_d\gamma; H_6 = K_d\Delta^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right) + C_d\Delta(1 - \gamma); H_7 = K_d\Delta + C_d; H_8 = K$$

- éq.(6) et (7) ds l'éq. de mvt du TMD éq.(3) on obtient les coefficients suivants :

$$B_1 = m_d + c_d\Delta + k_d\Delta^2 \quad Q; B_2 = c_d\Delta(1 - \gamma) + k_d\Delta^2 \left(\frac{1}{2} - Q\right); B_3 = c_d + k_d\Delta; B_4 = k_d; B_5 = -m_d$$

Mettant $f_{i+1} = [M_i] \{r\} \{ \ddot{x}_g \}$

en simplifiant l'éq, (2) et (3) mettant les coefficients $H_{1...8}$ et $B_{1...5}$:

$$\tilde{H} + f_{i+1} + H_6\ddot{x}_d + H_7\dot{x}_i + H_8x_d - H_2\ddot{x}_i - H_3\dot{x}_i - H_4x_i \quad \text{eq.(8)}$$

$$\tilde{B} = B_2\dot{x}_d + B_3\dot{x}_d + B_4x_d + m_d x g_{i+1} \quad \text{eq.(9)}$$

donc l'éq, (2) et (3) seront:

$$H_1\ddot{x}_{i+1} - H_5\ddot{x}_{d+1} = \tilde{H} \quad \text{eq.(10)}$$

$$B_5(\ddot{x}_2)_{i+1} - B_1\ddot{x}_{d+1} = \tilde{B} \quad \text{eq.(11)}$$

La résolution des équations (10), (11) donne l'accélération de la masse primaire et du TMD.

L'accélération du TMD sera :

$$\ddot{x}_{d+1} = \frac{B_5(\ddot{x}_n)_{i+1} - \tilde{B}}{B_1} \quad \text{eq.(12)}$$

$$H_1\ddot{x}_{i+1} - H_5 \left[\frac{B_5(\ddot{x}_n)_{i+1} - \tilde{B}}{B_1} \right] = \tilde{H} \quad \text{eq.(13)}$$

$$\text{avec: } H_1\ddot{x}_{i+1} - C_2(\ddot{x}_n)_{i+1} = C_1 \quad \text{eq.(14)}$$

Chapitre III

$$C_1 = \tilde{H} - H_5 \frac{\tilde{B}}{B_1}; C_2 = H_5 \frac{B_5}{B_1} \quad \text{.....eq(14.1)}$$

On remplacé : C₁ et C₂ /eq.....(13):

l'éq..... (14) sera :

$$\begin{bmatrix} H_1^{11} & H_1^{12} & \dots & H_1^{1n} & C_2^1 \\ H_1^{12} & H_1^{22} & \dots & H_1^{2n} & C_2^2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ H_1^{n1} & H_1^{n2} & \dots & H_1^{nn} & C_2^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix}_{i+1} = \begin{Bmatrix} C_1^1 \\ C_1^2 \\ \vdots \\ C_1^n \end{Bmatrix} \quad \text{.....(14.1)}$$

L'accélération {**ẍ(t)**} se la structure sera :

$$\ddot{x}_{i+1} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix}_{i+1} = \begin{bmatrix} H_1^{11} & H_1^{12} & \dots & H_1^{1n} & C_2^1 \\ H_1^{12} & H_1^{22} & \dots & H_1^{2n} & C_2^2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ H_1^{n1} & H_1^{n2} & \dots & H_1^{nn} & C_2^n \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} C_1^1 \\ C_1^2 \\ \vdots \\ C_1^n \end{Bmatrix} \quad \text{.....(14.2)}$$

La dérivation mentionnée précédemment est appliquée au système MDOF avec un TMD situé / l'étage (n). Si TMD est situé / (n-1) étage, nous allons modifier :

$$K_{TMD} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ k_d \\ 0 \end{bmatrix}, \quad C_{TMD} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ c_d \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{.....eq (15)}$$

Le tableau ci-dessous présente l'algorithme qui repose sur la dérivation mentionnée précédemment :

Tableau 3.1 l'algorithme Méthode de Newmark- β

Introduction des données de la structure n, numéro d'étage	$[M], [C], [K]$ $[Md], [Kd], [Cd]$
Initialiser les C.I	$\{x_0\}, \{\dot{x}_0\}, \{\ddot{x}_0\}, \{x_{d0}\}, \{\dot{x}_{d0}\}, \{\ddot{x}_{d0}\}$
Introduire le pas Δt , γ et β : <ul style="list-style-type: none"> • accélération moyenne : $\gamma = 1/2$; $\beta = 1/4$ • accélération linéaire : $\gamma = 1/2$; $\beta = 1/6$ 	
Calculer $[H1], [H2], [H3], [H4], [H5], [H6], [H7], [H8]$ $B1, B2, B3, B4, B5$	
Pour chaque Δt : Et à partir de \tilde{H} , $[C1], [C2]$ \tilde{B}	
Calculer $\{\ddot{x}_{i+1}\}, \{\ddot{x}_{d_{i+1}}\}$ $\{x_{i+1}\}, \{\dot{x}_{i+1}\}, \{x_{d_{i+1}}\}, \{\dot{x}_{d_{i+1}}\}$	

3.6 Conclusion :

Dans cette section, nous avons exposé les différentes dimensions mathématiques associées aux différents contrôles, ainsi que la détermination des équations dynamiques pour les structures classiques sans contrôle et celles avec des mécanismes de contrôle.

Nous avons approfondi les équations dans cette étude pour offrir une vue détaillée. En outre, nous avons cité des travaux de recherche pertinents présentés dans la littérature concernant le contrôle des vibrations des structures isolées à la base, afin de situer notre travail dans son contexte. Les différentes configurations de structures étudiées seront examinées en détail dans les chapitres suivants, avec une présentation des résultats obtenus et leur analyse.

Chapitre 4 : Contrôle des vibrations: simulation et résultats numériques

CHAPTER IV

4.1 Introduction :

Ce chapitre vise à analyser le comportement des structures munies de TMD lors de tremblements de terre, De plus, l'influence de certains facteurs tels que la localisation des TMD.

La configuration choisie pour cette recherche est présentée dans la partie qui suit. En se basant sur les progrès théoriques, le code MATLAB a été créé. Grâce à une analyse paramétrique.

4.2Présentation les caractéristiques des structures et paramètres contrôle du TMD :

L'étude numérique et les paramètres du contrôle du TMD utilisés comme rapport de masse (μ) lorsque est égal à 5%, la rigidité et l'amortissement du TMD sont choisis en supposant un dispositif passif adapté au premier mode de la structure sont présentés dans le tableau 1. Alors que , les accélérations maximales du sol sont présentées dans le tableau 2, parmi quatre séismes historiques choisis Boumerdes-2003 et El-centro-1940 ainsi qu' Northridge-1994 et Kobe-1995, respectivement.

Tableau 4.1 –Paramètres numériques de structure et TMD.

		Mase M (t)	Rigidité K (KN/m)	Amortissement C (KN.s/m)
6 Etages	Etage	298.5	29.3 x10 ³	31
12 Etages	Etage	298.5	29.3 x10 ³	31
paramètre TMD		89.55	7.15	0.675

Tableau 4.2 – Les Séismes numériques et accélération maximale du sol.

Séisme	Date d'occurrence	Station	PGA/g
El-Centro	1940	El-Centro	0.342
Boumerdes	2003	KEDDARA	0.29
Northrige	1994	Pays du Canyon-WLC	0.48
Kobe	1995	Takarazuka- JMA	0.425

CHAPTER IV

La figure 2 présente les bâtiments de six et douze étages équipés de TMD aux étages supérieurs.

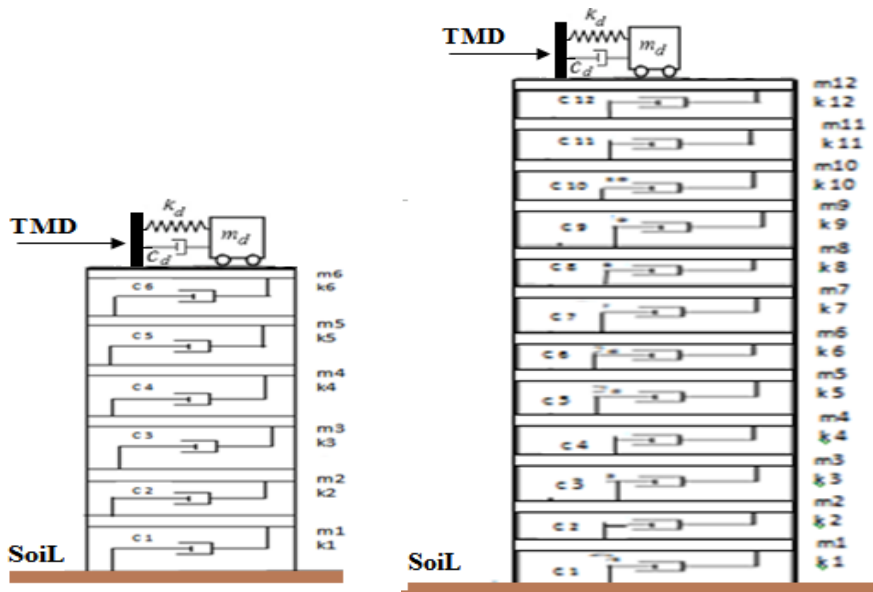


Figure 4.1 – Bâtiments de 6 et 12 étages équipés de TMD aux étages supérieurs

4.2.1 Initiation sur utilisation par Matlab:

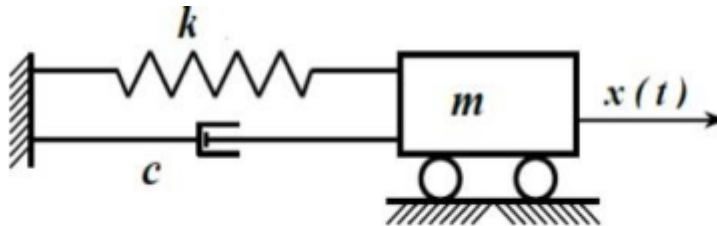


Figure 4.2: Système masse ressort amortisseur

L'équation de mouvement d'un système à un seul DDL est donnée par :

$$m\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = 0$$

La solution de cette équation dépend de la valeur de l'amortissement et est du type :

Pour $C^2 - 4MK < 0$: Sous amortissement (Les solutions sont complexes) :

$$x(t) = e^{\xi\omega_n t} (Ae^{i\omega_n t\sqrt{1-\xi^2}} + Be^{-i\omega_n t\sqrt{1-\xi^2}})$$

$$A = \frac{\dot{x}(0) + (\xi + \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n x(0)}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}}$$

$$B = \frac{-\dot{x}(0) - (\xi - \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n x(0)}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}}$$

Pour $C^2 - 4MK > 0$: Sur- amortissement (Les solutions sont réelles) :

Dans ce cas, les racines de l'équation caractéristique (3) sont réelles et le système s'approche lentement de sa position d'équilibre plutôt que de vibrer.

Pour $C^2 - 4MK = 0$: Amortissement critique : Ce cas représente la frontière entre les deux régimes précédents. Cette fois-ci, les racines de l'équation (3) sont égales à λ ; le système ne vibre pas et s'approche rapidement de sa position d'équilibre.

Pour les besoins de l'initiation à la programmation en MATLAB, on a essayé l'exemple simple suivant. Soit un système masse-ressort-amortisseur où $k = 150 \text{ N/m}$; $c = 3 \text{ N.s/m}$; $m = 1 \text{ kg}$, excité par une vitesse initiale de 1m/s . Le script suivant écrit en MATLAB permet de calculer les réponses vibratoires d'un système à 1 ddl, selon le type d'amortissement.

Tableau 4.3 – le script de calcul des réponses vibratoires

```
clear;clc;
m=1; c=3; k=150; % données du système
x0=0; % condition initial
v0=1;
w=sqrt(k/m) ;% pulsation naturelle
z=c/2/w/m;%calcul du rapport d'amortissement
wd=w*sqrt(1-z^2);% pulsation naturelle amortie
t=0:tf/1000:tf;
if z<1
A=sqrt((v0+z*w*x0)^2+(x0*wd)^2)/wd^2;%Amplitude de l'exponentielle
Phi=atan2(x0*wd, v0+z*w*x0);% phase
x=A*exp(-z*w*t).*sin(wd*t+Phi); % réponse sous amortie
elseif z==1
a1=x0;
a2=v0+w*x0;
x=(a1+a2*t).*exp(-w*t);% réponse critique
else
a1=(-v0+(-z+sqrt(z^2-1))*w*x0)/2/w/sqrt(z^2-1);
a2=(v0+(z+sqrt(z^2-1))*w*x0)/2/w/sqrt(z^2-1);
x=exp(-z*w*t).*(a1*exp(-w*sqrt(z^2-1)*t)+(a2*exp(w*sqrt(z^2-1)*t)); %réponse sur
amortie
end
plot(t,x)
xlabel('Temps (s)')
ylabel('Déplacement (m)')
title('Réponse temporelle libre')
```

Après exécution, on obtient :

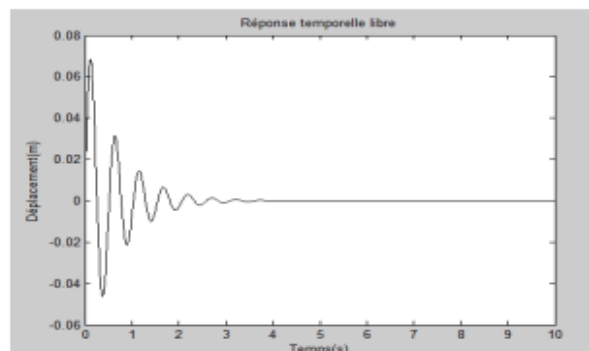


Figure 4.3: réponse temporelle libre amortie ; $\max(u)=0,63\text{(m)}$

4.2.2 Systèmes à plusieurs degrés de liberté

En règle générale, un système réel se compose de plusieurs masses interconnectées par des éléments tels que des ressorts et des amortisseurs.

Prenons par exemple un portique à trois étages où chaque masse est égale à 1 tonne et où la constante de raideur des ressorts est de 1000 N/mm pour chaque étage (voir Figure 4.5).

Tableau 4.4 – le script de calcul fréquences et modes propres et réponse modale

```
clear;clc;
%Définir la matrice globale de masse
Ms = [ m1    0    0 ; 0    m2    0 ; 0    0    m3 ];
%Définir la matrice de rigidité
Ks = [ k1+k2  -k2    0 ; -k2  k2+k3  -k3 ; 0    -k3    k3 ];
Cs = alpha * Ms + beta * Ks;
%Calcul des fréquences et modes propres
[Modes, Omega]=eig(inv(M)*K);
Freq = zeros(5) ;
for i=1:5
Freq(i,i)= Omega(i,i)^0.5;
end
% On définit la réponse libre:
t = [ 0 :delta_t : T ];
points = length(t);
for p=1:points
r(:,p) = Cs * expm(A*t(p)) * xo;
end
% La réponse modale est:
q = inv(Modes) * r; %response modale
```

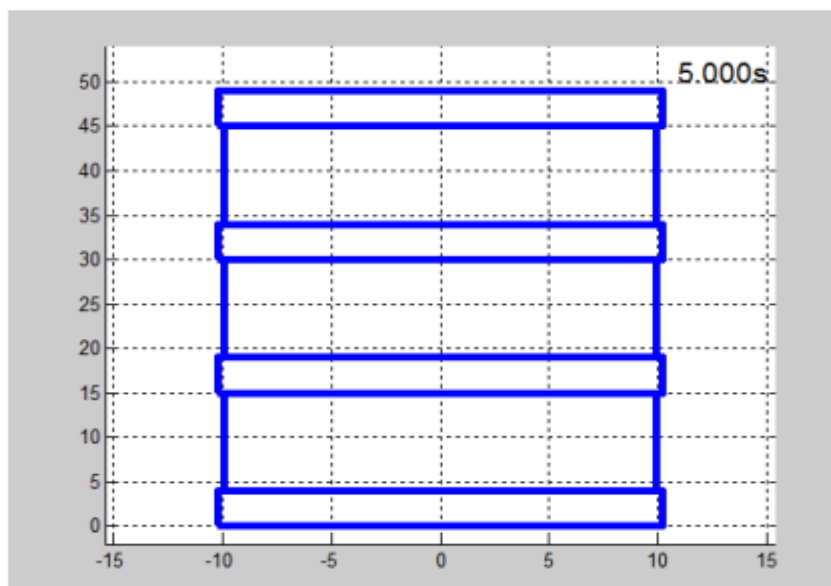
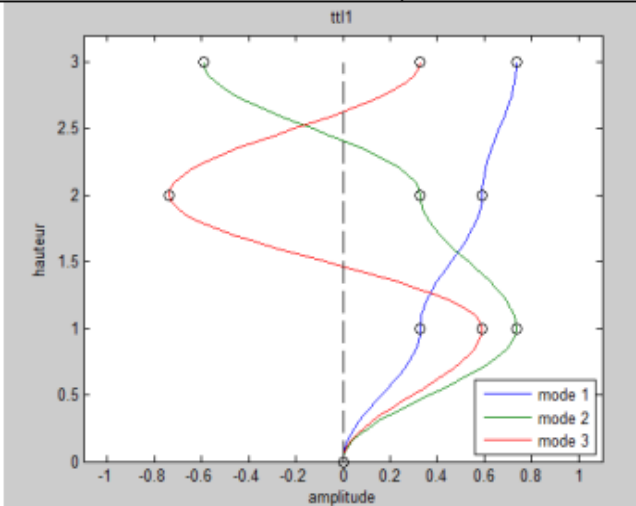
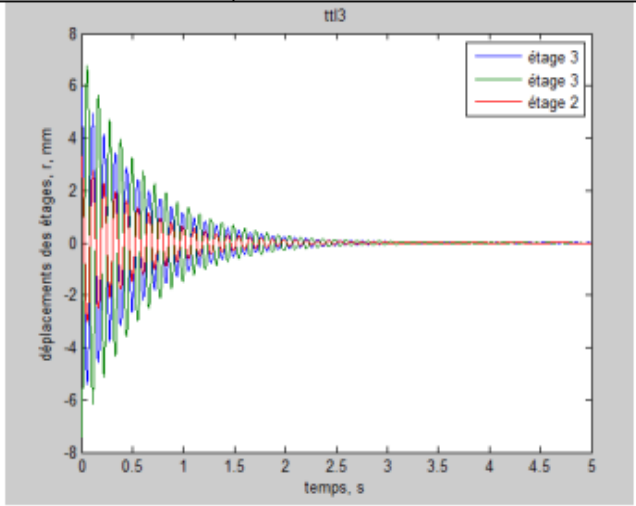


Figure 4.4 : Portique à 3 étages amortis

CHAPTER IV

On obtient :

Tableau 4.5 affichage des résultat les modes, fréquences et Déplacement

$M_s =$ $\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$			$K_s =$ $\begin{bmatrix} 2000 & -1000 & 0 \\ -1000 & 2000 & -1000 \\ 0 & -1000 & 1000 \end{bmatrix}$			$C_s =$ $\begin{bmatrix} 2.0100 & -1.0000 & 0 \\ -1.0000 & 2.0100 & -1.0000 \\ 0 & -1.0000 & 1.0100 \end{bmatrix}$		
$Modes =$ $\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0.3280 & 0.7370 & 0.5910 \\ 0.5910 & 0.3280 & -0.7370 \\ 0.7370 & -0.5910 & 0.3280 \end{bmatrix}$			$Freq =$ $1.0e+03 *$ $\begin{bmatrix} 0.1981 & 0 & 0 \\ 0 & 1.5550 & 0 \\ 0 & 0 & 3.2470 \end{bmatrix}$					
$max_r3 =$ 3.3000		$max_r2 =$ 6.7542		$max_r3 =$ 3.3000				
$max_q1 =$ 0.0062		$max_q2 =$ 0.0275		$max_q3 =$ 10.0229				
 <p>Figure 4.5 : Modes propres</p>				 <p>Figure 4.6 : déplacement . max des étages</p>				

CHAPTER IV

4.2.3 Analyse dynamique-Portique excité sous EL-CENTRO :

Soit l'équation dynamique :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = -M \ddot{x}_g(t)$$

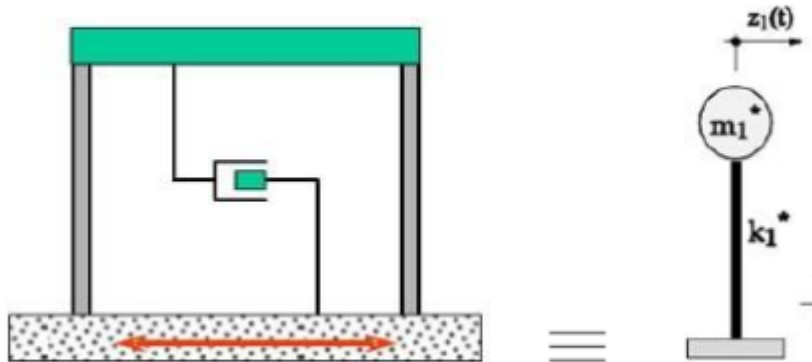


Figure 4.7: Cadre à 1 degré de liberté

La méthode d'intégration pas à pas est utilisée pour résoudre l'équation dynamique, comme indiqué par ce programme:

Tableau4.6 l'algorithme de méthode d'intégration pas à pas

```
clear; clc;
% u, v, a : histoire de la réponse en déplacements u,
% m, c, k : masse, amortissement et rigidité
% vitesses v et accélérations a d'un système à 1DDL
% acc : accélération à la base en vecteur
ma=0.15; k=90.829;
amor=0.02;
c=2.0*r*sqrt(k*ma);
u(1)=0;
v(1)=0;
d=load('El_centro2.txt');
ug=9.81.*d(:,2);
p=-ug;
an(1)=(p(1)-c*v(1)-k*u(1))/ma;
kh=k+3.0*c/(theta*dt)+6.0*ma/(theta*dt)^2;
a=6.0*ma/(theta*dt)+3.0*c;
b=3.0*ma+theta*dt*c/2.0;
for i=1:n1;
s(i)=(i-1)*dt;
end;
for i=2:n1;
ww=(p(i)-p(i-1))*theta+a*v(i-1)+b*an(i-1);
xx=ww/kh;
zz=(6.0*xx/((theta*dt)^2)-6.0*v(i-1)/(theta*dt)-3.0*an(i-1))/theta;
yy=dt*an(i-1)+dt*zz/2.0;
v(i)=v(i-1)+yy; % vit
a(i)=an(i-1)+zz; % acc
vv=dt*v(i-1)+dt*dt*(3.0*an(i-1)+zz)/6.0;
u(i)=u(i-1)+vv; % dep
end;
```

on obtient :

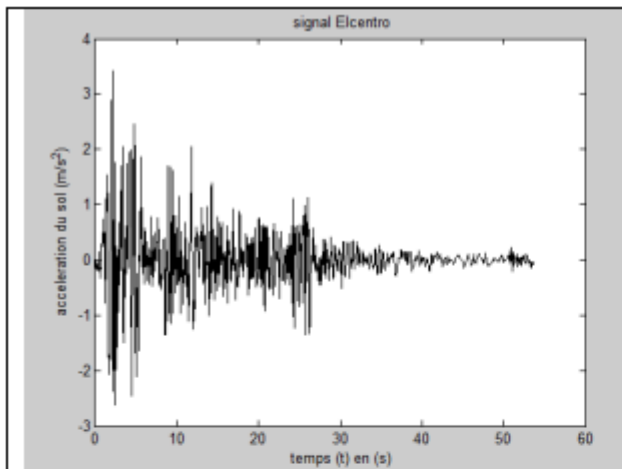


Figure 4.8 : accélération du sol (EL_Centro)

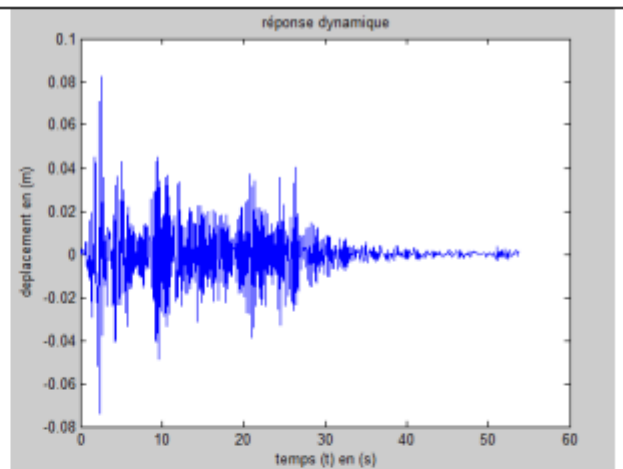


Figure 4.9 : dep/ max, ($u_{max}=0.083(m)$)

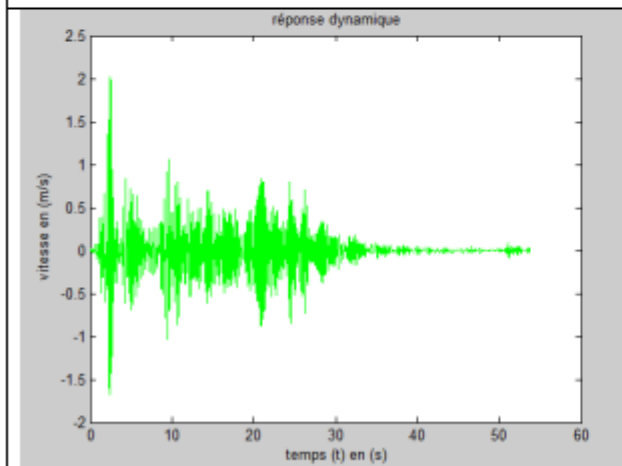


Figure 4.0 : vitesse max,
($v_{max}=2.0145(m/s)$)

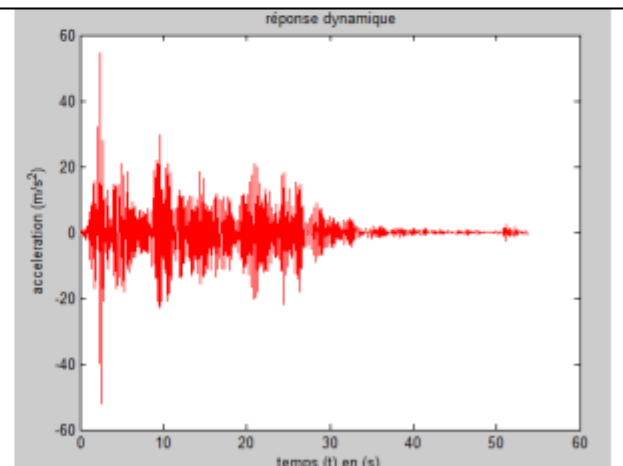


Figure 4.11 : acc. max,
($a_{max}=54.449(m/s^2)$)

4.2.3 Méthode de Newmark- β pour l'organigramme Matlab:

Le but essentiel est de créer un algorithme adéquat en se référant à l'état actuel du contrôle passif avec TMD. Dans l'analyse dynamique, la méthode de Newmark- β a été sélectionnée en raison de ses bénéfices, en particulier lors de l'étape « avec TMD », où les variables de déplacement, de vitesse et d'accélération sont déterminées par un paramètre essentiel : la position du TMD. À cette étape, il est possible de déterminer les caractéristiques de ce système (masse, rigidité et amortissement), et les résultats soulignent l'influence du TMD sur la structure. (l'algorithme dans l'annexe)

CHAPTER IV

Pour les bâtiments de grande hauteur, il est recommandé que la masse du TMD représente approximativement entre 0,25% et 5% de la masse associée au mode fondamental.

En considérant M comme la masse du 1er mode fondamental avec un taux à 5%, on obtient :

$$(m_d/M) = 5\% \quad \longrightarrow \quad \boxed{m_d = 5\%.M}$$

$$w = 2.\pi.f \quad w^2 = (k_d/m_d) \quad w^2 = (k_d/m_d) \quad C_d = 2.\xi.m_d.w$$

Dans cette equation "md" designe la masse de TMD "kd" la rigidite et "cd" l'amortissement effectif du TMD avec un taux d'amortissement fixé a $\xi=5\%$ [50]

CHAPTER IV

4.3 Étude modale :

4.3.1 Analyse des résultats MATLAB à l'aide de Sap2000 :

Suite à la comparaison des résultats de notre programme Matlab avec ceux du tableau SAP2000 (4.2), il semble que notre modèle soit plutôt fiable, car le taux d'erreur augmente.

Tableau (4.1) : Les différentes périodes et fréquences des six modes.

Modes	MATLAB	Sap2000	Erreur (%)	MATLAB	Sap2000	Erreur (%)
	Périodes (sec)			Fréquences(HZ)		
1	0.0465	0.0372	20.03	137.885	172.357	-20.00
2	0.0505	0.0483	4.40	126.820	133.581	-5.06
3	0.0592	0.0532	10.07	108.225	94.481	14.55
4	0.0774	0.0677	12.66	82.793	76.392	8.38
5	0.3618	0.2919	19.32	17.715	17.148	3.31
6	0.1233	0.1081	12.37	51.970	41.568	20.01

Tableau (4.2) : Les Modes propres.

Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
0.1394	-0.3830	0.5312	-0.5502	-0.2421	-0.4421
0.2700	-0.5593	0.3350	0.1870	0.4353	0.5362
0.3836	-0.4338	-0.3200	0.4866	-0.5408	-0.2085
0.4732	-0.0743	-0.5367	-0.3525	0.5369	-0.2834
0.5331	0.3253	-0.0184	-0.3668	-0.4249	0.5522
0.5597	0.5494	0.5251	0.4771	0.2271	-0.3865

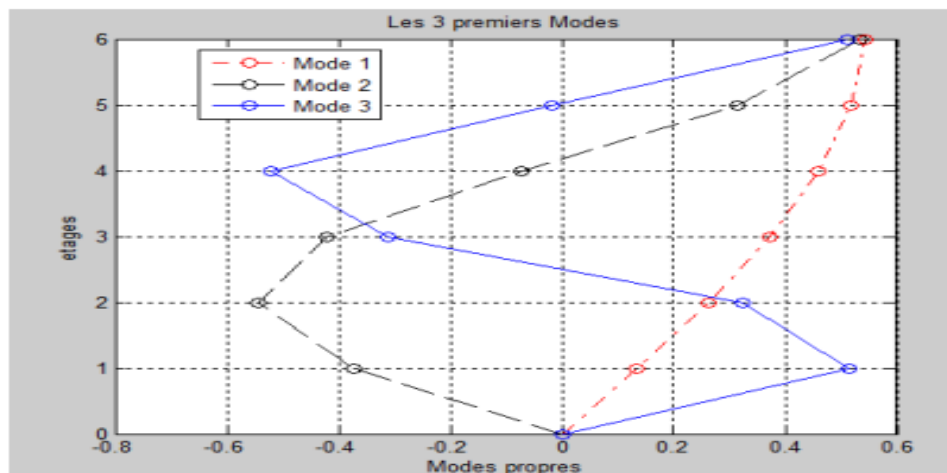


Figure 4.12: les 3 premiers modes représentés par Matlab

4.3.2 Étude de la dynamique transitoire

Cette analyse présente la réponse dynamique d'une structure qui est soumise à une charge variable dans le temps.

On Utilisés pour l'analyse temporelle les deux séismes. (Figure 4.13) et (Figure 4.14).

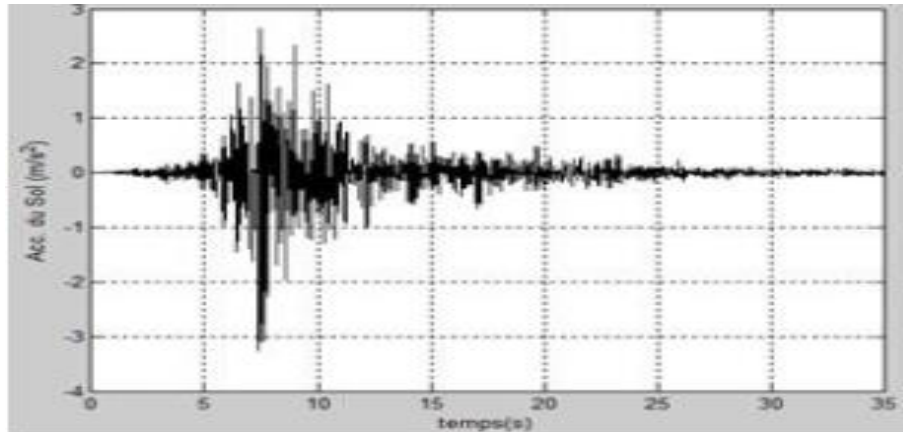


Figure 4.13 Enregistrement du séisme Boumerdes

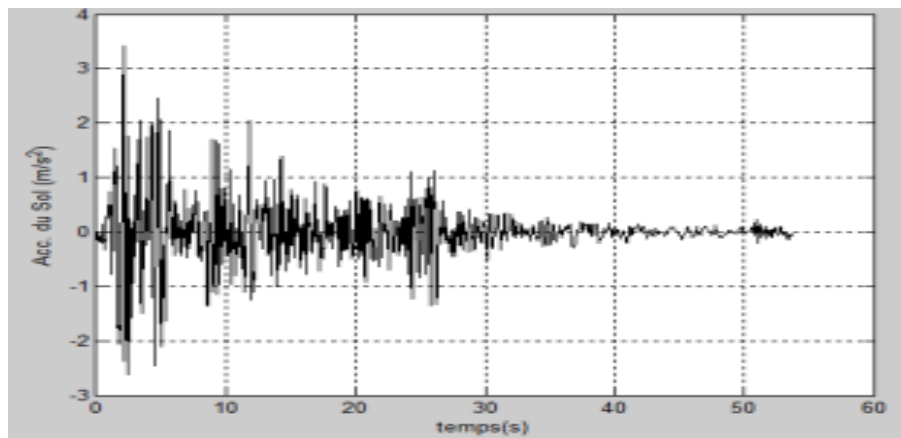


Figure 4.14 Enregistrement du séisme d'El-Centro

CHAPTER IV

4.3.3 Analyse des résultats par MATLAB à l'aide de Sap2000 : (Sans TMD)

Tableau (4.3) : Comparaison entre les résultats obtenus par MATLAB et SAP2000

des déplacements sans TMD :

Etages	Séisme de Boumèrdes		Erreur (%)	Séisme d'El-Centro		Erreur (%)
	Dép. max (m) (sans TMD)			Dép. max (m) (sans TMD)		
	MATLAB	Sap2000		MATLAB	Sap2000	
1	0.0057	0.0044	21.82	0.0113	0.0098	13.55
2	0.0104	0.0101	2.97	0.0217	0.0169	22.27
3	0.0135	0.0104	22.90	0.0305	0.0234	23.11
4	0.0150	0.0128	15.07	0.0369	0.0320	13.30
5	0.0169	0.0149	11.59	0.0407	0.0346	14.99
6	0.0181	0.0173	4.55	0.0423	0.0378	10.63

- L'analyse des résultats révèle une convergence remarquable entre les résultats calculés avec SAP 2000 et MATLAB, ainsi qu'un faible taux d'erreur dans les modes 1 et 2 et 6. Il y a une évolution et une augmentation progressive du déplacement selon les étages.

4.3.4 Analyse des résultats MATLAB à l'aide de Sap2000 : (Avec TMD)

En raison de l'importance du déplacement maximal, nous avons choisi ce niveau comme point de référence pour illustrer l'influence de TMD sur le mouvement de la structure.

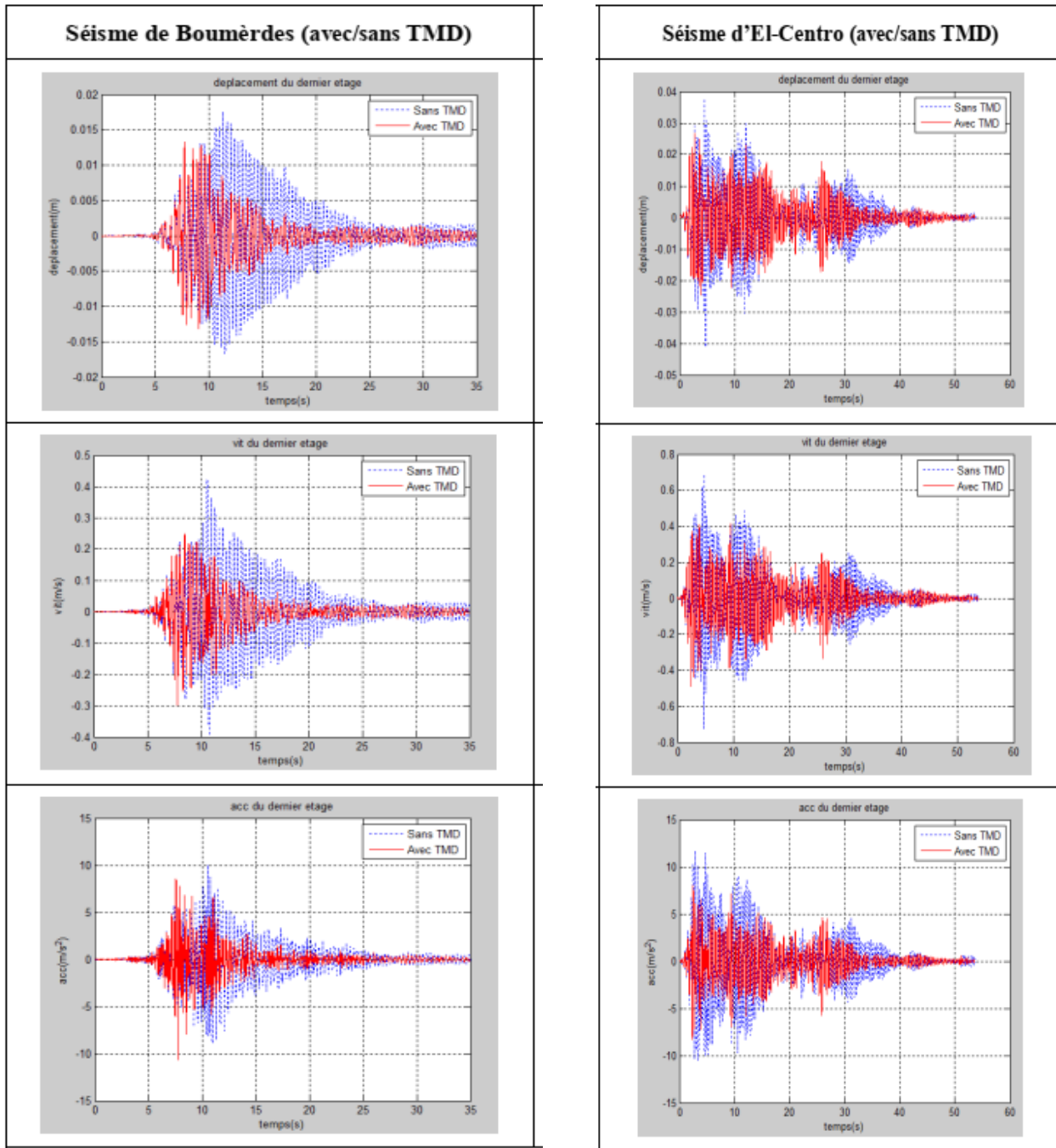
Tableau (4.4) : Comparer les résultats des déplacements avec TMD avec Matlab et SAP 2000.

Etages	Séisme de Boumèrdes		Erreur (%)	Séisme d'El-Centro		Erreur (%)
	Déplacements/max (m) (avec TMD)			Déplacements/max (m) (avec TMD)		
	MATLAB	Sap2000		MATLAB	Sap2000	
1	0.0038	0.0033	13.51	0.0067	0.0061	9.23
2	0.0066	0.0059	10.94	0.0129	0.0122	5.20
3	0.0089	0.0076	13.95	0.0183	0.0170	7.42
4	0.0109	0.0115	-5.66	0.0229	0.0221	3.29
5	0.0126	0.0105	16.39	0.0260	0.0183	29.37
6	0.0137	0.0132	3.76	0.0276	0.0222	19.68

CHAPTER IV

Le système TMD a l'avantage de réduire, déplacer et accélérer un bâtiment qui est soumis à un séisme ou à une excitation sismique Cas A séisme Boumérdes et Cas B séisme El Centro.

Ce chapitre apporte une confirmation aux résultats obtenus dans les illustrations et les tableaux mentionnés précédemment. Les données des Figure (4.15) et (4.16) qui illustrent cette tendance

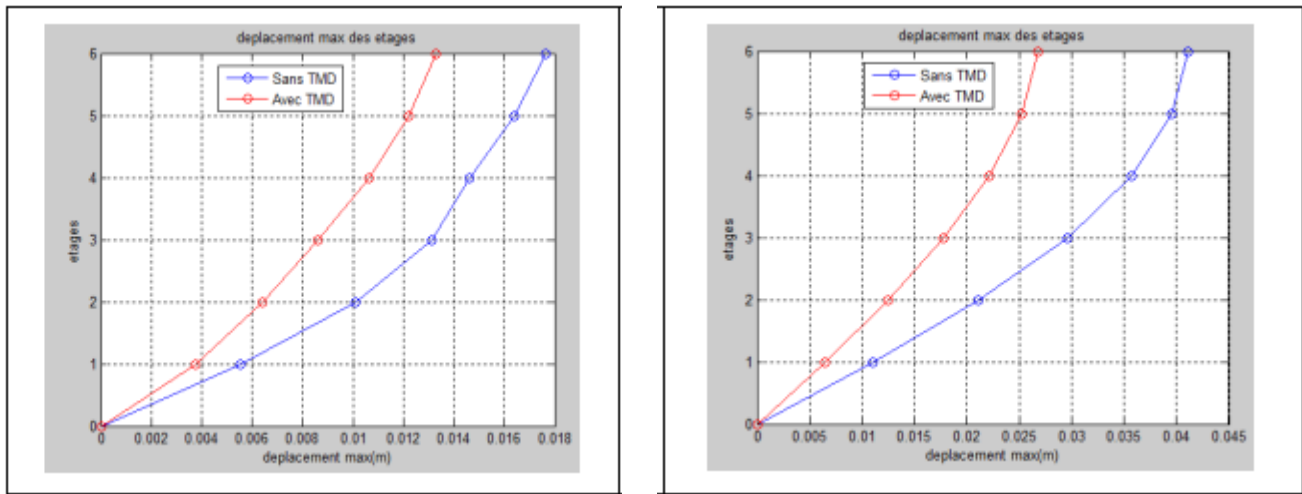


Cas A

Cas B

Figure 4.15 (CasA , CasB) Déplacement (m) vitesses(m/s) Accélérations (m/s²)

CHAPTER IV



Cas A Cas B
Figure 4.16 (Cas A,Cas B) Déplacement /max des étages(m) (avec et sans TMD)

Tableau (4.5) : Déplacements/m-max, Vitesses/(m/s), max, Accélération/(m/s²) max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Boumérdes

Etages	Déplacements/(m), max		Vitesses/(m/s), max		Accélérations/(m/s ²) max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0057	0.0038	0.1150	0.1158	5.4900	4.3230
2	0.0104	0.0066	0.2022	0.1813	7.9503	6.1584
3	0.0135	0.0089	0.2528	0.1978	7.2021	6.3795
4	0.0150	0.0109	0.2728	0.2205	5.8303	6.5154
5	0.0169	0.0126	0.3635	0.2351	7.9455	7.4181
6	0.0181	0.0137	0.4268	0.3024	10.1169	10.7572

Tableau (4.6) : Déplacements/m-max, Vitesses/(m/s), max, Accélération/(m/s²) max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme d'El-Centro

Etages	Déplacements/(m), max		Vitesses/(m/s), max		Accélérations/(m/s ²) max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0113	0.0067	0.1630	0.1302	4.9314	2.4856
2	0.0217	0.0129	0.3048	0.2266	8.4569	3.6632
3	0.0305	0.0183	0.4306	0.2972	10.9854	5.4983
4	0.0369	0.0229	0.5662	0.3917	11.5062	6.7028
5	0.0407	0.0260	0.6746	0.4603	10.9296	7.7200
6	0.0423	0.0276	0.7281	0.4922	11.8608	8.3853

4.3.5 Discussions des résultats :

Puisque la vitesse maximale est atteinte au niveau le plus bas, la figure 4.15 représente la vitesse à ce niveau, avec ou sans un TMD, et sous les deux types d'excitations d'El Centro et de Boumerdes. L'intégration d'un TMD conduit à une réduction de la vitesse dans toutes les directions et sous toutes les excitations.

La figure 4.15 présente la vitesse du niveau le plus bas de la structure, indépendamment de la présence d'un TMD dans le système, sous les excitations d'El Centro et de Boumerdes. On observe que l'utilisation du TMD entraîne une réduction de la vitesse dans toutes les directions et sous toutes les formes d'excitation.

Le passage entre les niveaux représente un passage relatif d'un niveau à un autre. Les mouvements engendrés par les deux excitations EL-centro et Boumerdes sont représentés dans la figure 4.16, Entre les étages, la distance maximale entre Boumerdes et El Centro est de 0.0133 m, Tandis que la distribution du TMD à différents niveaux de la structure réduit le mouvement.

4.4 Analyse paramétrique :

L'analyse paramétrique a été réalisée afin d'évaluer l'impact de la masse du TMD sur la réponse structurale, en comparant les réponses de la structure à différentes configurations lors des séismes.

4.4.1 Impact de la modification de la position du TMD :

Dans cette partie, nous allons avancer le TMD pour souligner l'importance de son positionnement sur la réponse.

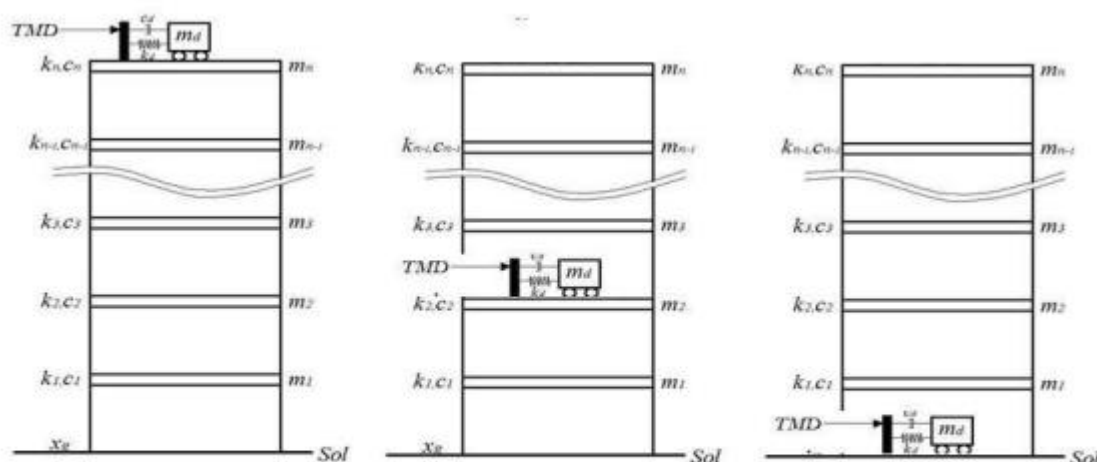


Figure 4.17: Changement de position du TMD du 1^{er} au 6^{ème} étage

CHAPTER IV

Tableau (4.7) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique Boumerdes

Séisme de Boumerdes							
		Dép.(m) max					
Avec TMD	Etages	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
	1 ^{er} étage	0.0047	0.0082	0.0110	0.0132	0.0147	0.0159
	2 ^{ème} étage	0.0046	0.0082	0.0110	0.0132	0.0149	0.0158
	3 ^{ème} étage	0.0045	0.0077	0.0102	0.0127	0.0146	0.0155
	4 ^{ème} étage	0.0042	0.0072	0.0092	0.0120	0.0139	0.0148
	5 ^{ème} étage	0.0040	0.0069	0.0091	0.0112	0.0131	0.0142
	6 ^{ème} étage	0.0039	0.0067	0.0090	0.0111	0.0128	0.0140
	Sans TMD	0.0057	0.0104	0.0135	0.015	0.0169	0.0181

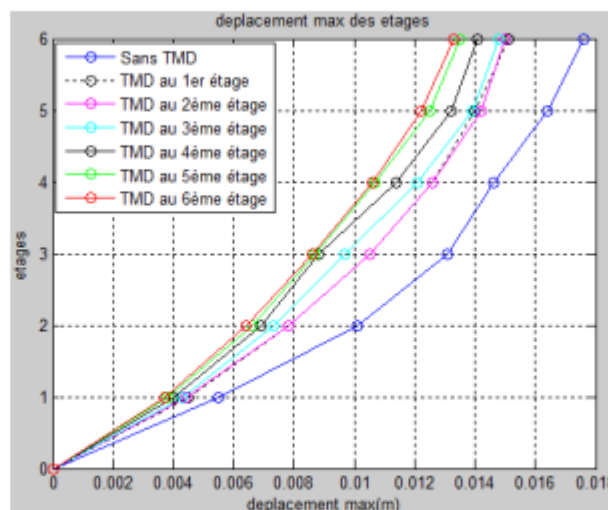


Figure 4.18 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique Boumerdes

Dans le contexte de l'excitation sismique de Boumerdes, il est observé que la position 6 (6^{ème} étage) présente une baisse significative a déplacement 0,014 m / aux cinq autres positions. En outre, il est évident que le mouvement est le plus important au niveau du 6^{ème} étage, ce qui est compréhensible car la déformation est toujours la plus importante au sommet. Il est également observé une diminution significative des déplacements dans les autres positions (étages 5, 4, 3, 2, 1).

CHAPTER IV

Tableau (4.8) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique d'El-Centro

Séisme d'El-Centro							
		Dép.(m) max					
Avec TMD	Etages	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
	1 ^{er} étage	0.0105	0.0188	0.0260	0.0318	0.0357	0.0374
	2 ^{ème} étage	0.0083	0.0160	0.0218	0.0266	0.0298	0.0313
	3 ^{ème} étage	0.0070	0.0138	0.0198	0.0240	0.0269	0.0281
	4 ^{ème} étage	0.0069	0.0132	0.0189	0.0234	0.0263	0.0275
	5 ^{ème} étage	0.0068	0.0131	0.0188	0.0233	0.0266	0.0277
	6 ^{ème} étage	0.0068	0.0131	0.0187	0.0233	0.0265	0.0281
	Sans TMD	0.0113	0.0217	0.0305	0.0369	0.0407	0.0423

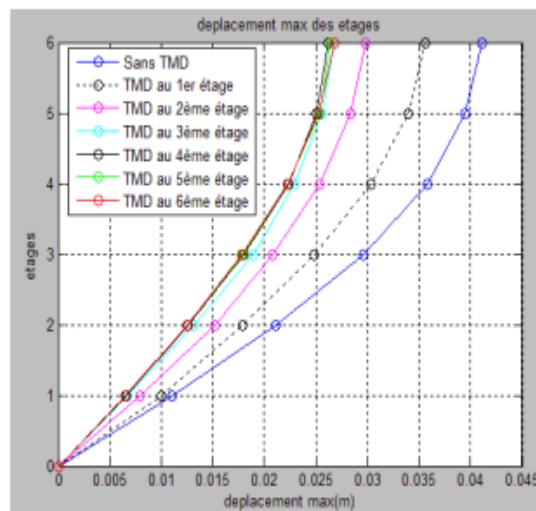


Figure 4.19 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique El-centro

Le déplacement maximal dans la position du 6^{ème} étage est de 0,0281 m, tandis que pour les 5 autres positions.

Le 6^{ème} étage est la position optimale pour le TMD, car elle permet une diminution considérable du déplacement par rapport aux autres positions.

CHAPTER IV

4.4.2 Impact de la modification de l'excitation sismique :

Le tableau ci-dessous résume les résultats d'une étude comparative de la réponse maximale de la dernière couche de la structure (avec et sans TMD), où le TMD est toujours placé de manière constante au-dessus de la structure.

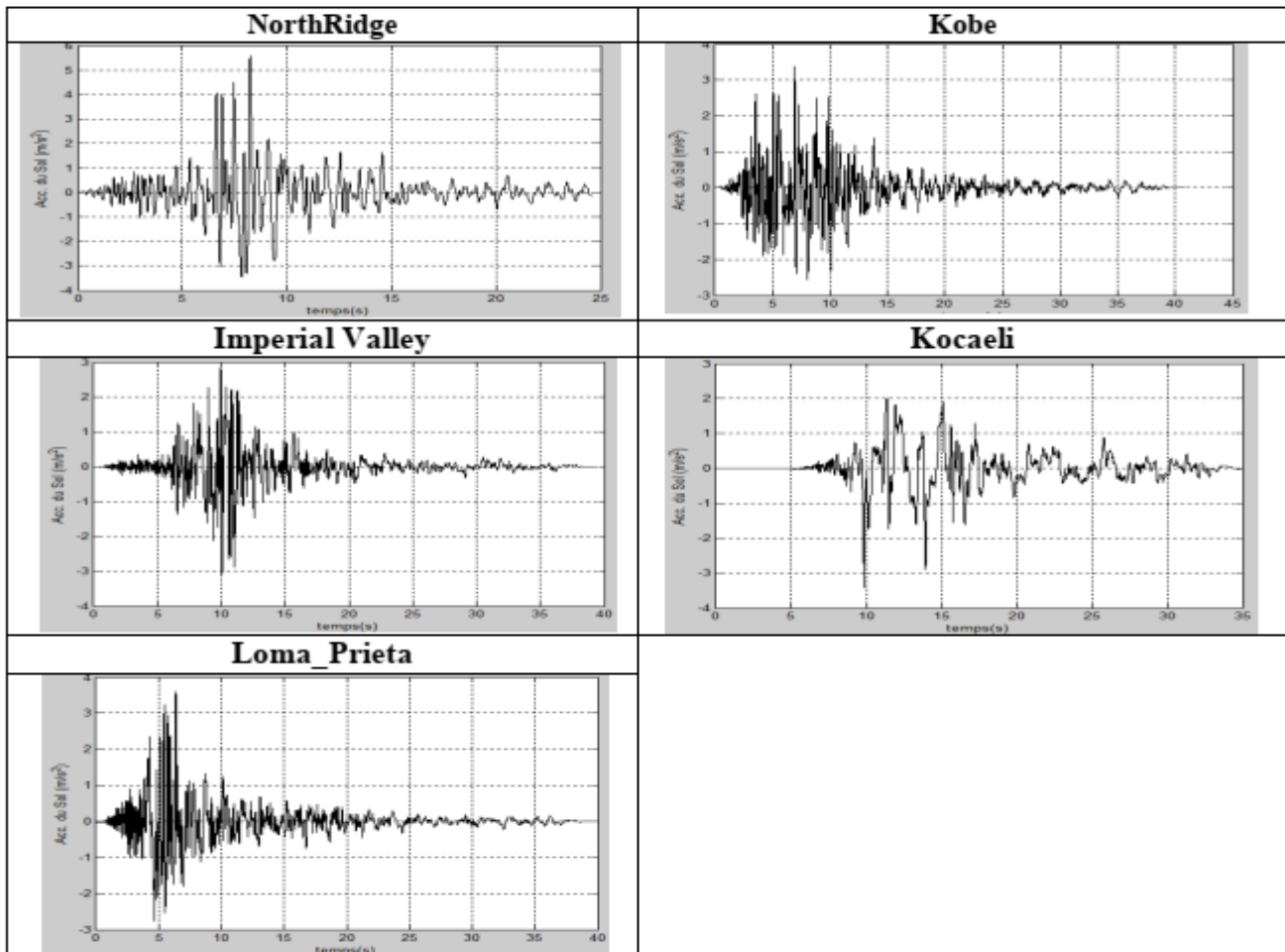


Figure 4.20 : L'enregistrement des différentes Excitations sismiques

Tableau 4.9 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max du dernier étage (m) (avec/sans TMD) sous les différentes Excitations sismiques

Séismes	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage
NorthRidge	0.0725	0.0625	1.1808	0.9181	23.2313	16.5804
Kobe	0.0696	0.0501	1.2114	0.6284	22.3729	16.0375
Imperial_Valley	0.0420	0.0333	0.6646	0.4925	14.9204	16.2179
Kocaeli	0.0320	0.0305	0.5427	0.4806	9.7540	8.0378
Loma_Prieta	0.0300	0.0240	0.5325	0.3446	11.5159	9.7210

CHAPTER IV

Selon les données de MATLAB, il est observé que l'incorporation d'un TMD entraîne une diminution significative du déplacement pour toutes les excitations sismiques. En outre, nous constatons une baisse de vitesse dans toutes les directions sous toutes les excitations de manière similaire, les accélérations de la structure avec l'utilisation de dispositifs d'amortissement de type TMD sont réduites par rapport à celles sans ces dispositifs. Ainsi, dans tous les scénarios d'excitations sismiques, nous constatons une répétition de la même situation, avec un effet constant du TMD. L'utilisation du TMD entraîne également une réduction similaire du déplacement, de l'accélération et de la vitesse.

4.4.3 Effet sur le TMD au dernier niveau en modifiant le nombre d'étages :

On a effectué des analyses paramétriques afin de comparer la réponse structurelle pour divers rapports de masse. Afin de mettre en évidence l'importance de sélectionner un TMD, une structure de 12 étages a été sélectionnée. On obtient les données de la structure à 6 étages en doublant .

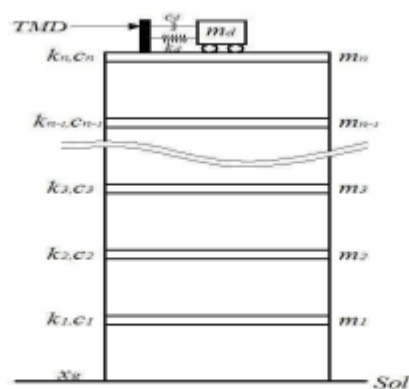


Figure 4.21 : Structure à 12 étages

En utilisant le schéma (4.20) des différents tremblements de terre et en tenant compte des résultats du tableau (Tableau 4.9), il est évident que les tremblements de terre de NorthRidge et de Kobe sont les plus exigeants en termes de déplacements pour la structure à 6 étages (sans TMD). Ainsi, une étude dynamique a été effectuée en prenant en considération l'effet de ces deux excitations sur une structure de 12 niveaux.

CHAPTER IV

Tableau 4.10 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m)
(avec/sans TMD) de Séisme de NorthRidge

Étages	Séisme de NorthRidge					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0348	0.0263	0.3044	0.2979	3.6472	4.9831
2	0.0689	0.0518	0.6015	0.5600	6.5608	8.5426
3	0.1019	0.0760	0.8860	0.7976	8.7539	10.7065
4	0.1333	0.0981	1.1608	1.0029	10.7175	13.0363
5	0.1625	0.1181	1.4168	1.1605	13.0391	14.6095
6	0.1890	0.1362	1.6492	1.2682	15.0639	15.0666
7	0.2124	0.1551	1.8531	1.3430	16.8349	14.3925
8	0.2324	0.1734	2.0246	1.4367	18.4843	13.2663
9	0.2484	0.1893	2.1610	1.5651	19.7747	14.1114
10	0.2604	0.2025	2.2615	1.7297	20.6920	17.2218
11	0.2682	0.2126	2.3257	1.8536	21.2604	19.4426
12	0.2715	0.2194	2.3547	1.9265	21.5299	20.3610

Tableau 4.11 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m)
(avec/sans TMD) de Séisme de kobe

Étages	Séisme de Kobe					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0131	0.0107	0.1476	0.1529	3.8627	3.8786
2	0.0258	0.0209	0.2794	0.2818	6.8495	6.7611
3	0.0376	0.0300	0.3816	0.3676	8.4623	8.6074
4	0.0485	0.0376	0.4587	0.4103	9.0315	9.6038
5	0.0589	0.0437	0.5333	0.4160	8.9589	8.9380
6	0.0681	0.0480	0.6173	0.4090	8.6727	8.0872
7	0.0761	0.0509	0.6843	0.4468	8.7188	7.5825
8	0.0828	0.0529	0.7334	0.4662	8.3961	7.8636
9	0.0880	0.0550	0.7943	0.5499	7.6600	7.9737
10	0.0917	0.0577	0.8414	0.6371	10.2737	7.3422
11	0.0941	0.0602	0.8850	0.7110	12.5477	9.3512
12	0.0951	0.0614	0.9271	0.7486	13.4892	10.2515

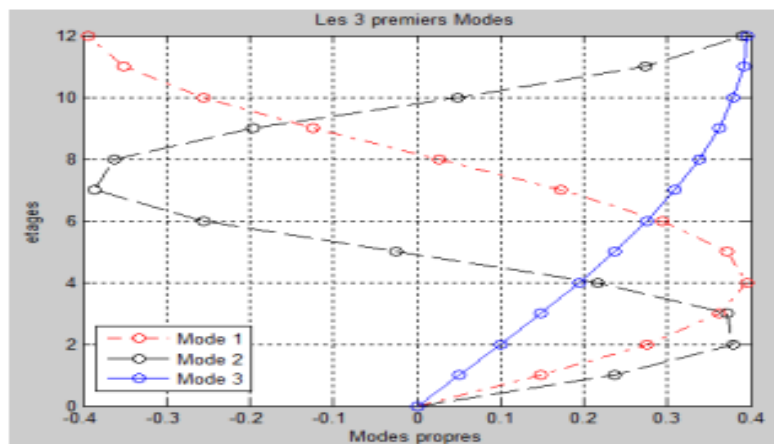
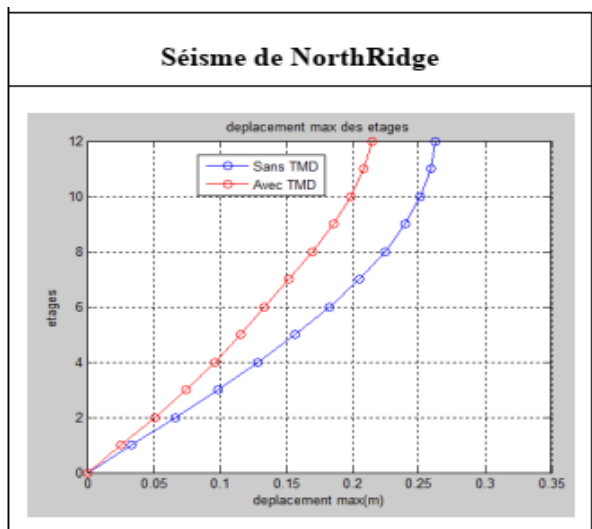
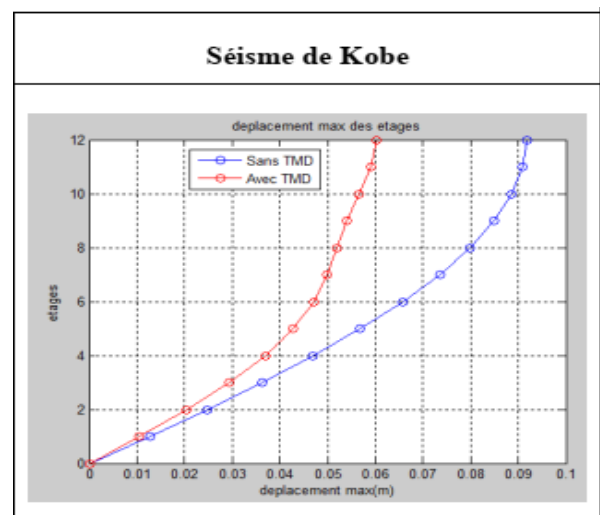


Figure 4.22 les trois premières Modes propres



Cas A



Cas B

Figure 4.23(Cas A ,Cas B) Dép.max des étages (m) (avec/sans TMD)

Dans le tableau (4.10), on trouve la variation des accélérations, de la vitesse et du déplacement pour tous les niveaux de la structure lors du séisme de NorthRidge, tandis que le tableau (4.11) illustre celle du séisme de Kobe. Les deux événements sismiques présentent une grande similarité dans les accélérations sur toute la hauteur de la structure, avec des valeurs max suivant X de 20,36 m/sec² pour NorthRidge et 10,25 m/sec² pour Kobe. En outre, on constate une baisse du mouvement vers la base dans la direction X sous les deux excitations.

4.4.5 Remarque sur les trois effets :

Nous remarquons que le déplacement a diminué quel que soit l'effet du mode positionnement du système TMD ou l'effet du type de séisme ou de la variation de nombre d'étages, puisque nous trouvons des pourcentages de déplacement de 22% , 29% et 19% respectivement, ce qui signifie que la modification des enregistrements sismiques a donné un résultat optimal. et il peut être adopté comme référence pour notre étude.

4.5 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné l'impact des séismes ainsi que l'évaluation des caractéristiques du TMD. Nous avons ensuite examiné la fluctuation de deux éléments :

Les résultats de l'évaluation portant sur la masse et la position du TMD ont révélé que l'installation d'un seul TMD dans les étages supérieurs permet d'obtenir un comportement structural satisfaisant. En revanche, il a été constaté que la modification du TMD dans le plan n'a pas eu d'effet significatif. En outre, il a été constaté que la distribution des combinaisons des TMD a également un impact sur la diminution du déplacement.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Durant les dernières décennies, plusieurs pays à travers le monde ont été frappés par une série de tremblements de terre de diverses intensités, entraînant des pertes humaines considérables et d'importants dégâts matériels. Face à cette réalité alarmante, les chercheurs en génie parasismique se sont mobilisés pour trouver des solutions visant à atténuer ce risque sismique. Ainsi, de nombreuses études ont été menées dans ce domaine afin de limiter les conséquences des séismes en développant différents systèmes de protection sismique.

Au sein de ce mémoire, notre recherche s'est concentrée sur deux axes principaux :

- 1- Nous avons tout d'abord créée une revue bibliographique approfondie Les structures intelligentes et les divers contrôles existants sont étudiés en profondeur, tout en analysant attentivement le phénomène d'interaction entre le sol et la structure, ainsi que les différentes méthodes de calcul qui en découlent.
- 2- Par la suite, un code a été créé avec MATLAB pour approfondir notre compréhension du comportement dynamique des structures intelligentes.
- 3- Dans notre thèse, nous avons examiné de manière approfondie la possibilité et l'efficacité des structures qui sont contrôlées par des TMD. Les résultats recueillis ont prouvé que :
 - ✓ Les résultats confirment l'efficacité des systèmes TMD Pour approfondir cette étude, nous suggérons les perspectives suivantes :
 - ✓ Mener une étude expérimentale sur une structure équipée de systèmes de contrôle des vibrations (TMD) en utilisant différentes méthodes pour calculer les paramètres de ces dispositifs.
 - ✓ Étudier les modifications des caractéristiques du TMD telles que la masse et la résistance.
 - ✓ Examiner l'impact de la modification du nombre de TMD sur le comportement global de la structure.

Références Bibliographiques

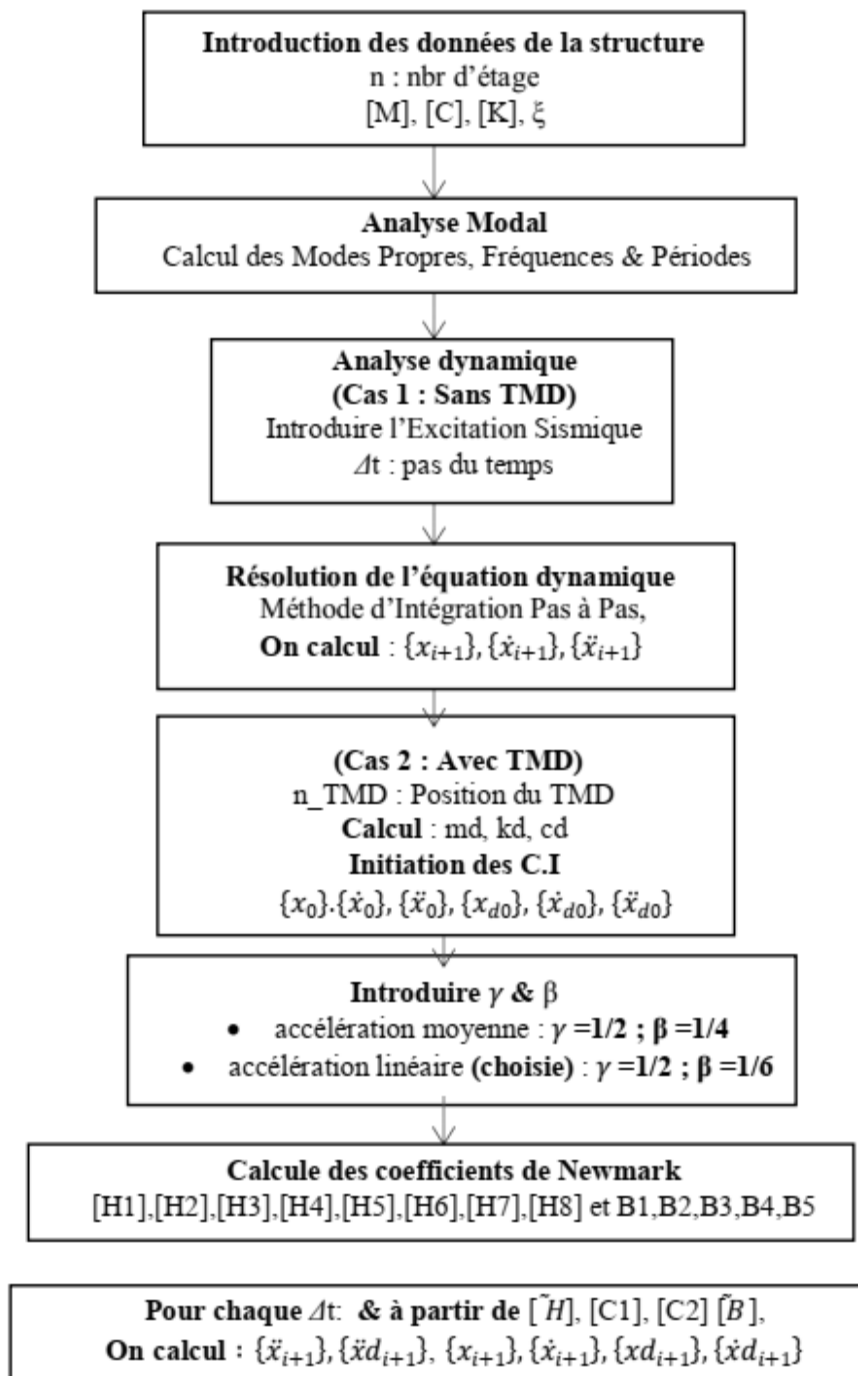
- [1] Den Hartog J.P. *Mechanical Vibrations*, Third Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1947.
- [2] M. Sahin, F. M. Karadal, Y. Yaman, O. F. Kircali, V. Nalbantoglu, F. D. Ulker, T. Caliskan, Smart structures and their applications on active vibration control: Studies in the department of aerospace engineering, *metu, Journal of Electroceramics* 20 (3-4) (2008) 167–174
- [3] B. Bandyopadhyay, T. Manjunath, M. Umapathy, Introduction to smart structures, in: *Modeling, Control and Implementation of Smart Structures*, Vol. 350 of Lecture Notes in Control and Information Sciences, Springer Berlin / Heidelberg, 2007, pp. 1–22.
- [4] V. Giurgiutiu, Actuators and smart structures, in: S. Braun (Ed.), *Encyclopedia of Vibrations*, Academic Press, 2001, pp. 58–81. (Cited on page 1.)
- [5] AKHRAS. G : Des matériaux intelligents et des systèmes intelligents pour l’avenir, *Revue militaire canadienne*, Automne 2000.
- [6] Kobori, T. & Minai, R., Analytical study on active seismic response control, *transactions, Architectural Institute of Japan*, 66, 257, 1960.
- [7] Yao, J.T-P., Concept of structural control, *ASCE Journal of Structural Division*, 1972.
- [8] Kobori, T., Seismic-response-controlled structure with active mass driver system, part 1 design and part 2 verification, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1991.
- [9] Liu, Tomizuka & Ulsoy, Challenges and opportunities in the engineering of intelligent systems, *Smart Structures and Systems*, 2005
- [10] T.T. Soong & B.F. Spencer Jr., Supplemental energy dissipation: state of the-art and state-of the practice, *Engineering Structures* 24 (2002) 243–259.
- [11] Ratier L. Stabilisation rapide des structures par contrôle actif, mise en œuvre expérimentale. Thèse de Doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2000.
- [12] Ben Mekki O. Amortissement semi actif des structures flexibles. Thèse de Doctorat entre l’Université Tor Vergata et l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- [13] Rana R. et Soong T.T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers, *Engineering Structures* 20 (1998) (3), pp. 193–204.
- [14] Dion C. Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques. Mémoire de maîtrise des sciences appliquées, Université de Montréal, 2010.
- [15] M. Collet, V. Walter, P. Delobelle, Active damping of a micro-cantilever piezocomposite beam, *Journal of Sound and Vibration* 260 (3) (2003) 453–476. (Cited on page 2.)
- [16] Djellouli L. Modélisation de système d’isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Mémoire de Mastère en Génie Civil, Université Mohamed Khider – Biskra, Faculté des Sciences et de la Technologie, 2012.

- [17] : S. Y. Chu, T. T. Soong, A. M. Reinhorn, Active, Hybrid, and Semi-active Structural Control: A Design and Implementation Handbook, 2005.
- [18] Fang J, Li Q.S and Jeary A. Modified independent modal space control of m.d.o.f. systems. Journal of Sound and Vibration, 261:421–441, 2003
- [19] Soong, T. T. Active Structural Control: Theory and Practice. Longman Sci. Tech., N.Y, 1990
- [20] Marcelo A.T. Contrôle hybride actif passif des vibrations de structures par des matériaux piézoélectriques viscoélastiques : Poutres Sandwich/Multicouches intelligentes. Thèse de Doctorat, Conservatoire National des Arts et Métiers, 2000
- [21] Lewis F.L. Optimal Control. John Wiley & Sons, 1986.
- [22] Meirovitch L. and Oz H. Modal space control of distributed gyroscopic system. Journal of Guidance, Control and System 3:140–150, 1980
- [23] Fang J.Q. The Design Theory and Method in Structural Control and Controlled Structures. Ph.D. Thesis, Wuhan University of Technology, PRC, 1993.
- [24] BAZ A. and POH S. Comparison between MIMSC, IMSC and PI in controlling flexible systems. NASA Technical Report Number, N87- 25605, 1987.
- [25] Babak Kamrani-Moghaddam M. R. and Ghorbani-Tanha A. K., « performance of tuned mass damper for response reduction of structures Under near-field and far-field seismic excitations » 4th international Conference earthquake engineering, Taipei, Taiwan, paper no.112, October 2006.
- [26] Frahm H. Devices for damping vibrations of bodies. U.S. Patent nr.989, 958, 1911.
- [27] othman ben mekki amortissement semi-actif des structures flexibles mai 2006
- [28] Chey M.H., Chase J.G., Mander J.B. et Carr A.J., Semi-active tuned mass damper building
- [29] Bentifour A., Etude parasismique sur un bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle de l'excitation sismique, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- [30] Zheng Li Gong. Passive Motion Control of super Tall Buildings. June 2009
- [31] Julio Cesar Maldonado Passive and Active Control of structure May 1995
- [32] Ahsan Kareem, Tracy Kijewski, Yukio Tamura. Mitigation of Motion of Tall Buildings with Specific Example of Recent Application
- [34] TT. Soong, BF. Spencer Jar. Supplemental energy dissipation: state-of-art and state of the practice .2002
- [35] Keit Landary Brian Winkel Peak Frequency Responses and Tunder Masse Dampers

- [36] H .Lemura CISM COURSES AND LECTEURES: principales of TMD and TLD (Basic prinripales AND Design procedure) P241
- [37] Christian MEINHARDT. Increase of a high rise buildings damping behavior by applying Large Scale Tunder Mass Dampers
Systems: Application, Earthquake Engineering & Structural Dynamics (EESD), 39(1), 69:89, 2010
- [38] J.J Connor .Introduction to structural Motion Control
- [39] RASHIMI MISHRA .Application Of Tunder Mass Dumpers for Vibration Control of Frame Structures under Seismic Excitation .May 2011
- [40] Fahim Sadek and all. A Method of Estimation the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Application .April 1996
- [41] Jhon D.Holmes. Wind loading of structures.2007
- [42] Karim Hamdaoui , Zahira Benadlaa, Houssameddine Chitaoui and Mohammed Elamine Benallal. Dynamic behavior of a seven century historical monument reinforced by shape memory alloy wires. (Received May 14, 2018, Revised January 19, 2019, Accepted January 26, 2019).
- [43] : Nishimura, I., Vibration control of building structures by active tuned mass damper, 1994
- [44] Gavin, H. (2001). Numerical integration for structural dynamics. Department of Civil and Environmental Engineering, Duke University, Durham, NC.
- [49] Sabaté Vidales, Anna. Etude Du Vent Sur Un Immeuble De Grande Hauteur. Application Sur l'Ural Tower.
- [50] Ioannis Kourakis. Structural Systems and Tuned Mass Dampers of Super-Tall Buildings. 2007.

Annexe

Organigramme de calcul par méthode Newmark



Programme Matlab pour détermination Déplacement vitesse et accélération de structure a 6 étages (avec/sans TMD)

```

clc; clear ;format long
n=6; % nbr d'etages
g=9.81; % gravité m/s^2;
%-----donnees de la structure-----
M_diag=[298.50 298.50 298.50 298.50
298.50 298.50]; nh=length(M_diag);
M=zeros(nh,nh);
for i=1:nh
    M(i,i)=M_diag(i); % masse
End
K_diag=[29300 29300 29300 29300 29300
29300];
K=zeros(nh,nh); % rigidité
K(1,1)=K_diag(1)+K_diag(2);
K(1,2)=-K_diag(2); K(nh,nh)=K_diag(nh);
K(nh,nh-1)=-K_diag(nh);
for i=2:nh-1
    K(i,i-1)=-K_diag(i);
    K(i,i)=K_diag(i)+K_diag(i+1);
    K(i,i+1)=-K_diag(i+1);
end
%-----Analyse Modale-----
[Modes,Lambda]=eig(inv(M)*K);
Modes % modes propres
for i=1:nh
    M_mode(i)=Modes(:,i)'*M*Modes(:,i);
% masse Modal
end
Freq=zeros(nh);
for i=1:nh
    Freq(i,i)=Lambda(i,i)^0.5;
% fréquences (rad/sec)
end
T=zeros(nh);
for i=1:nh
    T(i,i)=2*pi/Freq(i,i); % période de
chaque mode (sec)
end
amor=0.05; % taux d'amortissement
w=Freq; cc=2*amor*M*w; nc=length(cc);
C=zeros(nc,nc); % amortissement
for i=1:nc-1
    C(i,i)=cc(i)+cc(i+1);C(nc,nc)=cc(nc);
    C(i,i+1)=-cc(i+1);
end
for i=2:nc
    C(i,i-1)=-cc(i);
End

%-----Analyse dynamique méthode-----
%-----excitation-----
Acc=load('boumerdes.txt');
dt=0.005; % pas du temps
ug=g.*Acc(:,2); % on prend en
considération (g)
I=ones(nh,1);
F=M*I*ug';
% -----Sans TMD-----
programme cité en (4.2.3. Analyse dynamique
Transitoire)
L=length(ug);
for i=1:L-1
    U % dep
    V(:,i+1)=V(:,i)+dV(:,i); % vit
    A(:,i+1)=A(:,i)+dA(:,i); % acc
end
% ----- Avec TMD-----
alpha=0.5;
beta=0.1667;
n_tmd=6; %position TMD
md=0.05*sum(M); % masse TMD
kd=md*w^2*beta; % rigidité TMD
cd=0.05*2*md*w; % amortissement TMD
u(:,1)=zeros(nh,1);
v(:,1)=zeros(nh,1);
ud=0;
vd=0;
% Calcul
H1, H2, H3, H4, H5, H6, H7, H8
B1,B2,B3,B4,B5
C2=H5*B5/B1;
Dba=H1; Dba(:,n)=H1(:,n)-C2;
for i=1:L-1
    C1(:,i)=Hba(:,i)-(H5*Bba(i)/B1);
    a(:,i+1)=(Dba^-1)*C1(:,i); % acc
    ad(i+1)=(B5*a(n,i+1)-Bba(i))/B1;% acc TMD
    u(:,i+1)=u(:,i)+dt*v(:,i)+dt*dt*((0.5-
beta)*a(:,i)+beta*a(:,i+1)); % dep
    v(:,i+1)=v(:,i)+dt*((1-
alpha)*a(:,i)+alpha*a(:,i+1)); % vit
    ud(i+1)=ud(i)+dt*vd(i)+dt*dt*((0.5-
beta)*ad(i)+beta*ad(i+1)); % dep TMD
    vd(i+1)=vd(i)+dt*((1-
alpha)*ad(i)+alpha*ad(i+1)); % vit TMD

```

