

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Ingénierie des Structures

Thème :

**Application d'un Système (TMD) pour l'Amélioration de
la Réponse Sismique des Structures Bâtiments**

Présenté par :

MAHI Mohammed Hichem

BOUALI Adnane

Soutenu le 01 Juillet 2012 devant le jury composé de :

Dr. DJAFOUR Mustapha

Président

Dr. BENADLA Zahira

Examinatrice

M^{me}. MEDDANE Nassima

Examinatrice

Dr. HAMDAOUI Karim

Encadreur

Dr. MATALLAH Mohammed

Encadreur

Année Universitaire 2011-2012

Remerciements

Tout d'abord, louange à « Allah » qui nous a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et nous a inspiré les bons pas et les justes reflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aurait pu aboutir.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à nos encadreurs :

Dr MATAHAH Mohammed et Dr HAMDAOUI Karim pour les orientations et les conseils qu'ils nous ont prodigué durant l'évolution de notre projet.

Merci infiniment à tous les membres du jury qui font l'honneur de nous présider et examiner ce modeste travail.

Nos sincères remerciement à messieurs Dr DJAFOUR Mustapha et Dr BOUMACHRA Nadir pour leurs soutiens.

A toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail et plus particulièrement Mr Belbachir Ahmed, M^{me} Baba-Ahmad Nesrine, Mr Bekhti Chafik, et à Mr Bendjabour Amine.

Merci

Dédicace

De la part de Mahi Mohammed Hichem ;

Je dédie ce travail à mes chers parents, jamais je ne saurais m'exprimer quant aux sacrifices et aux dévouements que vous avez consacrés à mon éducation et à mes études. Les mots expressifs soient-ils restent faibles pour énoncer ma gratitude hautement profonde.

Pour mon frère « Khalil » et pour mes chères sœurs.

« Ismahane , Amina et Wafaa » et à tous mes amis avec lesquels j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur, à toute la famille Mahi et Kacemi et pour toute personne m'ayant aidé de près ou de loin, qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

De la part de Bouali Adnane ;

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à mon père et ma mère pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

Pour mes chères sœurs « Nesrine & Rym »

Pour mes très chers amis « Adnene, Sidi-Mohamed, Sid-Ahmed, Chafik et Heddy »

A mes oncles « Benchouk Fathalah & Benchouk Mohammed Samir , Bouali Abdellah »

A toute les Familles Bouali, Benchouk, El-Hassar, Berbar, Delhem, Bekhti et Benhamza.

A tous ceux qui m'aiment.

Merci

RESUME :

D'après la technologie, de nos jours, les ouvrages sont de plus en plus flexibles, et deviennent très sensibles aux agressions due aux vents et aux séismes, contre lesquels ils leurs importe de les protéger. Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure, on souhaite s'y opposer en produisant des forces de réaction adaptées à la réponse de la structure. L'un des appareils les plus utilisés sont Les amortisseurs à masse accordée (TMD).ils connaissent un succès important en génie civil. Mais leur performance est très liée aux réglages de ses paramètres et leur efficacité varie beaucoup lorsque la structure évolue. Dans ce travail, on va étudier l'efficacité de ce système dans les bâtiments à de différents étages agités par un signal sismique d'El-Centro.

ABSTRACT :

According to the technology these days, the structure are becoming more flexible, and became very susceptible to attacks such as wind and earthquakes, against whom it is important to protect them. Rather than strengthen and stiffen the structure, we want to oppose it by producing reaction forces adapted to the response of structure. One of the most used appaillage is tuned mass dampers (TMD). They know a significant achievement in civil engineering. But their performance is closely linked to its parameter settings and their effectiveness varies greatly when the structure evolves. In this work, we will study the effectiveness of this system in the building to diferents floors agitated not a SIGNAL El-Centro earthquake

الملخص:

وفقا للتكنولوجيا في أيامنا هذه أصبحت مشاريع البناء أكثر ملائمة ، وجد معارضة للهجمات كالرياح و الزلازل ، ضد منهم محميين بدلا أن يصلب أ و يقوى البناء تريد أن نعترض للإنتاج قوات رد الفعل تنضبط لاستجابة البناء واحدة من الآلات كبيرة الاستعمال هي كتلة المخمدات المستوية (TMD).

أهم نجاح عرفته الهندسة المدنية – لكن فعاليتهم جد مرتبطة بالإعدادات معلمتهم وفعاليتهم تختلف كلما تطور البناء . في هذا العمل سندرس فعالية هذا النظام في المباني كل طابق مختلف منهز بإشارة زلزالية (السانترو)(El Centro).

Liste des Figures

Figure 1.1 :	Amortissement à masse accordée.....	5
Figure 1.2 :	Une carcasse d'une structure en acier charger et subi à des forces d'excitation du support (Kramer, 1998).....	6
Figure 1.3	Passerelle Erich-Edegger-Steg à Graz en Australie.....	7
Figure 1.4	Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei 101).....	8
Figure 1.5	Un amortisseur à masse accordée (Bachmman, 2004).....	8
Figure 2.1	Système à un seul degré de liberté libre non amorti.....	19
Figure 2.2	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté libre non amorti en fonction du temps (calculé analytique).....	20
Figure 2.3	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté libre non amorti en fonction du temps (vérifier par le castem).....	20
Figure 2.4	Système à un seul degré de liberté libre amorti.....	21
Figure 2.5:	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté libre amorti en fonction du temps (calculé analytique).....	23
Figure 2.6	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté libre amorti en fonction du temps (vérifier par le castem).....	23
Figure 2.7	Système à un seul degré de liberté forcé non amorti.....	24
Figure 2.8	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté forcé non amorti en fonction du temps (calculé analytique).....	26

Figure 2.9	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté forcé non amorti en fonction de temps (vérifier par le castem).....	26
Figure 2.10	Système à un seul degré de liberté forcé amorti.....	27
Figure 2.11	Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté libre amorti en fonction de temps (calculé analytique).....	28
Figure 2.12	Le déplacement d'un système à un seul degré liberté libre amorti en fonction du temps (vérifier par le castem).....	29
Figure 2.13	Système à deux degrés de liberté forcé non amorti.....	30
Figure 2.14	Le déplacement d'un système de deux degrés de liberté libre amorti en fonction du temps (calculé analytique).....	35
Figure 2.15	Le déplacement d'un système de deux degrés de liberté libre amorti en fonction du temps (vérification –castem-).....	35
Figure 2.16	Déplacement d'un système à deux degrés de liberté forcé amorti en fonction du temps (calculé analytique).....	39
Figure 2.17	Déplacement d'un système à deux degrés de liberté forcé amorti en fonction du temps (vérifier par le castem).....	40
Figure 2.18	Superposition des deux graphes de calculé analytique avec les résultats du castem.....	40
Figure 2.19	Comparaison d'SDDL avec un SPDDL.....	41
Figure 3. 2	Modèle de la structure SDDL et TMD.....	43
Figure 3.2	DAF en fonction de β_s	46
Figure 3.3	Excitation du séisme d'El Centro.....	49

Figure 3.4	Vus de face d'une structure de 8 étages.....	50
Figure 3.5	Vus en plane d'une structure de 8 étages.....	50
Figure 3.6	Mode 01 d'un bâtiment à 8 étages.....	51
Figure 3.7	Mode 02 d'un bâtiment à 8 étages.....	51
Figure 3.8	Mode 03 d'un bâtiment à 8 étages.....	52
Figure 3.9	Mode 04 d'un bâtiment à 8 étages.....	52
Figure 3.10	Le déplacement maximum pour des structures à différentes étages avec et sans TMD.....	54
Figure 3.11	La réduction de déplacement des structures à différents étages avec et sans TMD..	54
Figure 3.12	Le déplacement d'une structure à 8 étages en fonction du temps.....	55
Figure 3.13	le déplacement d'une structure à 10 étages en fonction du temps.....	56

Liste des tableaux

Tableau 3.1	Les périodes et les facteurs de participations modales des bâtiments à différents étages.....	53
Tableau3. 2.	La masse totale de la structure et du système TMD.....	53
Tableau 3.3	Résultats du déplacement des structures à différents étages.....	56
Tableau 3.4	Résultats de l'accélération des structures à différent étages.....	57
Tableau 3.5	Les valeurs maximums de l'accélération des structures.....	57

Définition des notations :

a	: Distance.
a_0, a_1	: Coefficients de Fourier ; constantes.
b_0, b_1	: Coefficients de Fourier ; constantes.
c^*	: Constante d'amortissement généralisé.
c_c	: Constante d'amortissement critique.
c_d	: Constante d'amortissement du TMD.
c_n	: Coefficient d'amortissement généralisé, modes normaux.
D	: Facteur d'amplification dynamique.
$\underline{\underline{D}}$: Matrice dynamique.
D_1, D_2	: Constantes.
E	: Module de Young.
E	: Matrice dynamique D^{-1} .
F	: Fréquence cyclique naturelle.
f_I, f_D, f_S	: Force d'inertie, d'amortissement et de raideur.
g	: Accélération de pesanteur.
k, k_i	: Constantes de raideur.
k^*	: Constante de raideur généralisé.
k_n	: Rigidité généralisé du nième mode normal.
L	: Longueur.
m	: Masse, nombre entier.
m_{ij}	: Coefficient d'influence de masse.
m	: Masse primaire.
m_d	: Masse du TMD.
\bar{m}	: Rapport de masses.
P, P_0	: Charge.
P_{eff}	: Chargement effectif.

T	: Période du nième mode normal.
U	: Déplacement dans le sens du mouvement.
U_d	: Déplacement du TMD dans le sens du mouvement.
Y_n	: Déplacement généralisé du nième mode normal.
β	: Rapport des fréquences.
Θ	: Angle de déphasage.
ζ, ζ_n	: Facteur d'amortissement.
Φ	: Matrice des modes.
ω, ω_n	: Fréquence angulaire naturelle non amortie.
ω_D, ω_{Dn}	: Fréquence angulaire naturelle amortie.
Ω	: Pulsation d'excitation.

Sommaire

Introduction Générale	1
Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique	3
1.2 Les différents systèmes de contrôle des structures	3
1.2.1 Le contrôle actif	3
1.2.2 Le contrôle passif	3
1.2.3 Le contrôle hybride	4
1.2.4 Le contrôle semi-actif	4
1.3 Les concept des TMD	4
1.4 Les différents aspects des TMD.....	5
1.5 Quelques aspects spéciaux des TMD contre l'action sismique :.....	6
1.5.1 Application du système à une structure en carcasse.....	6
1.5.2 Application sur les ponts	7
1.6 Revue littéraire sur les TMD	7
Chapitre 2 : Réaction transitoire d'un système dynamique : Modélisation, calculs analytiques et comparaisons (castem)	18
2.1. Introduction du chapitre	18
2.2 Système a un seule degré de liberté	18
2.2.1 Système libre non amorti	18
2.2.2 Système libre amorti	21
2.2.3 Système forcé non amorti	24
2.2.4 Système forcé amorti	27
2.3 Système a deux degré de liberté	29
2.3.1. Système Forcé non amorti	30
2.3.2. System à deux degré de liberté forcé amorti.....	36
2.4. Conclusion.....	41
Chapitre 3 : Application du système TMD sur une structure	42
3.1 Introduction.....	42
3.2 Principes basic	43
3.3 La philosophie d'une fréquence à large bande des TMD.....	47
3.4 La sélection des paramètres du TMD pour le contrôle sismique.....	48
3.5 Amélioration de la réaction des bâtiments MRF.....	48
3.6 Sélections enregistrées.....	48
3.7 Interprétation des résultats.....	53
3.8 CONCLUSION.....	57
Conclusion générale	58
Références bibliographiques	60
Annexes	63

Introduction Générale

Introduction Générale

La conception d'un ouvrage se définit par une étude basée sur des détails techniques de conception suivant les normes de construction et règlements ainsi de sa mise en œuvre. Elles ont pris en effet chacune un tel développement, elles requièrent une telle spécialisation qu'elles sont confiées à des hommes ou des équipes de formation et d'expérience très différentes. La phase de conception est représentée par l'architecture, les études techniques découlent de l'application des règles et méthodes de construction civile adoptée par l'ingénieur, quant à l'exécution, elle appartient à l'industrie du bâtiment. En termes techniques, on passera du maître de l'ouvrage qui est le client, le maître de l'œuvre qui est le bureau d'étude, et en fin l'entreprise de réalisation.

Dans la phase de conception, l'ingénieur dispose de plusieurs modes de contreventements tels que les voiles, les amortisseurs antisismiques

L'objet de notre sujet est d'étudier une nouvelle solution de contreventements des structures basée sur l'utilisation des amortisseurs à masse accordée, abrégé TMD (Tuned Mass Dumper).

Un 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 ?
- Quels sont les différents aspects du système TMD ?
- Comment le système TMD réagit contre l'action sismique ?

Chapitre 1

Généralités et Recherche Bibliographique

Chapitre 1

Généralités et Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

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.

1.2 Les différents systèmes de contrôle des structures :

1.2.1 Le contrôle actif :

Un système de contrôle actif est lié à une source externe puissante dont le contrôle des actionneurs est utilisé pour appliquer la force à la structure d'une manière prescrite.

Dans un système de contrôle de réaction active, le signal envoi à l'actionneur du contrôle une fonction de réaction du system mesuré avec des capteurs physiques (optique, mécanique, électrique, chimique,...) (Nilson et Elliot, 1992).

1.2.2 Le contrôle passif :

Un système de control passif ne requière pas de puissante source externe. L'apparilles du control passif communique des forces qui sont développée en une réaction du mouvement de la structure.

Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui dissipe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure. Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe.

1.2.3 Le contrôle hybride :

Le terme « contrôle hybride » implique l'utilisation de la combinaison du système de contrôle actif ou passif. Par exemple, une structure équipée d'un supplément d'amortissement viscoélastique attaché à une masse d'amortisseur actif proche du sommet de la structure, ou une base structurale isolée avec des actionneurs activement contrôlés afin d'améliorer la performance.

1.2.4 Le Contrôle semi-actif :

Les systèmes du contrôle semi actif sont une classe des systèmes du control actifs pour lequel les exigences de l'énergie externes sont moindres par rapport au système du control actif. Le control semi actif n'ajoute pas l'énergie mécanique au système structural (incluant la structure et le control des actionneurs), donc une contribution rattachée ou un débit rattaché la stabilité est garantie (Sadek et Mohraz, 1988).

1.3 Les concepts des TMD :

Les TMD sont composé d'une masse de support dilatable, qui est calibrée par une quantité de ressorts qui y sont appliqués pour la fréquence des vibrations perturbés. Un élément d'amortisseur visqueux intégré (VISCO Damper) réduit l'agitation du mouvement du TMD – masse. La fréquence optimale calibrée est définie par des critères d'optimisations variés. Souvent, la fréquence de la masse calibrée est insignifiante sous fréquences naturelles qui doivent d'être réduite par le TMD. La fréquence calibrée du TMD ne peut être ajusté sur un plan constant et varie de +/- 0.05 Hz. Les applications pratiquées montrent que cette tolérance est adéquate (Figure 1.1) (Den Hartog et al., 1965).

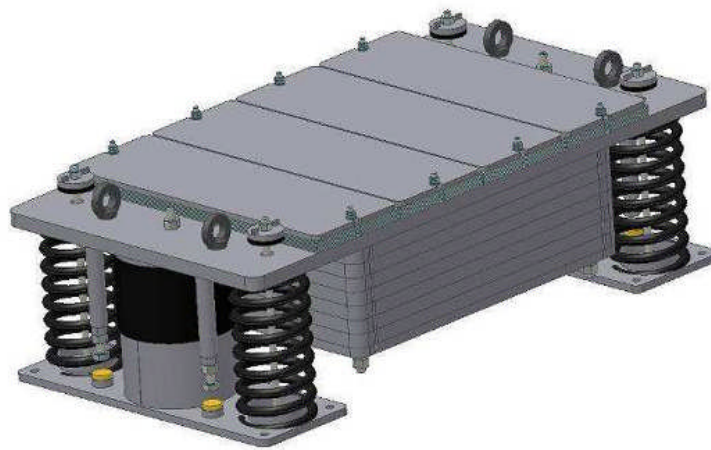


Figure 1.1 : Amortissement à masse accordée.

1.4 Les différents aspects des TMD :

Les systèmes TMD peuvent généralement être divisés en deux groupes : (i) dispositifs de fonctionnement vertical et (ii) horizontal. L'application dépend de la forme du mode de distribution aussi bien de la position /direction du TMD pour réduire cette vibration.

Le fonctionnement vertical du TMD est souvent soutenu par une hélice d'acier à ressort. La fréquence dépend simplement de la masse et de la contraction du ressort. Les VISCO-Damper sont utilisés afin de propager la bande de fréquence. Un exemple typique d'un système semblable est démontré dans la figure 1.1

Le système de fonctionnement horizontal peut aussi être utilisé. Dans quelques cas, la masse est disposée comme le système d'une pendule. La flexibilité est achevée par le mouvement horizontal de la masse au bouton du système exécutif. La masse peut fonctionner en une direction seulement, mais il se pourrait que cela fonctionne aussi à un niveau horizontal.

L'aspect du TMD dépend principalement des paramètres comme le matériau de masse (exemple : béton ou acier), la forme de la masse, espace disponible pour l'installation, fixation possible de la principale structure et la structure des membres adjacents, la fréquence ciblée et l'amortissement aussi bien que de restrictions architecturales.

Le fonctionnement vertical des TMD sont surtout disponible dans les structures dont l'orientation est horizontale comme les ponts. Ils peuvent être utilisés afin de contrôler les

modes de flexion de la structure. La configuration est aussi possible pour limiter les torsions très spécialement quand celles-ci fonctionnent en paires (Petersen, 1996).

1.5 Quelques aspects spéciaux des TMD contre l'action sismique :

1.5.1 Application du système a une structure en carcasse.

Le système TMD réduit le déplacement de la structure de 80% à 90% quand elle est soumise à un chargement due au vent. Par contre, son influence contre les séismes, montre qu'il réduit la moyenne de la réponse de la structure de 25 à 40 % (le résultat dépend principalement du rapport des masses). La structure de la carcasse en acier de la figure 1.2 a subi 11 différentes mesures des vibrations des séismes artificiels à différentes intensités. L'efficacité des masses additionnelles (1.4% de la masse total) était investie. Le résultat démontre que la masse calibrée fonctionne au mieux, quand la structure est agitée dans ces prédominantes fréquences. La masse calibrée est très légèrement activée, mais après, les effets du séisme sur la structure sont aussi d'une importance moindre (Kramer, 1998).



Figure 1.2 : Une carcasse d'une structure en acier charger par des forces d'excitations du support (Kramer, 1998).

1.5.2 Application sur les ponts :

Les problèmes de dynamiques des structures ont été discutés aussi pour les ponts. La nouvelle passerelle Erich-Edegger-Steg à Graz en Autriche fut complétée en 1992 (figure 1.3). Le pont est de type construction en poutrelle avec un entretoisement sous la superstructure. La longueur est de 58m. De ce qui a été observé est que depuis l'ouverture, les piétons ont provoqué des vibrations. L'investigation de la dynamique d'un étudiant a démontré que le pont peut facilement être agité par les piétons dans la première fréquence naturelle. Ce premier mode de vibration naturelle correspond au premier mode de secousse vertical de la passerelle. C'est pour cela que l'application de l'amortissement de la masse calibrée qui procède à la réduction de l'état de perturbante vibration était réalisée (Rakicevic et al., 2006).



Figure 1.3 : Passerelle Erich-Edegger-Steg à Graz en Autriche

1.6 Revue littéraire sur les TMD :

Les TMD peuvent être implémentés principalement sous deux formes (Soong et al., 1997). La première forme est l'amortisseur à masse accordée pendulaire. L'utilisation la plus connue de ce type d'amortisseur est l'installation d'un pendule de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei 101) pour stabiliser la tour en présence d'un chargement externe d'origine tremblement de terre ou vent (figure 1.4). et la deuxième, où se limite notre étude et la plus connue est celle formée par une masse attachée à la structure principale par un ressort et un amortisseur tel que le bloc de béton qui a été installé au sommet du bâtiment Citicorp center à New York dans les années 1970 et qui se déplace sur une surface lisse lubrifiée avec de l'huile (figure 1.5).

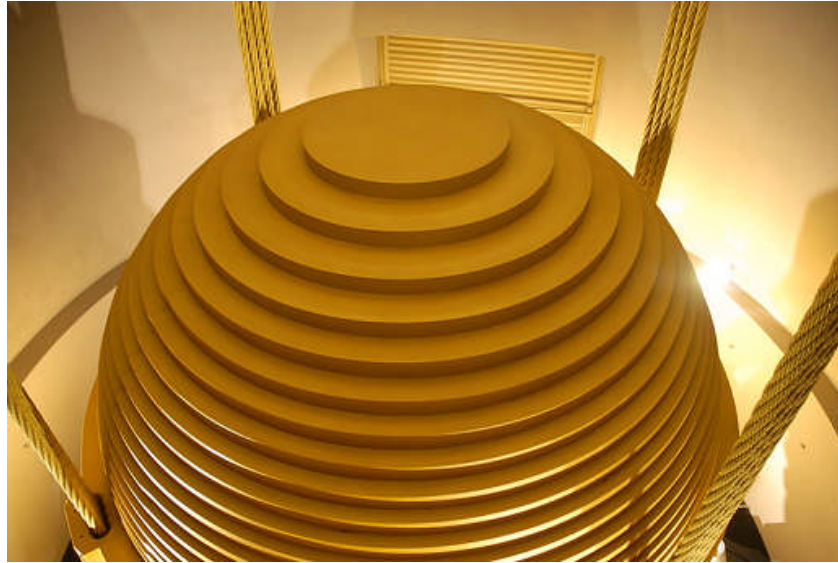


Figure 1.4 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei 101).



Figure 1.5 : Un amortisseur à masse accordée (Bachmman, 2004).

Le concept TMD était appliqué pour la première fois par Frahm en 1909, afin de réduire le mouvement rotatoire des navires ainsi que les vibrations de sa coque. Une théorie du TMD était présentée sur un article par Ormondroyd et Den Hartog, en 1928, suivi par une discussion détaillée du réglage optimal et des paramètres d'amortissement dans les livres de

Den Hartrog sur les vibrations mécanique (1940). La théorie initiale a été appliquée sur un système à un seul degré de liberté (SSDDL) non amorti, soumis aux forces sinusoïdales. L'extension de la théorie qui consiste à amortir le SSDDL qui a été investi par de nombreuses recherches.

Trois différentes structures étaient étudiées. La première structure est en deux dimensions en deux étages, la seconde est en tridimensionnel (3D), une carcasse d'un étage de bâtiment, et la troisième est en trois dimensions, un pont à haubans. Ces trois modèles sont soumis à neuf différents genres de tremblement marqués ou bien des vibrations externes. Des résultats numériques et expérimentaux démontrent que l'efficacité du TMD sur la réduction de la réaction de la même structure durant différents tremblements de terre, ou des différentes structures durant le même tremblement de terre est significativement différente ; quelques cas donnent de bonnes performances et d'autres aucun, ou un petit effet. Ceci implique qu'il y a une dépendance en ce qui concerne la réduction. Cette réaction réduite est large pour un mouvement du sol qui résonne et diminue telle une fréquence dominante du mouvement du sol.

Plusieurs systèmes de TMD sont mis en expérience afin de réduire le différent mouvement du bâtiment qui subit un signal sismique (Allen et Clark, 1988). Alors que le concept des amortisseurs à masse accordée pour la réduction de la réaction du mouvement du bâtiment a été bien étudié. La technique est basée sur l'extension du travail de Den Hartrog à partir d'un système à un seul degré de liberté et à deux degrés de liberté. Des modèles mathématiques linéaires simplifiés étaient provoqués par le tremblement de terre d'El Centro en 1940 et la réduction du mouvement a été achevée utilisant un concept technique.

Les performances des TMD passifs et actifs peuvent rapidement être évaluées par des études paramétriques qui ont été le sujet de nombreuses recherches, particulièrement ceux impliquant un contrôle actif, mais les résultats de ces expérimentations générales comparés aussi bien avec ce qui est impliqué et obtenu par des études paramétriques. Malgré quelques contraintes du concept, un bon nombre de systèmes d'amortisseurs à masse accordée actifs et passifs ont été installés avec succès dans les hautes tours et d'autres structures afin de réduire la réaction de la dynamique causée par les vents et les séismes. (Kwok et al., 1995)

L'atténuation des réactions du système structural des hautes tours par cette méthode du TMD, un absorbeur de vibrations passives a été proposé afin de protéger le système structural

(hautes tours) des dommages collatéraux du tremblement de terre (Belkherman, 1996) Une structure est modélisée. L'amortissement de la structure et l'installation des absorbeurs au sommet est représenté par la fréquence indépendante l'une sur la base équivalente au modèle visco-élastique qui permet à la structure avec l'absorbeur d'être décrite comme étant un système ayant des frictions internes non-proportionnels. Le mouvement du sol est modélisé par un actionneur qui produit la vibration avec des amplitudes et des fréquences variable. Pour déterminer les paramètres des absorbeurs optimums, une optimisation du problème (le minimax) était résolue par l'utilisation d'un programme technique non-linéaire (la méthode Hooke-Jeves).

Un sondage de l'efficacité actuel du système TMD installé dans les bâtiments (Shimazu et Araki, 1996).on introduit l'état réel d'exécution de ce système, l'effet de ce dernier était clarifié en ce basant sur diverses valeurs enregistrées dans les actuels bâtiments contre le vent et les séismes. Les effets sont discutés dans une relation entre la période naturelle des constructions équipée du système de TMD, ainsi que le rapport de masse entre les deux systemes, et les forces du vent, et l'excitation du support.

Une méthode d'estimation des paramètres des amortisseurs à masse accordées pour une application sismique. (Fahim et al., 1997). Les paramètres optimums du TMD qui résulte dans une réduction considérable en ce qui concerne la réaction des structures à un chargement sismique ont été présentés. Le critère qui a été utilisé afin d'obtenir les paramètres optimum est de sélectionner pour donner un rapport de masse, la fréquence et le rapport d'amortissement qui devais résulter d'un model d'amortissement égal et large dans le premier des deux modes de vibrations. Les paramètres sont utilisés afin d'évaluer la réaction de divers systèmes a un seul et plusieurs degrés de liberté de la structure avec le TMD a de différents forces externe. Les résultats démontrent que l'utilisation des paramètres proposés réduit le déplacement et l'accélération des réactions d'une manière significative. La méthode peut être utilisée pour le control des vibrations des hauts immeubles utilisant le prénommé « configuration de la méga structure » ou les infrastructures servent tel des absorbeurs de vibrations pour la structure principale.

Les vibrations structurale de la masse accordée installée trois empan entre des boites en acier sur un pont. (Byung et al., 2001).pour réduire les vibrations structurales des trois empan entre les boites en acier sur un pont on utilise un système d'axe triangulaire à deux degrés libre est adopté au modèle de l'effet de masse sur un véhicule ; et l'équation cinétique

considère la surface rugueuse du pont est la dériver basé sur le faisceau de Bernoulli-Euler en ignorant la torsion. Les effets du TMD sur ces boites en acier et le pont démontrent qu'il n'est pas efficace sur la réduction maximum de la déviation, mais réduit efficacement les vibrations libres du pont. Cela prouve que le système TMD est efficace en ce qui concerne le control de l'amplitude de la dynamique moins que celui de la déviation statique maximum.

Un placement optimal de multiple TMD pour les structures sismiques. (Genda et al., 2001). Dans ce cas l'effet du système TMD sur les modes de réactions des structures de six étages est étudié. Utilisation du TMD en multi étages et modes est introduite. Divers indice d'emplacement optimal sont définie et basé sur des résonances intuitives, et une séquence de procédures est proposé pour un concept praticable et d'un placement des amortisseurs sismiquement agité sur les structures. La procédure proposée est appliqué afin de placer les amortisseurs au sol des bâtiments à six étages pour une réduction maximum de l'accélération sous un chargement sismique et 13 différents signaux enregistrés. Les résultats numériques démontrent que de multiples amortisseurs peuvent réduire efficacement l'accélération de structure incontrôlable par 10à 25% plus qu'un seul amortisseur. Des analyses basées sur des faits historiques indiquent que de multiple amortisseurs pesant 3% de l'ensemble du poids de la structure peut réduire l'accélération du sol à 40%.

L'efficacité sismique du TMD pour les dommages de la réduction structurale (Pinkaw et al., 2002). L'efficacité du TMD utilisant la réduction du déplacement de la structure se trouve être insuffisant après reddition de la structure, réduction des dommages structuraux est proposés. Des simulations numériques de construction à 20 étages renforcé par du béton et modélisé tel un système équivalent rigide d'un seul degré de liberté (SDOF : Single degree of freedom) soumis à un chargement harmonique et le mouvement des sols sont pris en considération. Il est démontré que malgré l'incapacité du système TMD à réduire le pic du déplacement des structures contrôlé après reddition, on peut significativement réduire les dommages de la structure. En ajoutant, certains degrés de protection des dommages peuvent aussi être acquis de l'application du TMD.

Le concept de TMD pour une minimisation optimal des dommages (Hua-Jun et al., 2002). Cette partie considère le chargement environnemental comme étant un terme non-stationnaire caractérisé par une probable fonction dense à puissance spectral.

Le control sismique structural utilise des TMD (Yang et al., 2002). Cet article se concentre sur la façon de déterminer un amortissement instantané de système TMD semi-active avec un amortissement continuellement variable. Un algorithme est employé afin d'examiner le control des performances de la structure par considération à l'amortissement tel une présumé action de control. Deux simulations numériques de cinq étages et de dix étages sont menée à partager les structures avec ce système sur le toit. L'efficacité des réductions des vibrations du système a plusieurs degrés de liberté soumis à l'excitation sismique sont discutés.

La suppression des vibrations structurales via la technique active/passive. (Devendra.Garg et al., 2003).L'avance fait que dans l'espace des suppressions des vibrations via une récente technique innovatrice développe, un traitement de couche d'amortissement restreint appliqué aux structures civil. En développant la théorie des équations qui dominant la vibration des systèmes de petites structures traité avec la piezo-magnétique couche d'amortissement restreint, et le développement innovateur des traitements de surface d'amortissement utilisant des traitements de microcellules mousseuses et de couche d'impasse restreintes .Les résultats obtenus de par-dessus et divers autres suppressions de vibrations oriente des projets de recherches ayant effectué sous le parrainage de ARO.

La performance du modele à cinq étages de Benchmark utilisant un TMD active (ATMD), ou le control de l'action est achevé par un contrôleur Fuzzy logique(FLC) par un tremblement de terre. L'avantage du Fuzzy contrôleur c'est qu'il est d'une robustesse inerte et la capacité à manipuler n'importe quel fonctionnement non-linéaire de la structure. Les analyses de simulation des cinq étages du building de Benchmark, le bâtiment avec un TMD, et un bâtiment avec une ATMD, une Fuzzy et un régulateur de cadrage linéaire (LQR) contrôleurs ayant été reporté, et la comparaison entre les contrôleurs Fuzzy et LQR est faites. En plus, l'analyse de la simulation du bâtiment de Benchmark avec de différentes valeurs du rapport de fréquence, mené en utilisant un contrôleur Fuzzy et l'effet de rapport de masse, sur les cinq étages du model de Benchmark utilisant un contrôleur Fuzzy a été étudié.

Le fonctionnement du système structural du sol avec les amortisseurs à masse accordées durant une source-proche de tremblements de terre (Nawawi et Chouw, 2004). Dans ce dossier l'influence des amortisseurs à masse accordée sur le fonctionnement de la carcasse structural durant une source-proche d'agitation du sol a été présentée. Dans l'investigation l'effet d'interaction sol-structure est considéré, et la fréquence naturelle de la TMD est variée. Les agitations du sol utilisent les mouvements du sol à l'investigation démontre que

l'interaction sol-structure et une caractéristique du mouvement du sol peut avoir une forte influence sur l'efficacité du TMD. Mais afin d'obtenir une conclusion général davantage d'investigation sont nécessaires.

Le contrôle structural de la réaction du vent avec une rigidité variable du TMD Utilisant un mode de décomposition empirique (Hilbert et al., 2004). L'efficacité d'un système semi-actif avec une rigidité variable du TMD Pour le control de la réaction de l'excitation du vent sur un Benchmark building est investie dans cette étude.

La construction de Benchmark étudié propose 76 étages d'une tour de bureaux en béton à Melbourne, Australie. A travers les données du chargement des vents ou en les a pris à partir d'un test des vents dans un tunnel sont de nos jours utilisés comme méthode d'étude. L'objectif de cette étude est d'évaluer le nouveau système SAIVS-TMD, qui a un avantage distinct de retour continu de ces fréquences du au control à un temps réel et robuste pour changé la rigidité des buildings et d'amortissement. La fréquence accordée du SAIVS-TMD est achevé en se basant sur un mode empirique de décomposition et Hilbert transforme l'algorithme de la fréquence instantanée développé par les chercheurs. Il est démontré que le SAIVS-TMD peut réduire la réaction de la structure substantiellement, quand on le compare a des cas incontrôlable, et il pourrait réduire la réaction plus s'il la compare au TMD. D'autant plus, il est démontré que le SAIVS-TMD réduit la réaction même si la rigidité du building change par plus à moins de 15%.

L'effet d'interaction du sol sur la performance des amortisseurs à masse accordée pour les applications sismiques (Ghosha et Basu, 2004). Les propriétés d'une structure utilisant le concept TMD en considérant la structure comme étant un type de base-fixé. Ces propriétés peuvent être altérées significativement si la structure a une base flexible, ce qui veut dire, que lorsque la fondation d'une structure est supportée sur un sol conforme et subit le mouvement relatif aux alentours du sol. Donc, il est nécessaire d'étudier les effets de l'interaction sol-structure (SSI) pendant la conception du TMD pour le control des vibrations provoquées de la structure.

Le fonctionnement des structures des bases-flexibles avec un TMD lié soumis au tremblement de terre provoqué a été examiné. Les propriétés structurales modifiées due à l'interaction sol-structure ont été étudiés dans ce dossier.

Les théories du concept optimal et les applications des amortisseurs à masse accordées. (Chien-Liang et al., 2006). Une théorie du concept optimal des structures mis en œuvre avec les amortisseurs à masse accordées (TMD) est proposée dans ce dossier. Plusieurs états du système de la dynamique des structures à plusieurs degrés libre (MDOF), multiple TMD (MTMD) installé sur différents étages d'une construction, et la puissance de la densité spectral (PSD) une fonction de la perturbation environnementale prise en compte. Le concept optimal des paramètres du TMD en termes de coefficients d'amortissement et de ressorts constants correspondant à chaque TMD sont déterminé par une minimisation de la performance des réactions structurales définie dans le domaine des fréquences. Plus encore, une méthode numérique est aussi proposée pour la recherche des paramètres du concept optimal du MTMD d'une façon systématique telle des solutions numérique qui converge en toute monotonie et efficacité vers la solution exacte comme le nombre des itérations qui augmente. La faisabilité de la théorie du concept optimal proposé est vérifiée par l'utilisation de la structure SDOF avec un seul TMD (STMD), une structure de 5-DOF avec deux TMD, et une structure de dix-DOF avec un STMD.

(Mohammed et al., 2007). Dans cet article nous vient sous forme de projet de recherche qui a pour but de développé un coût effectif innovateur TMD utilisant du matériel viscoélastique. Généralement, un TMD est constitué d'une masse, ressort, et d'amortisseur qui sont attaché au sol pour former un système deux-degrés libre. Les TMD sont typiquement effectifs sur une bande de fréquence restreinte et doit être accordée à une fréquence naturelle particulière. Ce dossier stipule une méthodologie détaillé pour l'estimation des paramètres requis pour un TMD optimum pour le système du sol. Ça décrit aussi l'estimation du processus de l'amortissement visqueux équivalent à un amortisseur fait de matériel viscoélastique. Finalement, un nouveau prototype d'amortisseur viscoélastique innovateur est présenté tout au long avec des résultats préliminaire associé.

Le semi-active TMD pour le control des vibrations des étages (Setareh et al., 2007). Un dispositif semi-actif magnéto-rhéologique est utilisé dans un pendule d'amortisseurs à masse accordées système PTMD afin de contrôler les vibrations excessive des étages d'un bâtiment. Ce dispositif est appelé pendule semi-active des amortisseurs à masse accordées SAPTMD. Des études analytiques et expérimentales sont menée a fin de comparer la performance du SAPTMD avec son équivalent passif. Un équivalent du model d'un seul degré liberté pour le SAPTMD est développé afin de dévié les équations du mouvement du système couplé

SAPTMD-sol. Une technique numérique intégrée est utilisée afin de calculer la réaction de la dynamique du sol, et les paramètres du concept optimal du SAPTMD se sont trouvés à utiliser un algorithme d'optimisation. Les effets dus aux variations de la masse du sol sur les performances du PTMD et SAPTMD sont étudiés de façon expérimentale et analytique. On peut conclure à partir de cette étude que les lois du contrôle prennent ici en considération un SAPTMD optimum qui est performant comme leurs équivalents PTMD, cependant, il reste supérieure au PTMD si le sol est soumis au off-accord (off-tuning) due aux variations de la masse du sol à partir d'autres sources que les présences humaines.

(Wong, 2008). Le processus de transfert d'énergie utilisant le TMD dans l'amélioration des capacités des structures rigides à dissiper le tremblement de terre en contribuant à l'énergie qui est examiné. Le fonctionnement structural rigide est modélisé par l'utilisation de la méthode analogique. L'efficacité du TMD à réduire les réactions de l'énergie est aussi étudiée par l'utilisation de l'énergie plastique spectrale pour des structures variées. Les résultats montrent que l'utilisation du TMD améliore la capacité de la structure à stocker une large quantité d'énergie dans le système TMD qui se relâchera à un certain moment en forme d'énergie d'amortissement si la réaction n'est pas à un stade critique, ainsi l'augmentation de l'amortissement de l'énergie se dissipe pendant la réduction de l'énergie plastique. Cette réduction de l'énergie plastique dissipée se rapporte directement à la réduction des dommages structuraux.

Analyse de la dynamique de l'espace structural avec de multiples amortisseurs à masses accordées. (Guo et Chen, 2008). Des formulations de la méthode de réverbération de la matrice (RMM) sont présentées pour l'analyse de la dynamique de l'espace structural avec de multiples TMD (MTMD). La théorie généraliser des matrices inversées est alors employée afin d'obtenir la réaction de la fréquence des structures avec ou sans l'amortissement, permettant un traitement uniforme à n'importe quel fréquence, en incluant la résonance de la fréquence. Pour des réactions transitoires. La technique d'amortissement artificiel y est employée afin d'évaluer le temps ou moyen des réactions des structures. La vibration libre, réaction de la fréquence, et réaction transitoire des structures avec le MTMD sont examinées par la méthode proposée à travers divers exemples. Les résultats numériques indiquent que l'utilisation du MTMD peut effectivement altérer la distribution des fréquences naturelles aussi bien que la réduction de fréquence/réaction transitoire de la structure. La plus haute précision, et l'uniformité de la formulation du RMM sont aussi mises en évidence dans ce dossier.

L'exploration des performances des amortisseurs à masse accordée non-linéaire. Nicholas A.Alexander, (Frank, 2009). Dans cette performance des amortisseurs non linéaires (NTMD), qui sont modélisés tel un système de deux degrés liberté. Cette non-linéarité est physiquement déviée d'une configuration géométrique de deux paires de ressorts. Les ressorts en une paire pivotent comme s'ils s'étendaient, ce qui en donne comme résultat un durcissement de la rigidité des ressorts. L'autre paire provient du terme de rigidité linéaire. Dans ce dossier une étude numérique extensive des périodes de réactions du NTMD utilisant en continuité le software numérique AUTO ayant été finie. Deux techniques ont été employées pour rechercher les paramètres du concept optimal ; l'optimisation des solutions périodiques et le balayage des paramètres. Dans ce dossier le chercheur a découvert toute une famille des courbes de résonance pour faire disparaître la rigidité linéaire des ressorts.

L'application des stratégies du control semi-actif pour la protection sismique des buildings avec les amortisseurs (Maryam Bitaraf et al., 2010). Magnéto-rhéologique amortisseurs (MR) sont des dispositifs semi-actifs pouvant être utilisé afin de contrôler la structure civile durant un chargement sismique. Ils sont capables d'offrir l'adaptabilité des dispositifs actifs et la stabilité et la fiabilité des dispositifs passifs. L'un des challenges dans cette application des amortisseurs MR est de développer une stratégie de contrôle effectif qui peut totalement exploité les capacités des amortisseurs MR. Cette étude propose deux méthodes de contrôle semi-actif pour la protection sismique des structures utilisant les amortisseurs MR. La première méthode est la méthode du contrôle simple adaptatif qui est classifié comme étant une méthode du contrôle directe adaptatif. Le contrôleur développé en utilisant cette méthode peut prendre en considération les changements qui surviennent dans les caractéristiques de la structure parce qu'il peut modifier ses paramètres durant la procédure de contrôle. Le second est développé en utilisant une génétique-basé de la méthode du contrôle Fuzzy. En particulier, le contrôle logique Fuzzy qui régleme la base déterminé par une génétique d'algorithme à multi-objectifs conçue pour déterminer les commandes du voltage des amortisseurs MR.

Contrôle des vibrations des structures sismiques utilisant une friction semi-active à multiple TMD. (Chi-Chang et al., 2010). Il n'y a pas de différence entre une friction-type TMD et une masse morte ajouté à une structure primaire si la force de la friction statique désactive l'amortisseur de masse. Pour surmonté ce désavantage, ce dossier propose un nouveau système de friction-type semi-actif à multiple TMD (SAF-MTMD) pour le contrôle des vibrations des structures sismiques. Utilisant des mécanismes de friction variable, le système

SAF-MTMD proposé est apte à garder toutes ses unités de masse activée lors d'un tremblement de terre avec une intensité arbitraire. Une comparaison avec le système utilisant une friction-type passif à multiple TMD (PF-MTMD) démontrent que le SAF-MTMD supprime efficacement le mouvement sismique du système structural, pendant la réduction substantiel des coups de chacune des unités de masse, spécialement à une large intensité du tremblement de terre.

Chapitre 2

Réponse transitoire d'un système

dynamique : Modélisation, calcul

analytique et comparaisons (castem)

Chapitre 2

Réaction transitoire d'un système dynamique : Modélisation, calcul analytique et comparaisons (Castem)

2.1. Introduction au chapitre :

Les phénomènes physiques dépendant du temps sont généralement décrits au départ par des équations différentielles. Dans le cas le plus simple, il y a une seule grandeur qui varie et on parle de système à un degré de liberté, la plupart du temps rédigé par une équation différentielle du second ordre. Les phénomènes naturels sont presque toujours non-linéaires mais, dans de nombreux cas, l'hypothèse des petits mouvements permet d'aboutir à une excellente approximation fournie par une équation différentielle linéaire à coefficients constantes d'ordre deux.

Dans ce chapitre, notre but est d'interpréter les résultats des différents systèmes (SDDL, PDDL), et comparer ces résultats avec le logiciel Castem afin de vérifier que ce logiciel est fiable pour ces simples degrés et l'appliquer pour notre structure plus compliquée évoquée au chapitre 3

2.2 Système à un seul degré de liberté :

Dans cette partie, on va traiter des systèmes à un seul degré de liberté, c'est-à-dire les modèles décrits par une seule et unique équation différentielle ordinaire.

2.2.1 Système libre non amorti :

La modélisation d'un système SDDL libre non amorti se fera sur une masse accordée par un amortisseur, avec un déplacement initial de $U(0)=0$ m et de vitesse initiale de $\dot{u}(0)=1$ m/s (Figure 2.1).

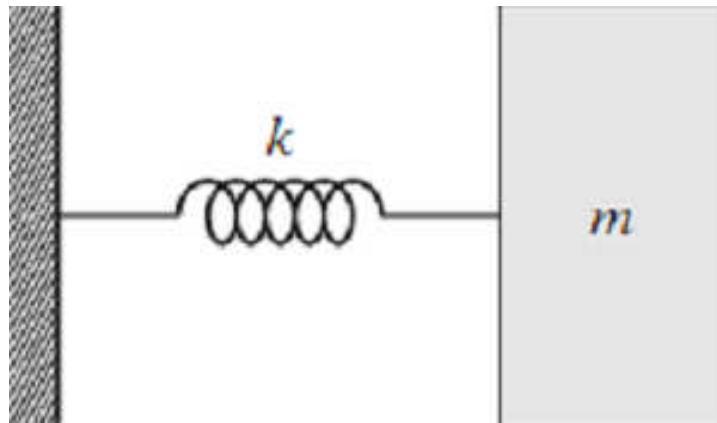


Figure 2.1 : Système un seule degré de liberté libre non amorti

L'équation de mouvement :

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

La solution est sous la forme :

$$U_i(t) = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t$$

A : l'amplitude de la vibration libre

B : l'angle de déphasage

On a la dériver du déplacement égale :

$$\dot{u}(t) = (-A \omega_0 \sin \omega_0 t + B \omega_0 \cos \omega_0 t).$$

$$u(0) = 0 \text{ m} \Rightarrow A \cos 0 = 0$$

$$\Rightarrow A = 0$$

$$\dot{u}(0) = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \omega_0 B = 1 \Rightarrow B = 1/\omega_0$$

$$U(t) = \frac{1}{\omega_0} \sin \omega_0 t$$

Application numérique :

$$V_0 = 1 \text{ m/s}, K = 20000 \text{ N/m}, m = 100 \text{ Kg},$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{20000}{100}} = 14,14 \text{ rad/s}$$

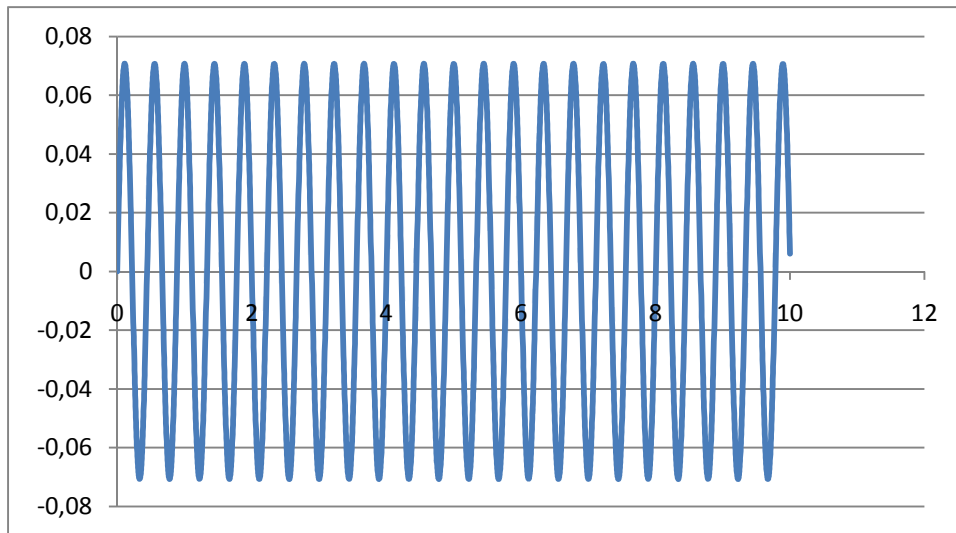


Figure2.2 : Le déplacement d'un système a un seul degré de liberté libre non amorti en fonction du temps (calculé analytique)

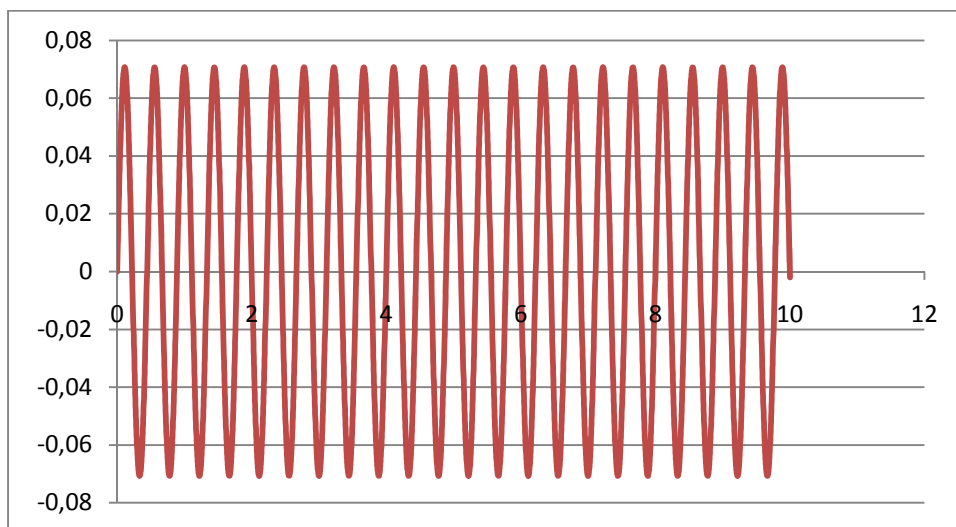


Figure 2.3:Le déplacement d'un système a un seul degré de liberté libre non amorti en fonction du temps (Calcul numérique)

Interprétation des résultats :

Dans ce cas le mouvement pris par la masse M est un mouvement oscillatoire non amorti avec une valeur de déplacement $\max=0.067\text{m}$, et en remarque que les deux résultats que se soit par le calcul analytique ou bien par le Castem sont identiques (Figure 2.2 et 2.3)

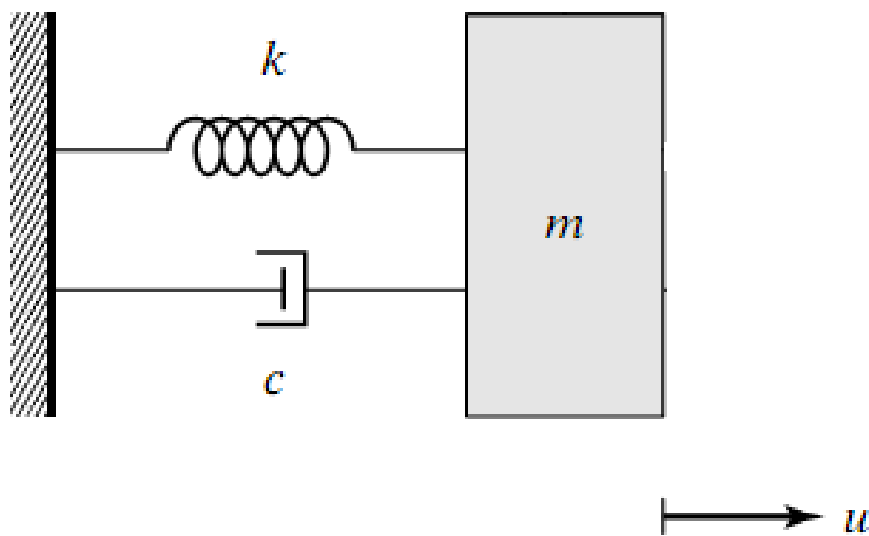
2.2.2 System libre amorti :

Figure 2.4 : Système a un seul degré de liberté amorti

L'équation de mouvement

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 .$$

La solution pour notre équation et sous la forme : $U(t) = e^{-\xi\omega_0 t}(A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t)$.

D'après nos données :

$$V_0 = 1 \text{ m/s}, K = 20000 \text{ N/m}, m = 100 \text{ Kg}, \xi = 5\%$$

$$k_d=10\% k \text{ donc } K_d=2000 \text{ N/m et } m_d=10\% m \Rightarrow m_d=10 \text{ kg}$$

Et on va supposée que le facteur d'amortissement de notre deuxième masse et le même que la première $\xi = 5\%$

Application numérique :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{20000}{100}} = 14,14 \text{ rad/s}$$

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2} = 14,12 \text{ rad/s}$$

D'après les conditions initiale : $U(0)=0 \text{ m} \Rightarrow A \cos 0=0$

$$\Rightarrow A=0$$

$\dot{u}(0)=1 \text{ m/s}$ (la vitesse initiale)

$$\Rightarrow \dot{u}(t) = \xi \omega_0 e^{-\xi \omega_0 t} (A \cos \omega_d t + B \sin \omega_d t) + e^{-\xi \omega_0 t} (-A \omega_d \sin \omega_d t + B \omega_d \cos \omega_d t).$$

$$\Rightarrow B = (1/\omega_d) = 0.07$$

$$U(t) = e^{-\xi \omega_0 t} (B \sin \omega_d t)$$

Solution générale : $\frac{1}{\omega_d} e^{-\xi \omega_0 t} (\sin \omega_d t)$

Application numérique :

$$\mathbf{U(t) = 0,07e^{-0.7t} \sin(14.12t)}$$

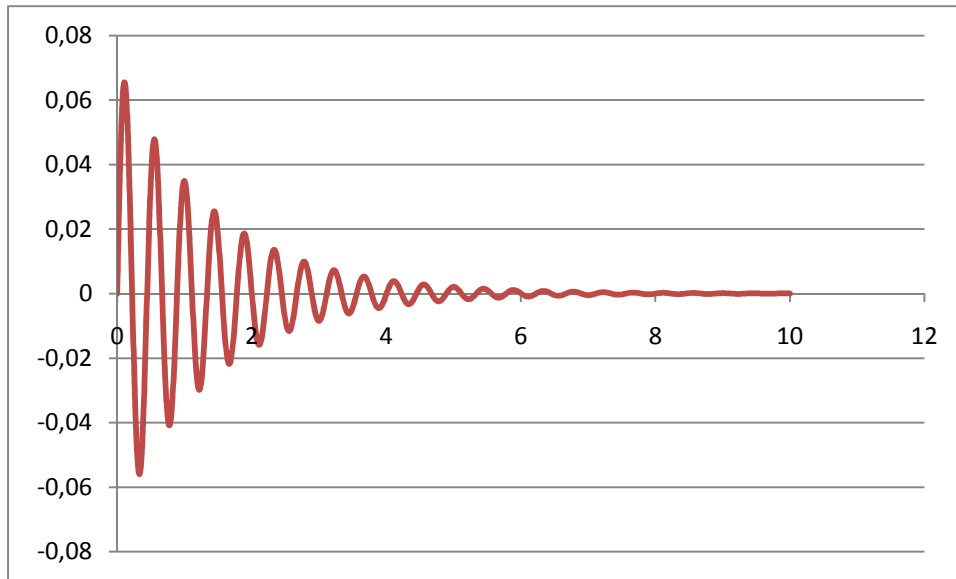


Figure 2.5:Le déplacement d'un système a un seul degré de liberté amorti en fonction du temps (calculé analytique)

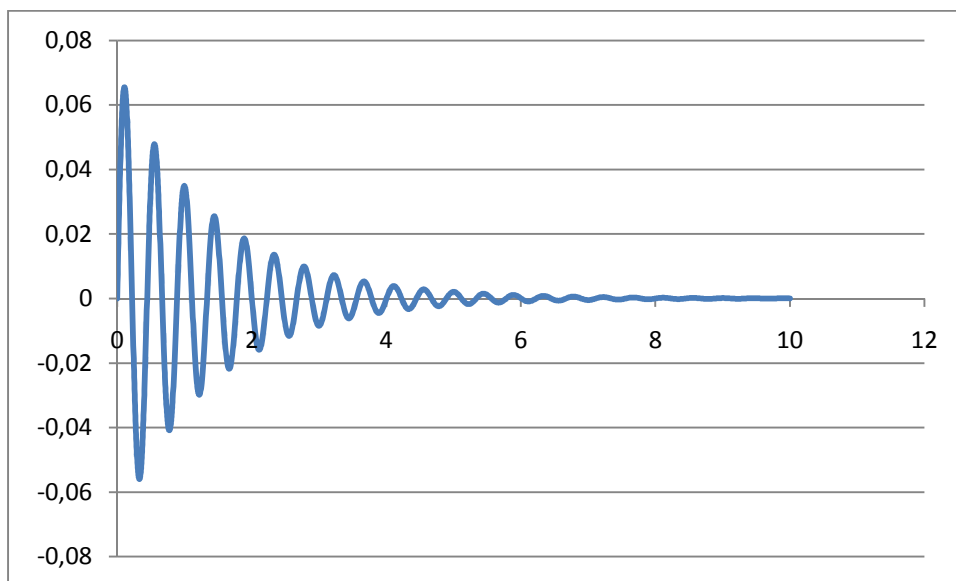


Figure 2.6:Le déplacement d'un système a un seul degré de liberté amorti en fonction du temps (Calcul numérique)

2.2.3. System forcé non amorti :

Dans cette partie là, nous allons essayer de commencer à étudier le mouvement forcé et particulièrement les SSDL amortis et non amortis assujettis à une excitation harmonique. Cette étude est importante pour deux raison :

- ✓ Plusieurs systèmes sont sujets à ce genre d'excitation en pratique
- ✓ Les résultats de cette partie peuvent être étendus pour traiter la réponse de la structure complexe à plusieurs degrés de liberté à des excitations spéciales

Considérons le système démontré par la (Figure 2.7). Il est supposé que le système est linéaire et que l'amplitude et la fréquence de l'excitation sont constantes. L'équation du mouvement est donné par : $m\ddot{U} + kU = P_0 \cos \Omega t$

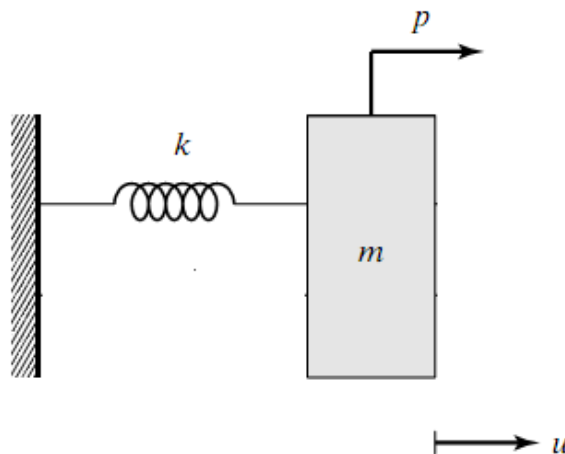


Figure 2.7 : Système a un seul degré de liberté forcé non amorti

On applique une force $P(t)$ dans la masse et en plus à une excitation du support \ddot{a}_g

$P(t) - m\ddot{a}_g = 1 \sin \Omega t$ « la force plus excitation du support appliqué sur la masse »

$$T=2s \Rightarrow \Omega = \frac{2\pi}{T} = 3,14 \text{ rad/s}$$

L'équation de mouvement est :

$$M(\ddot{u} + A\ddot{g}) + Ku = P(t)$$

$U_t(t) = U_h(t) + U_p(t)$ $U_h(t)$: la solution homogène

$U_p(t)$: la solution particulière

$$M\ddot{u} + Ku = P(t)$$

La solution particulière est sous la forme :

$$U_p(t) = U_0 \sin(\omega t - \varphi)$$

$$U_0 = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{1 - B^2} = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right)} = 1.052$$

$$U_0 = 5,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0 \Rightarrow \varphi = 0$$

$$U_p(t) = 5,26 \cdot 10^{-4} \sin(14,14t)$$

La solution homogène est $U_h(t) = ?$

On a $U_t(t) = -0,00052 \sin(3,14t) + (A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t)$

D'après les conditions initiale on trouve $A=0$, $B=1,168 \cdot 10^{-4}$

Donc $U_h(t) = 3,71 \cdot 10^{-6} \sin(14,14t)$

$$\mathbf{U_t(t) = 5,26 \cdot 10^{-5} \sin(3,14t) + 3,71 \cdot 10^{-6} \sin(14,14t)}$$

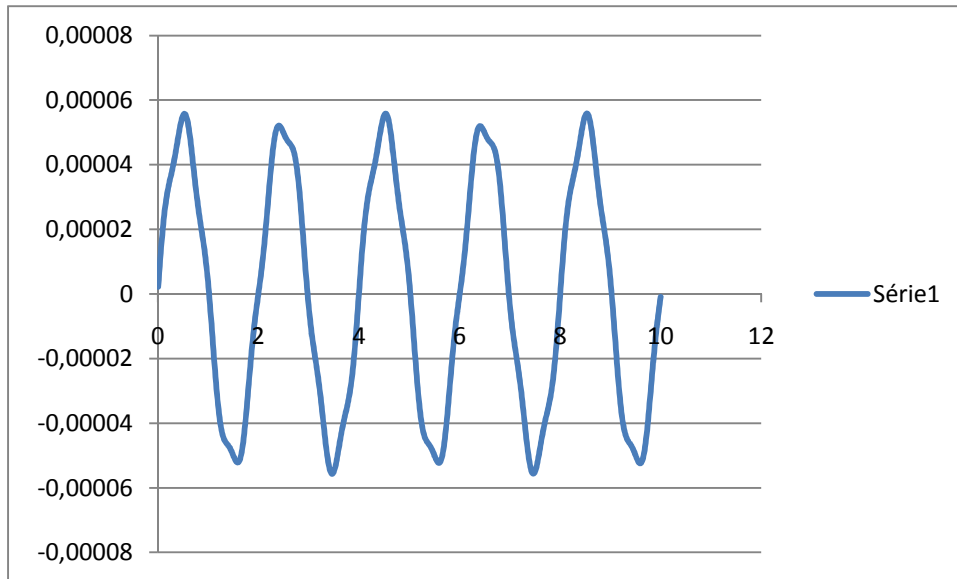


Figure 2.8: Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté forcé non amorti en fonction du temps (calcul analytique)

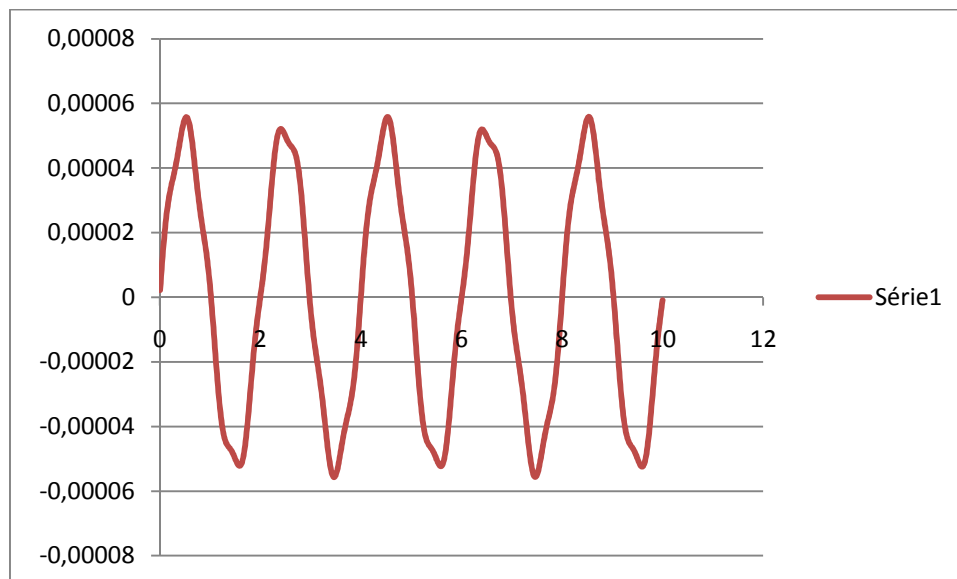


Figure 2.9: Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté forcé non amorti en fonction de temps (calcul numérique)

2.2.4 Système forcé amorti :

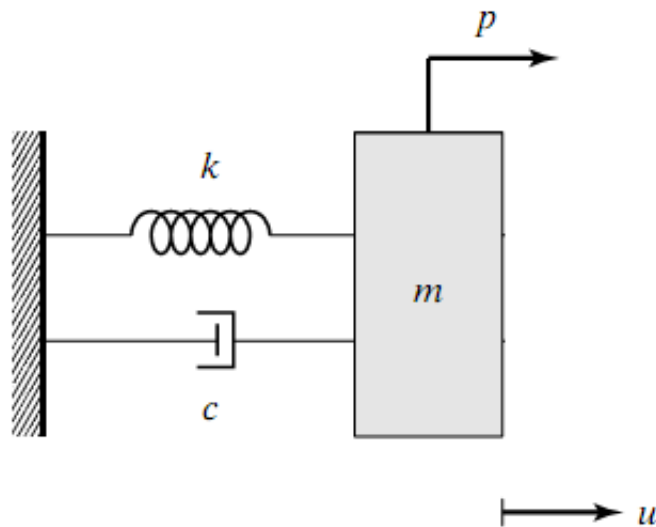


Figure 2.10: Système à un seul degré de liberté forcé amorti

L'équation du mouvement :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 1 \sin(3,14t)$$

$$U_p(t) = U_0 \sin(\omega t - \varphi)$$

$$U_0 = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1 - B^2)^2 + (2\xi B)^2}} \Rightarrow D = 1,051$$

$$B = 0,222$$

$$\xi = 0,05$$

$$U_0 = \frac{P_0 \cdot D}{K} = 5,255 \cdot 10^{-5}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2\xi B}{1 - B^2} = 0,023 \Rightarrow \varphi = 0,023 \text{ rad}$$

$$U_p(t) = 5.255 \cdot 10^{-5} \sin(3,14t - 0.023)$$

La solution harmonique :

$$U_h(t) = ?$$

On a :

$$U(t) = 5.255 \cdot 10^{-5} \sin(14.14t - 0.023) + e^{-\xi\omega_0 t} (A \cos \omega_d t + B \sin \omega_d t)$$

D'après les conditions initiales on a :

$$U(0) = 0$$

$$\dot{U}(0) = 1 \text{ m/s}$$

$$\text{Danc (1)} \Rightarrow A = 0$$

$$B = 0.0354$$

$$U(t) = 5,255 \cdot 10^{-5} \sin(14,14t - 0,023) + e^{-\xi\omega_0 t} (0,035 \sin \omega_d t)$$

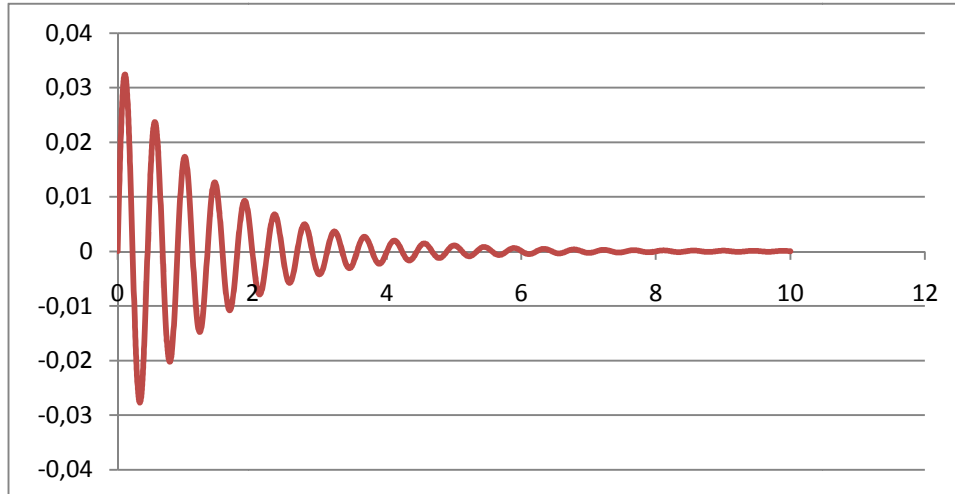


Figure 2.1 : Le déplacement d'un système à un seul degré de forcé libre amorti en fonction de temps (calculé analytiquement)

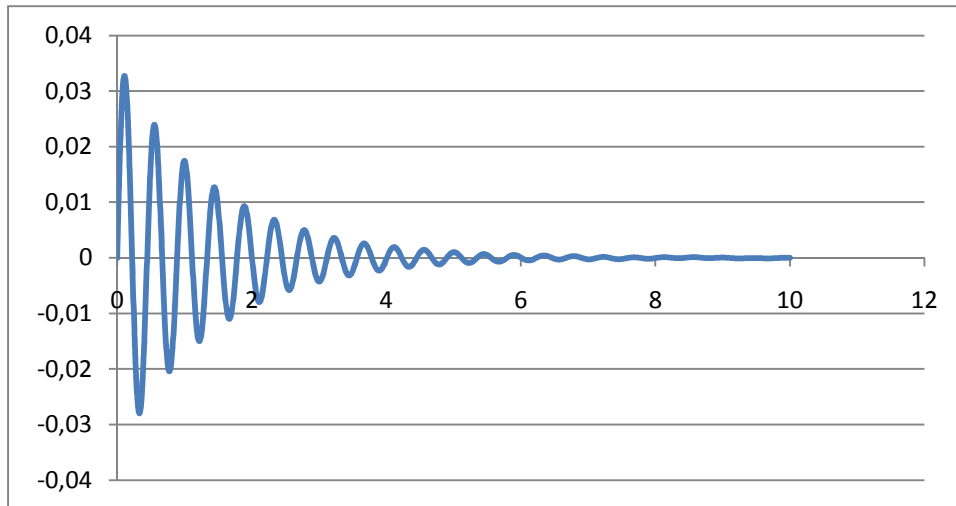


Figure 2.12: Le déplacement d'un système à un seul degré de liberté forcé amorti en fonction du temps (calcul numérique)

2.3 Système à deux degrés de liberté :

Il existe deux catégories de la méthode nettement différente pour obtenir la réaction forcée d'un système à 2DDL ou plus :

La première dite par **l'intégration pas-à-pas** : le principe est de diviser la réaction en intervalles de temps la déformée à la fin de premier intervalle du temps est obtenue sur la base des conditions initiales et de la mise en charge durant la première intervalle

Et la deuxième et celle utilisée par **superposition modale** (analyse modale). Cette méthode basée sur la supposition que toute position déformée d'un système est une combinaison linéaire des modes de vibration. Cette méthode présente certes un grand avantage par son caractère facile à résoudre mais présente des inconvénients dans la recherche d'un nombre important de modes propres et sa limitation aux systèmes extensibles linéaires.

2.3.1. Forcé non amorti :

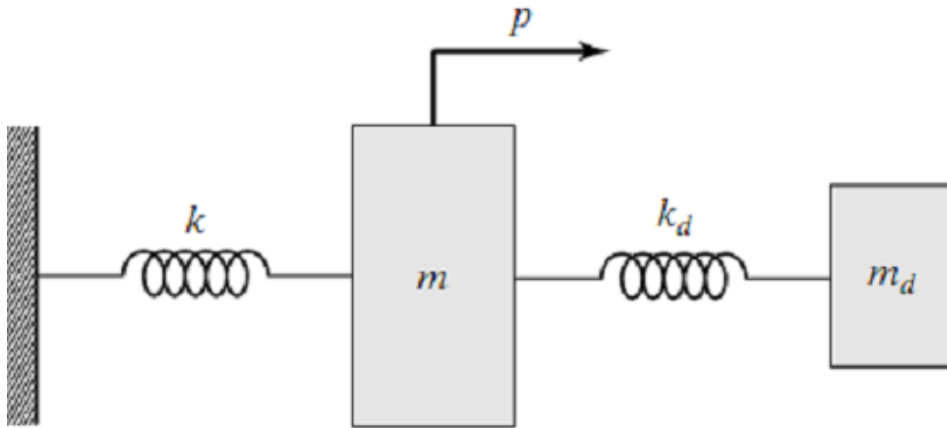


Figure 2.13 : Système à deux degré de liberté forcé non amorti

$$\underline{\underline{M}}\ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{C}}\dot{\underline{u}} + \underline{\underline{K}}\underline{u} = p(t)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p(t) \\ 0 \end{pmatrix}$$

Le vecteur $\underline{U}(t)$ représentant la déformée du système peut être représenté comme la superposition des modes propres .cette superposition peut s'écrire sous forme $\underline{U}(t) = \underline{\underline{\phi}}y_1(t)$

$$\underline{\underline{M}} = \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \underline{\underline{M}} : \text{Matrice de masse du système}$$

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} 22000 & -2000 \\ -2000 & 2000 \end{bmatrix} \underline{\underline{K}} : \text{Matrice de rigidité du système}$$

$\ddot{\underline{U}}, \dot{\underline{U}}, \underline{U}$: Vecteur d'accélération, de vitesse et de déplacement respectivement

$$\text{Det} \left| \underline{\underline{K}} - \omega^2 \underline{\underline{M}} \right| = 0$$

$$\left| \begin{bmatrix} 22000 - \lambda 100 & -2000 \\ -2000 & 2000 - 10\lambda \end{bmatrix} \right| = 0 \Rightarrow (22000 - \lambda 100)(2000 - 10\lambda) - (2000)^2 = 0$$

$$\Rightarrow 4,4 \cdot 10^7 + 1000\lambda^2 - 220000\lambda - 200000\lambda - 4000000 = 0$$

$$\Rightarrow 4,0 \cdot 10^7 + 1000\lambda^2 - 4,20 \cdot 10^5\lambda = 0$$

$$\Delta = (-4,20 \cdot 10^5)^2 - 4 \times 4,0 \cdot 10^7 \times 1000$$

$$\sqrt{\Delta} = 128062.48$$

$$\lambda_1 = \frac{4.20 \cdot 10^5 - 128062.48}{2000} = 145.96 \Rightarrow \omega_1 = 12.08 \text{ rad/s} \Rightarrow T_1 = 0.51 \text{ s}$$

$$\lambda_2 = \frac{4.20 \cdot 10^5 + 128062.48}{2000} = 274.03 \Rightarrow \omega_2 = 16.55 \text{ rad/s} \Rightarrow T_2 = 0.37 \text{ s}$$

Modes propre :

i) $\omega_1 = 12.08 \text{ rad/s}$

$$\left(\underline{\underline{K}} - \omega_1^2 \underline{\underline{M}} \right) \underline{\underline{D}}_1 = 0$$

$$\begin{cases} 7404 \cdot D_{11} - 2000 \cdot D_{21} = 0 \\ -2000 \cdot D_{11} + 540.4 \cdot D_{21} = 0 \end{cases}$$

$$D_{11} = 1 \Rightarrow D_{21} = 3,702$$

ii) $\omega_2 = 16.55 \text{ rad/s}$

$$\begin{cases} -5403,1 D_{12} - 2000 D_{22} = 0 \\ -2000 D_{12} - 740.31 D_{22} = 0 \end{cases}$$

$$D_{12} = 1 \Rightarrow D_{22} = -2,7$$

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 3,7 & -2,7 \end{bmatrix} \Phi: \text{Le facteur modal d'amplification dynamique}$$

$$m_1^* = \underline{\underline{D}}_1^T \cdot \underline{\underline{M}} \underline{\underline{D}}_1 = [1 \quad 3,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 3,7 \end{pmatrix}$$

$$m_1^* = 236,9t$$

$$K_1^* = \underline{\underline{D}}_1^T \cdot \underline{\underline{K}} \underline{\underline{D}}_1 = [1 \quad 3,7] \begin{bmatrix} 22000 & -2000 \\ -2000 & 2000 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 3,7 \end{pmatrix}$$

$$K_1^* = 34580 \text{ N/m}$$

$$m_2^* = \underline{D_2^T} \cdot \underline{M D_2} = [1 \quad -2,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -2,7 \end{pmatrix}$$

$$m_2^* = 172,9 \text{ t}$$

$$K_2^* = \underline{D_2^T} \cdot \underline{K D_2} = [1 \quad -2,7] \begin{bmatrix} 22000 & -2000 \\ -2000 & 2000 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -2,7 \end{pmatrix}$$

$$K_2^* = 47380 \text{ N/m}$$

$$P_1^*(t) = \underline{D_1^T} \underline{P}(t) = (1 \quad 3,7) \begin{pmatrix} 1 \sin(3,14 t) \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$P_1^*(t) = 1 \sin(3,14 t)$$

$$P_2^*(t) = \underline{D_2^T} \underline{P}(t) = (1 \quad -2,7) \begin{pmatrix} 1 \sin(3,14 t) \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$P_1^*(t) = 1 \sin(3,14 t)$$

$$\begin{cases} 236,9\ddot{y}_1 + 34580 y_1 = \sin(3,14 t) \dots \textcircled{1} \\ 172,9\ddot{y}_2 + 47380 y_2 = \sin(3,14 t) \dots \textcircled{2} \end{cases}$$

La solution des équations découplées①**et**② **:**

La solution homogène :

$$\omega_1 = 12,08 \text{ rad/sec}$$

$$y_{1p} = y_{10} \sin(\omega_1 t - \varphi)$$

$$y_{10} = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{3.14}{12.06}\right)^2\right)^2}}$$

$$D = 1.07$$

$$y_{10} = \frac{1 \times 1.07}{34580}$$

$$y_{10} = 3,09 \cdot 10^{-5}$$

$$y_{1p} = 3,09 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14t)$$

$$y_1(t) = e^{-\xi\omega_1 t} (A \cos \omega d_1 t + B \sin \omega d_1 t) + 3,09 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t)$$

On a $\underline{U}_0 = \begin{pmatrix} 0,5 \\ 0,5 \end{pmatrix}$ m/s

$$y_{10} = \frac{\underline{D}_1^T \underline{M} \underline{U}_0}{m_1^*} = \frac{[1 \quad 3,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,5 \\ 0,5 \end{bmatrix}}{236,9}$$

$$y_{10} = 0,57 \text{ m/s}$$

$$y_{20} = \frac{\underline{D}_2^T \underline{M} \underline{U}_0}{m_2^*} = \frac{[1 \quad -2,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 0,5 \\ 0,5 \end{pmatrix}}{172,9}$$

$$y_{20} = 0,428 \text{ m/s}$$

$$y_1(0) = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\begin{aligned} \dot{y}_1(0) = 0,57 \Rightarrow & -\xi\omega_1 e^{-\xi\omega_1 t} (A \cos \omega d_1 t \\ & + B \sin \omega d_1 t) + e^{-\xi\omega_1 t} (-A\omega d_1 \sin \omega d_1 t + B\omega d_2 \cos \omega d_2 t) = 0,57 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow -\xi\omega_1 (A \times 1 + B \times 0) + 1(B\omega d_1) = 0,57$$

$$\Rightarrow B = 0,047$$

$$y_1(t) = 0,047 \sin(12,06 t) + 3,09 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t)$$

$$\omega_2 = 16,55 \text{ rad/sec}$$

$$Y_2(t) = y_{2h} + y_{2p}$$

$$y_{2p0} = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{3,14}{16,55}\right)^2\right)^2}} = 1,03$$

$$D = 1,03$$

$$y_{2p0} = \frac{1 \times 1,03}{47380} = 2,17 \cdot 10^{-5}$$

$$y_2(t) = e^{-\xi \omega_2 t} (A \cos \omega_{d_2} t + B \sin \omega_{d_2} t) + 2,17 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t)$$

$$y_2(0) = 0 \Rightarrow A = 0$$

$$\dot{y}_2(0) = 0,42 \Rightarrow -\xi \omega_2 e^{-\xi \omega_2 t} (A \cos \omega_{d_2} t + B \sin \omega_{d_2} t) + e^{-\xi \omega_2 t} (-A \omega_{d_2} \sin \omega_{d_2} t + B \omega_{d_2} \cos \omega_{d_2} t) = 0,42$$

$$\Rightarrow -\xi \omega_2 (A \times 1 + B \times 0) + 1 (B \omega_{d_2}) = 0,42$$

$$B = 0,025$$

$$y_2(t) = 0,025 \cdot \sin(16,55 t) + 2,17 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t)$$

$$\underline{U}(t) = \underline{\underline{\phi}} y_1(t)$$

$$\underline{U}(t)$$

$$= \left(\begin{array}{l} 0,047 \sin(12,08 t) + 3,09 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t) + 0,025 \sin(16,55 t) + 2,17 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t) \\ 3,7(0,047 \sin(12,08 t) + 3,09 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t)) - 2,7(0,025 \sin(16,55 t) + 2,17 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t)) \end{array} \right)$$

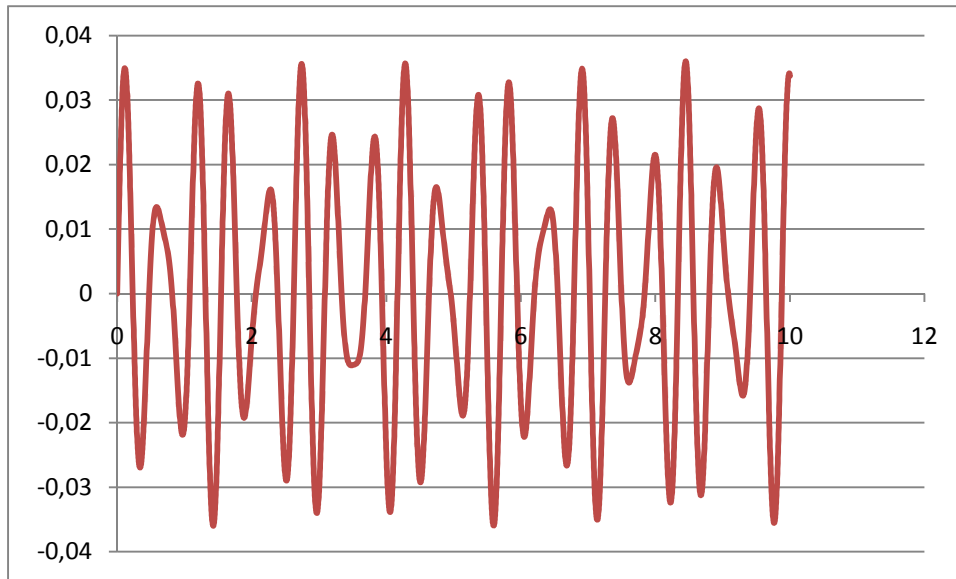


Figure 2.14:Le déplacement d'un système de deux degré de liberté amorti en fonction du temps
(calcul analytique)

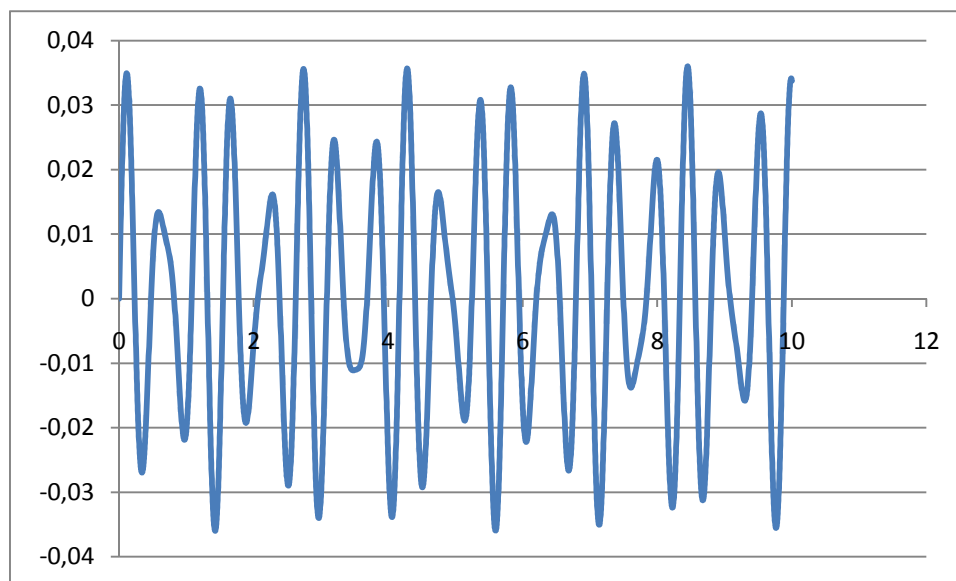


Figure 2.15:Le déplacement d'un système de deux degré de liberté amorti en fonction du temps
(calcul numérique)

2.3.2. System à deux degré de liberté forcé amorti

$$C^* = a_0 \underline{\underline{M}} + a_1 \underline{\underline{K}}$$

$$a_0 = [2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot (Z_2 \cdot \omega_1 - \zeta_1 \cdot \omega_2)] / [\omega_{12} - \omega_{22}]$$

$$a_1 = [2 \cdot (\zeta_2 \cdot \omega_1 - \zeta_1 \cdot \omega_2)] / [\omega_{12} - \omega_{22}]$$

$$a_0 = [2 \cdot 12, 06 \cdot 16, 55 \cdot [(0, 05 \cdot 12, \text{ and } 08) - (0, 05 \cdot 16, 55)] / [12, 08^2 - 16, 55^2]$$

$$a_0 = 0, 7$$

$$a_1 = [2 \cdot [(0, 05 \cdot 12, \text{ and } 08) - (0, 05 \cdot 16, 55)] / [12, 08^2 - 16, 55^2]$$

$$a_1 = 3, 5 \cdot 10^{-3}$$

$$C_1^* = 0, 7 \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} + 3, 5 \cdot 10^{-3} \begin{bmatrix} 22000 & -2000 \\ -2000 & 2000 \end{bmatrix}$$

$$C_1^* = 327, 93 \quad C_2^* = 286, 86$$

Donc les équations du mouvement sont :

$$\begin{cases} 236, 9 \ddot{y}_1 + 327, 93 \dot{y}_1 + 34580 y_1 = \sin(3, 14 t) \dots \textcircled{3} \\ 172, 9 \ddot{y}_2 + 286, 86 \dot{y}_2 + 47380 y_2 = \sin(3, 14 t) \dots \textcircled{4} \end{cases}$$

La solution des équations :

$$(i) \Rightarrow y_{1t}(t) = y_{1h} + y_{1p}$$

$$y_{1p} = y_{1.0} \sin(\omega_1 t - \varphi)$$

$$y_{1.0} = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{3.14}{12.06}\right)^2\right)^2 - \left(2 \times 0.05 * \frac{3.14}{12.06}\right)^2}}$$

$$D = 1.071$$

$$y_{10} = \frac{1 \times 1.071}{34580}$$

$$y_{10} = 3, 09 \cdot 10^{-5}$$

$$tg \varphi = \frac{2\xi B}{1 - B^2} = \frac{2 \times 0.05 \times 0.26}{1 - (0.26)^2} = 0.027$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.027 \text{ rad}$$

$$y_{1p} = 3,09 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t - 0,027)$$

$$y_1(t) = e^{-\xi\omega_1 t} (A \cos \omega d_1 t + B \sin \omega d_1 t) + 3,09 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(3,14 t)$$

$$y_{10} = \frac{D_1^T \underline{M} \underline{U}_0}{m_1^*} = \frac{[1 \quad 3,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 3,7 \end{bmatrix}}{236,9}$$

$$y_{10} = 0,57 \text{ m/s}$$

$$y_{20} = \frac{D_2^T \underline{M} \underline{U}_0}{m_2^*} = \frac{[1 \quad -2,7] \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 12,7 \end{pmatrix}}{172,9}$$

$$y_{20} = 0,428 \text{ m/s}$$

$$y_1(0) = 0 \Rightarrow A = 8,34 \cdot 10^{-7}$$

$$\begin{aligned} \dot{y}_1(0) = 0,57 \Rightarrow & -\xi\omega_1 e^{-\xi\omega_1 t} (A \cos \omega d_1 t \\ & + B \sin \omega d_1 t) + e^{-\xi\omega_1 t} (-A\omega d_1 \sin \omega d_1 t + B\omega d_2 \cos \omega d_2 t) = 0,57 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow -\xi\omega_1 (A \times 1 + B \times 0) + 1(B\omega d_1) = 0,57$$

$$\Rightarrow B = 0,047$$

$$\begin{aligned} y_{1t}(t) = e^{-0.604t} [& 8,34 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06 t) + 0,024 \cdot \sin(12.06 t)] \\ & + 3,09 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t - 0.027) \end{aligned}$$

$$(ii) y_{2t}(t) = y_{2h} + y_{2p}$$

$$y_{2p} = y_{20} \cdot \sin(3,14 t - \varphi)$$

$$y_{20} = \frac{P_0 \cdot D}{K}$$

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1 - (0.189)^2)^2 - (2\xi(0.189))^2}} \Rightarrow D = 1.026$$

$$y_{20} = \frac{0.63 \times 1.018}{23753.8} = 2.69 \cdot 10^{-5}$$

$$tg \varphi = \frac{2\xi B}{1 - B^2} = \frac{2 \times 0.05 \times 0.189}{1 - (0.189)^2} = 0.019$$

$$\Rightarrow \varphi = 0.019$$

$$y_{2p} = 2.69 \cdot 10^{-5} \cdot \sin(16.55 t - 0.019)$$

$$y_2(0) = 0 \Rightarrow A = 3,88 \cdot 10^{-7}$$

$$\dot{y}_1(0) = 0,21 \Rightarrow -\xi\omega_2 e^{-\xi\omega_2 t} (A \cos \omega d_2 t + B \sin \omega d_2 t) + e^{-\xi\omega_2 t} (-A\omega d_2 \sin \omega d_2 t + B\omega d_2 \cos \omega d_2 t) = 0,57$$

$$\Rightarrow -\xi\omega_2 (A \times 1 + B \times 0) + 1(B\omega d_2) = 0,57$$

$$\Rightarrow B = 0,012$$

$$y_{2t}(t) = e^{-0.604t} \cdot [3,88 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06 t) + 0,024 \cdot \sin(12.06 t)] + 2,69 \cdot 10^{-5} \sin(3,14 t - 0.027)$$

$$\underline{U}(t) = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 3,7 & -2,7 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} y_{1t}(t) \\ y_{2t}(t) \end{pmatrix}$$

$$\underline{U}(t) = \begin{pmatrix} \left(e^{-0.604t} [8,34 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06t) + 0,024 \cdot \sin(12.06t)] + 3,0910^{-5} \sin(3,14t - 0.027) \right) \\ \left(e^{-0.604t} [3,88 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06t) + 0,024 \cdot \sin(12.06t)] + 2,6910^{-5} \sin(3,14t - 0.027) \right) \\ \left(3,7 [e^{-0.604t} [8,34 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06t) + 0,024 \cdot \sin(12.06t)] + 3,0910^{-5} \sin(3,14t - 0.027)] + \right) \\ \left(-2,7 [e^{-0.604t} [3,88 \cdot 10^{-7} \cdot \cos(12.06t) + 0,024 \cdot \sin(12.06t)] + 2,6910^{-5} \sin(3,14t - 0.027)] \right) \end{pmatrix}$$

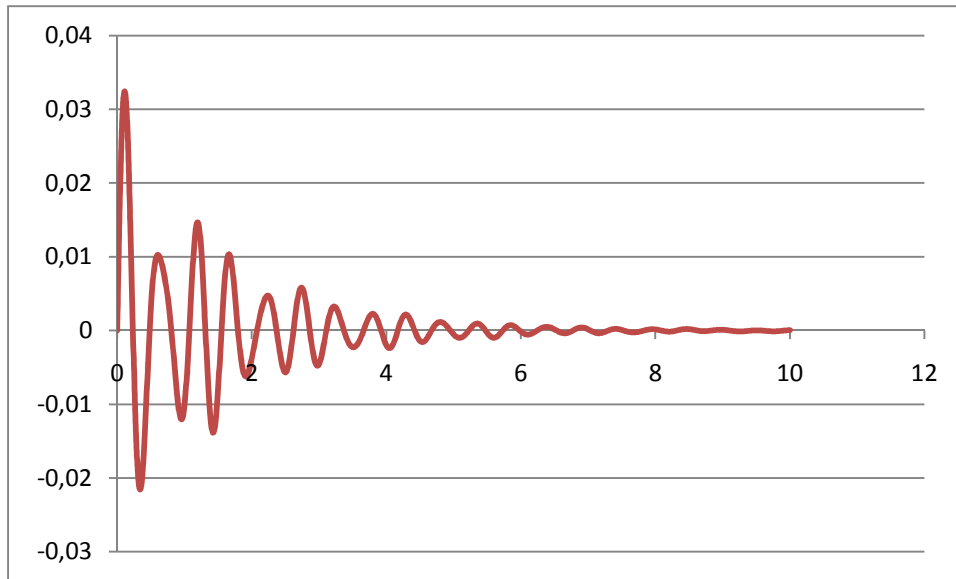


Figure 2.16: Déplacement d'un system a deux degré de liberté forcé amorti en fonction du temps (calculé analytique)

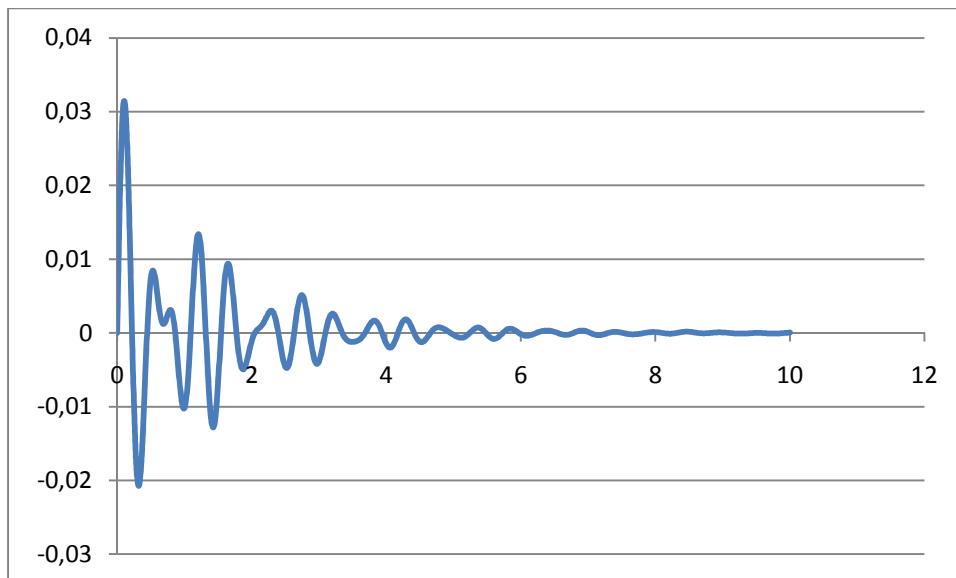


Figure 2.1 : Déplacement d'un système a deux degré de liberté forcé amorti en fonction du temps (vérifier par le castem)

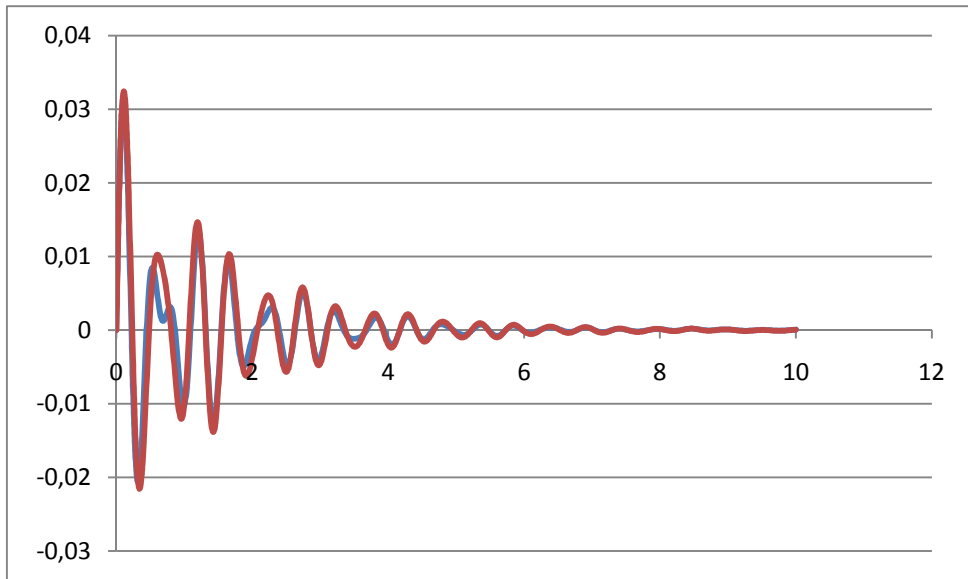


Figure 2.18 : Superposition des deux graphes de calcul analytique avec les résultats du castem

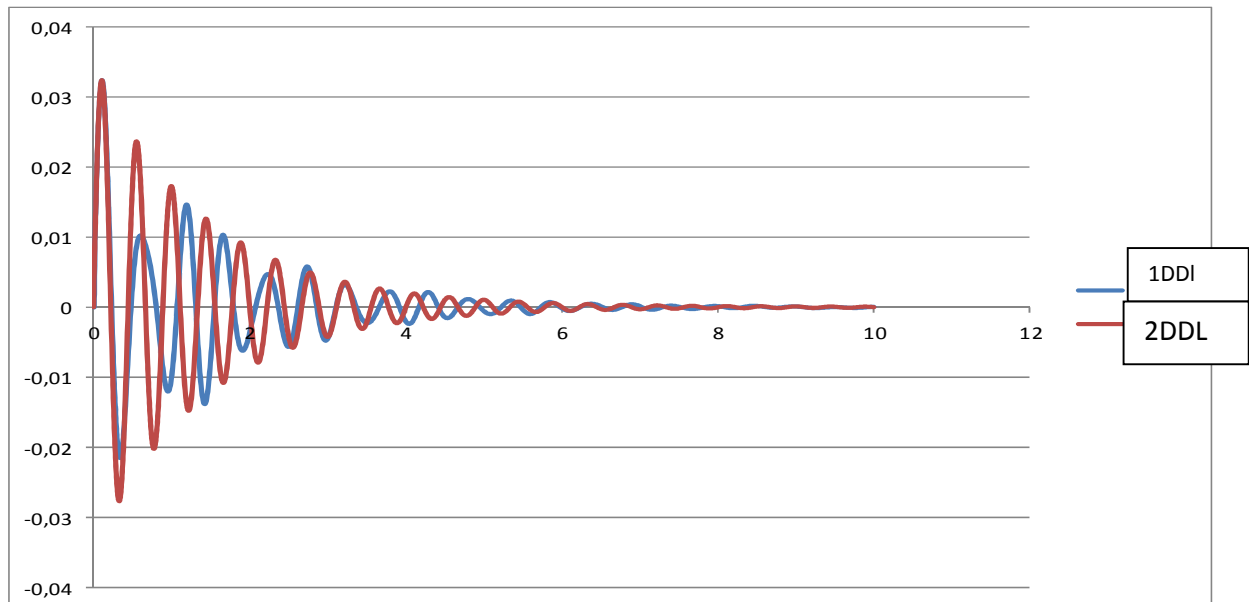


Figure 2.19 : Comparaison d'SDDL avec un SPDDL

2.4. Conclusion

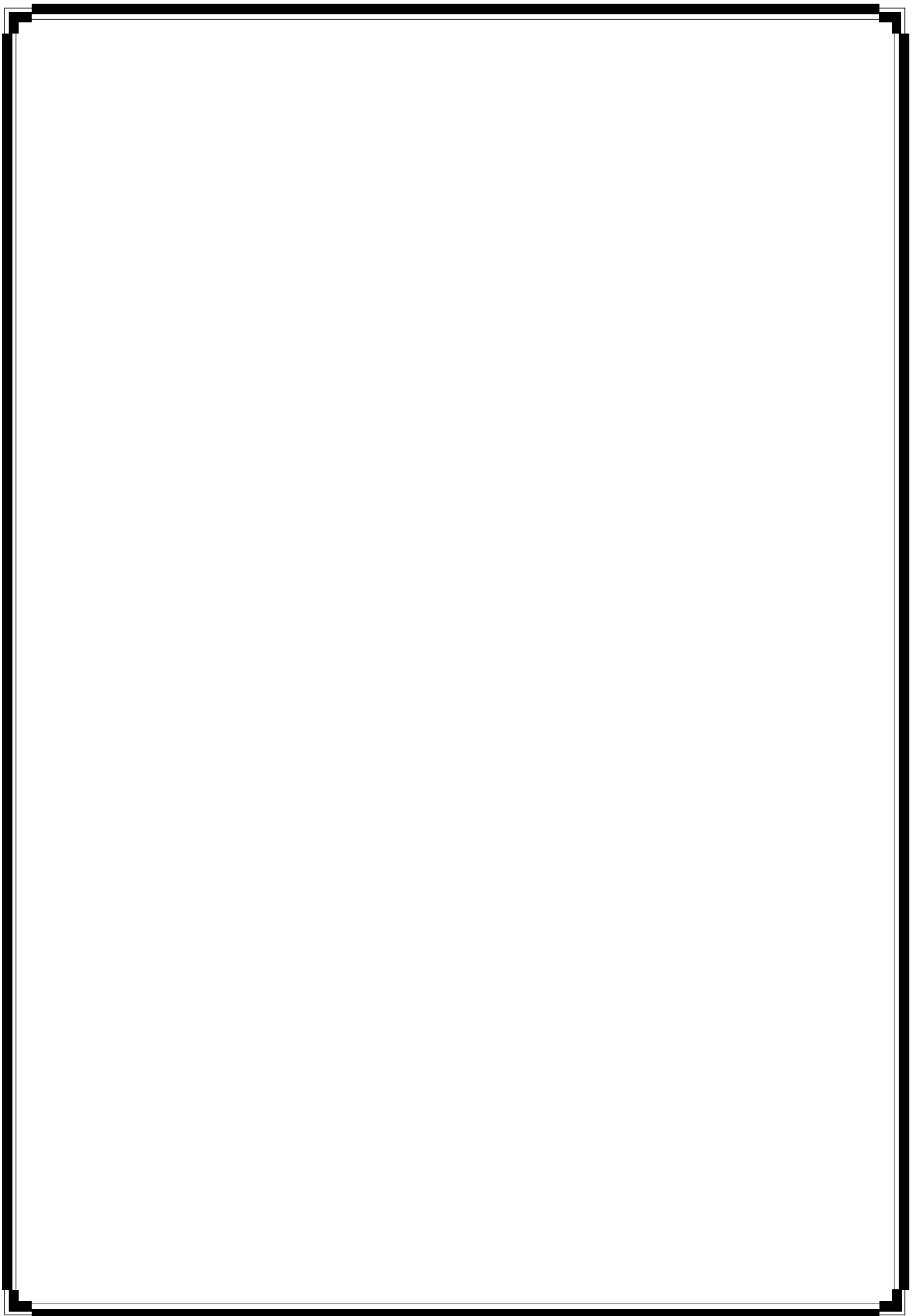
Dans ce chapitre on a calculé les déplacements d'un système à SSDDL et un autre SPDDL ou on à trouver une petite différence et cela dépend des paramètres choisis (K , M , C , ζ).

Mais les résultats démontres que le calcule analytique et le programme du castem donne les même valeurs, dont le chapitre suivant nous allons traiter notre structure en se basant sur les résultat trouvée jusqu'à présent

Chapitre 3

Application du système TMD

sur une structure



Chapitre 3

Application du système TMD sur une structure

3.1 Introduction :

A travers d'intensives recherches et développement ces dernière années, le TMD a été accepté tel un dispositif de contrôle des vibrations pour les nouvelles structures et celles déjà construite, afin d'améliorer leur fiabilité contre le vent, le tremblement de terre et l'activité humaine. Le TMD peut être incorporé à une structure déjà construite avec moins d'interférence par rapport aux autres dispositifs d'énergie de dissipation passive. Le TMD s'avère être simple, efficace, moins couteux, et fiable pour la suppression indésirable des vibrations de structure causé par les intempéries.

L'objectif principal de l'incorporation du TMD est de réduire les demandes de dissipation de l'énergie sur les membres de la structure. Cette réduction est accomplie par le transfert des quelques énergies vibrationnel des structures au TMD .Sa forme la plus simple, une masse, un ressort et un amortisseur, attaché à la structure principal (figure 3.1).

Bien que toute application TMD ayant été faite pour l'atténuation du mouvement des vents induit, les effectifs sismiques du TMD demeurent importants. L'objectif de ce chapitre est de présenté les effectifs du TMD en atténuant les vibrations sismiques des bâtiments MRF (Moment Resisting Frame : Moment de la Résistance des carcasses en poteau-poutre).

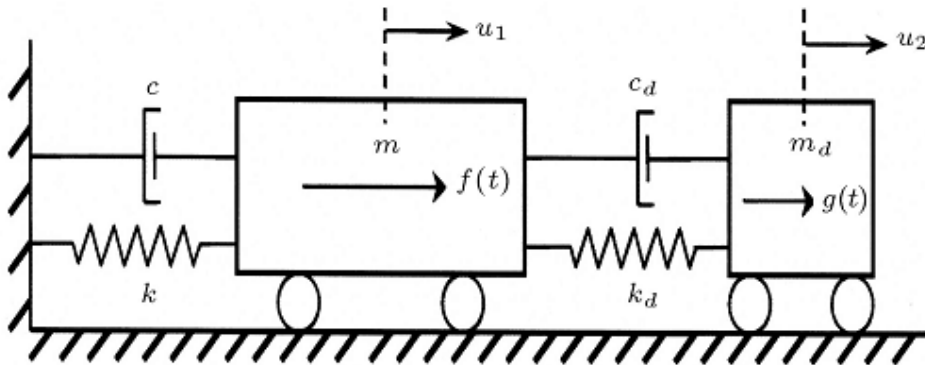


Figure 3. 1 Modèle de la structure SDDL et TMD.

3.2 Principes basic :

Tenir compte de la réaction d'un système à un seul-degré de liberté (SDDL) système structure-TMD soumis à une force vibratoire $F(t)$, comme il est démontré dans la figure (3.1). Donc, les équations du mouvement sont saisies, comme il suit :

$$m\ddot{u}_1(t) + c\dot{u}_1(t) + ku_1(t) = c_d[\dot{u}_2(t) - \dot{u}_1(t)] + k_d[u_2(t) - u_1(t)] + f(t) \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$m_d[\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_1(t)] + c_d[\dot{u}_2(t) - \dot{u}_1(t)] + k_d[u_2(t) - u_1(t)] = -m_d\ddot{u}_1(t) + g(t) \quad \dots\dots\dots(2)$$

Si m est la masse principale, m_d est la masse du TMD, k est la rigidité de la structure, k_d est la rigidité de TMD, c_d est l'amortissement du TMD, $f(t)$ est la force agissant sur la masse principal et $g(t)$ est la force agissant sur la masse des amortisseurs. Une force agissant sur la masse des amortisseurs est égale à zéro pour les turbulences du vent et égale $\mu \cdot f(t)$ pour le chargement du tremblement de terre

Afin de faciliter plus loin la discussion, des notes additionnelles sont présentés comme il suit :

$\mu, \mu = m_d / m,$ Rapport des masses principale et celle du TMD

ω La fréquence harmonique,

$\omega_s = k/m$ La fréquence naturelle de la masse principale,

$\omega_a^2 = k_d/m_d$ La fréquence naturelle de TMD,

$\beta, \beta_s = \omega/\omega_s$	Le rapport de fréquences des turbulences de la masse principal et des fréquences naturelles,
$\alpha, \alpha = \omega_a / \omega_s$	Le rapport de fréquence
ξ_a	Le facteur d'amortissement du TMD,
ξ_s	Le facteur d'amortissement de la masse principal.

Résumé des équations(1) et (2) mènent à :

$$(m + m_d) \cdot \ddot{u}_1(t) + c \cdot \dot{u}_1(t) + k \cdot u_1(t) = f(t) + g(t) - m_d \cdot [\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_1(t)]$$

On voit que fusionnement de la petite masse ajouté (m_d) sur la structure, provoque une légère diminution dans la fréquence naturelle et une légère augmentation des forces externe d'un $f(t)$ à $f(t) + g(t)$, plus de force $(-m_d \cdot [\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_1(t)])$.

Une fois que les valeurs des paramètres optimums pour la TMD sont trouvées, les équations (1) et (2) peuvent être utilisées pour l'analyse de la réaction structurale. Ces équations ne sont valides que pour le système structural d'un-seule degrés de liberté (SSDDL).

Par contre la plus part des structures consistent en un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), plus de forme générale de l'équation du mouvement pour le système structure-TMD (le TMD est installé au sommet de la structure), pour le chargement d'un séisme, il y a des formes qui suivent un vecteur-matrice :

$$m\ddot{u}_1(t) + c\dot{u}_1(t) + ku_1(t) = c_d[\dot{u}_2(t) - \dot{u}_1(t)] + k_d[u_2(t) - u_1(t)] + f(t) \quad (3)$$

$$m_d[\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_1(t)] + c_d[\dot{u}_2(t) - \dot{u}_1(t)] + k_d[u_2(t) - u_1(t)] = -m_d \cdot \frac{\phi^j M_r}{\phi^j M \phi} + g(t) \quad (4)$$

Où ϕ Représente une forme en mode vecteur, sous un chargement des vents, force agissant sur le TMD égale à zéro, pendant que, pour un type de chargement sismique, la force agis sur la masse d'amortisseurs égale à :

$$g(t) = \left(\frac{M}{Y} \right) \cdot f(t)$$

Le vecteur $\{Y\}$, se définit comme il se suit :

$$\{U\} = [\underline{\Phi}] \cdot \{Y\}$$

$$\Rightarrow \{U\} \cdot [\underline{M}] \cdot [\underline{\Phi}]^T = [\underline{\Phi}] \cdot \{Y\} \cdot [\underline{M}] \cdot [\underline{\Phi}]^T$$

$$\Rightarrow \{Y\} = \frac{[\underline{\Phi}]^T \cdot [\underline{M}] \cdot \{U\}}{[\underline{\Phi}]^T \cdot [\underline{M}] \cdot [\underline{\Phi}]}$$

Den Hartog développe une forme d'expressions proche des paramètres du TMD optimum. f et g qui minimise la réaction en un état constant de la masse principal soumise à des turbulences harmonique. Pour une turbulence harmonique avec une pulsation ω , la déviation statique est $U_{st} = P/K$, pendant que le facteur d'amplification dynamique pour un système structural amortis, DAF, est :

$$DAF = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}}$$

$$DAF = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}}$$

DAF : Le facteur d'amplification dynamique

$$A = 1 - \beta_\alpha^2$$

$$B = 2\xi_\alpha \beta_\alpha$$

$$C = 1 - \beta_\alpha^2 - \beta_s^2(1 + \mu) + \beta_\alpha^2 \beta_s^2 + 4\beta_\alpha^2 \beta_s^2 \xi_\alpha \xi_s$$

$$D = 2(\beta_s \xi_s + \beta_\alpha \xi_\alpha) - 2\beta_\alpha \beta_s (\beta_\alpha \xi_s - \beta_s \xi_\alpha (1 - \mu))$$

On observe que le facteur d'amplification est une fonction de six variables essentielles : μ , ξ_a , ξ_s , α , β_s et β_a .

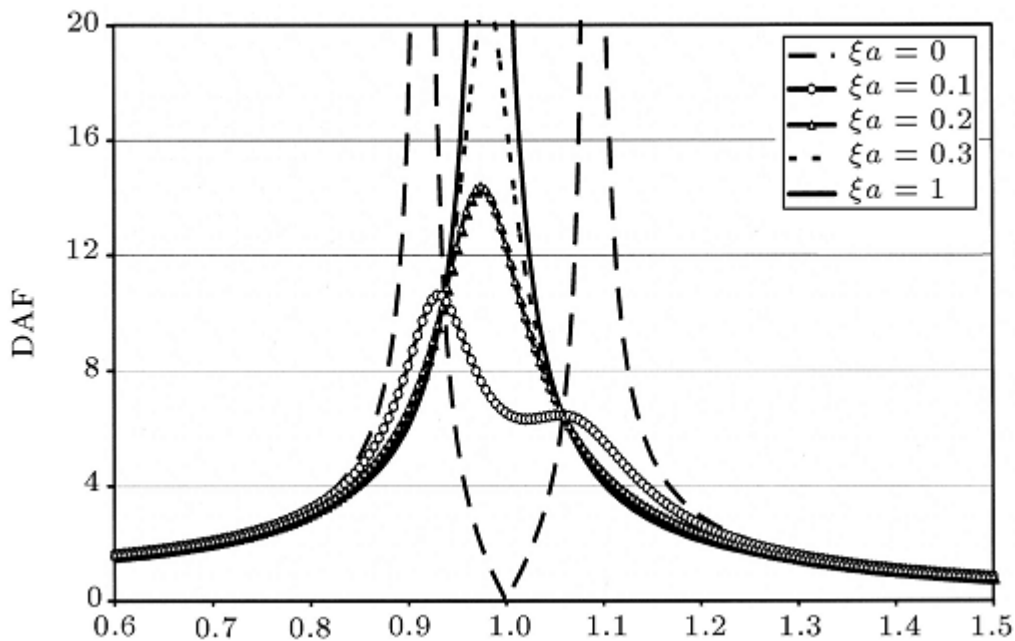


Figure 3.2 DAF en fonction de β_s (Warburton, 1982)

La figure (3.2) démontre une parcelle du DAF comme une fonction du rapport de fréquence, β_s , pour $\alpha = 1$, $\mu = 0.03$, $\xi_s = 0$ et pour des valeurs variés du rapport d'amortissement du TMD.

L'objectif de l'addition du TMD est d'amener la résonance du pic de l'amplitude descendant à des valeurs plus lentes que possible, alors que les plus petites amplifications sur une bande de fréquences plus large, avec β proche de l'unité, peut être achevé. Il y a deux points sur la figure 3.2 à la quelle le DAF est indépendant du rapport d'amortissement, ξ_a , et le pic minimum d'amplitude peut être obtenue en choisissant correctement en premier α afin d'ajuster ces deux point fixé pour aboutir a une hauteur égal. Le rapport de fréquence optimum, α , suivant cette procédure, est obtenu, comme suit :

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu}$$

L'effet de l'amortissement du TMD sur le pic de la réaction structural est examiné sous un rapport de fréquence optimal. L'amortissement de la structure est supposé être petit. Dans ce cas, l'amortissement optimal, ξ_{opt} , devient :

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$$

Utilisant les valeurs de α_{opt} et ξ_{opt} , les valeurs optimums d'amortissement c_d et la rigidité k_d de l'amortisseur peut être calculé (Warburton, 1982):

$$k_d = 4\pi^2 \mu \alpha^2 \frac{m_s}{T_s^2}$$

$$c_d = 4\pi \alpha \xi_{opt} \frac{m_s}{T_s}$$

3.3 La philosophie d'une fréquence à large bande des TMD

Il est bien connue que le système TMD peut être conçu pour contrôler seulement un seul mode structural. Adonnant les propriétés du mode, qui a besoin d'être contrôlé, le problème du concept est essentiellement le même que la conception du TMD pour une structure a SSDDL. Des études paramétriques ont été effectuées sur un SSDDL et un système structure-TMD afin d'améliorer la compréhension du fonctionnement du TMD. L'optimisation numérique, utilisant une approche minimax était utilisée pour obtenir des paramètres optimums.

Un model du TMD modéré qui pourrait opérer dans une large bande de fréquence, est pris en considération. Un élément qui ne démontre aucune déflexion et rotation, tel un support, est attaché à un amortisseur, ressort et une masse, de telles façons à ce que seules les contraintes de transition soient satisfaites. La configuration du model est conçu de sorte à ce que les turbulences du mouvement du sol affectent initialement le TMD. Et donc, la masse du TMD est agité avec une phase de retardement. Cette performance provient d'un mouvement approprié au système afin de contourner les forces, due à un fort mouvement du sol.

3.4 La sélection des paramètres du TMD pour le contrôle sismique

Il est clair que, dans le mode premier, l'étage supérieur subit la plus large déflexion d'un état-stable sous l'effet de mouvement harmonique. Sous la force du vent, l'efficacité du TMD, quand il se rattache à un étage de la structure, il est exactement le même dans le système SSDDL. Et pour les forces sismiques, quand le système TMD se situe à l'étage supérieur de la structure, tout élément du model vecteur $\mathbf{\Phi}$ change. Le facteur de participation, \mathbf{Y} et ainsi toujours plus grand que l'unité qui améliore l'efficacité, dans le sens où l'effet de $g(t)$ sur l'amortisseur est diminué. D'un autre côté, le système TMD pourrait être installé au plus bas étage.

3.5 Amélioration de la réaction des bâtiments MRF

Le rapport de masse μ , est réduit à un plus grand taux que celui du facteur de participation et ainsi, on s'attend à ce que l'efficacité du TMD diminue. Donc, le système TMD doit être placé au dernier étage pour un meilleur contrôle du premier mode. Si T est la période du premier mode du bâtiment, un TMD, avec une durée naturelle dans une gamme de $T - \varepsilon$ à $T + \varepsilon$ est choisit afin de contenir l'efficacité du mode structural. Le rapport optimal d'amortissement du TMD est aussi adopté par les recommandations de Den Hartrog.

3.6 Sélections enregistrées

Les tremblements de terre d'une magnitude de moins de 5 sont de préoccupations mineures par rapport à un fort mouvement de sismologie. Seulement une minuscule fraction de petit événements ont causé la mort.,telle une ampleur croissante. Les magnitudes entre 6 et 7.5 sont communément les plus responsables des désastres assez significants. Et celle de 8 a certainement un immense potentiel destructif, mais heureusement surviennent à un taux moyen de seulement un par an et quelques une se localises dans un emplacement océanique éloigné. Ceci dit, un composant enregistré sélectionné dans cette étude est assigné aux événements majeurs avec une ampleur de 7 et sur des distances source moins de 30 km. Les enregistrements sont accélérographes pour El Centro, comme il est démontré dans la figure 3.3.

Le tremblement d'El Centro a été utilisé dans de multiples précédentes analyses d'investigation. Ce tremblement prend une place le 18 mai puis était l'un des tremblements qui frappe la Californie, mesurant 7 sur l'échelle de Richter. Le tremblement d'El Centro était enregistré à l'Imperial Valley Irrigation District sous-station avec un pic absolu d'accélération de 0.349 g.

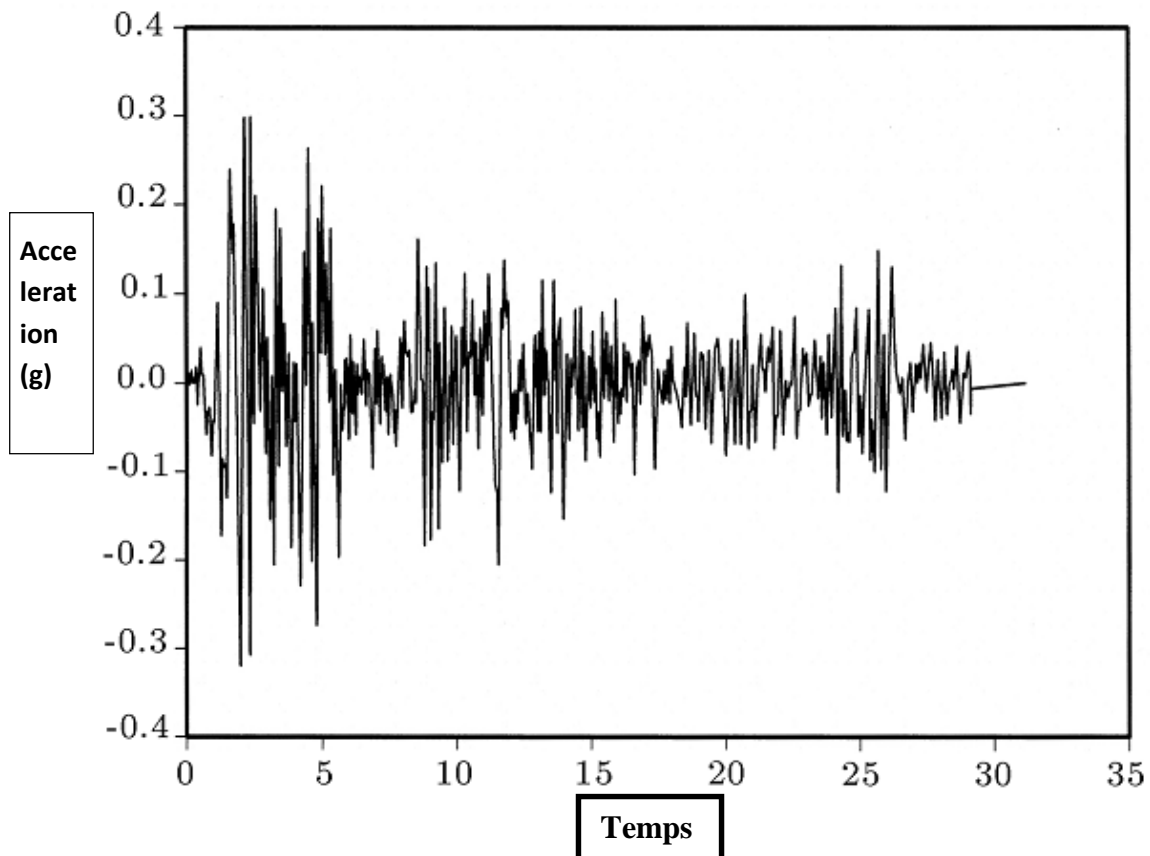


Figure 3.3 Turbulences du séisme d'El Centro

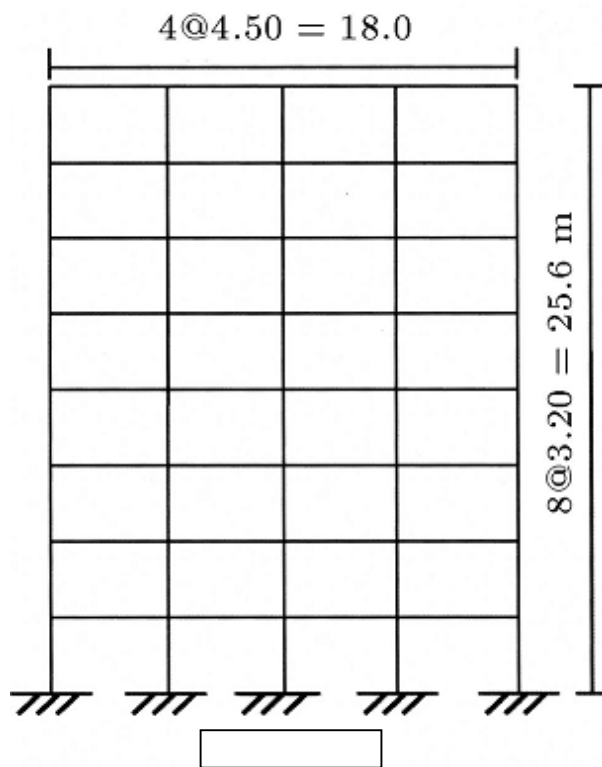


Figure 3.4 Vue de face d'une structure à 8 étages

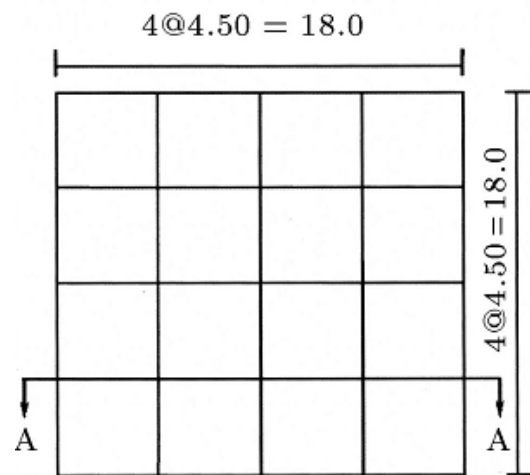


Figure 3.5 Vue en plane d'une structure de 8 étages

Les bâtiments utilisent un système structural avec une carcasse spécial du moment-résistant des directions et sont conçus seulement pour le chargement de la gravité, du vent et du tremblement de terre. Une charge d'exploitation de 200kg/m^2 uniformément distribué, et une charge permanente de 810kg/m^2 uniformément distribué et une pression des vents au maximum d'approximativement 100kg/m^2 (exemple : un bâtiment de 8 et 10étages) est supposé. Le débit souligné de l'acier était suggéré pour être de 240 MPa.

Les périodes des structures fondamentale et le model participant aux rapports de masse, se détermines des analyses, qui sont listé dans le tableau (3.1) et les figures (3.6-9). Pour la plus part des applications, le rapport de masse est moins de 0.05. Dans cette étude, le poids du TMD est de 0.03 du poids totale de la structure. La masse total des structures, mass m_d , rigidité k_d et l'amortissement C_d des TMDs, qui sont calculés en se basant sur la méthode du concept susmentionné, ce qui est listé dans le tableau (3.2)

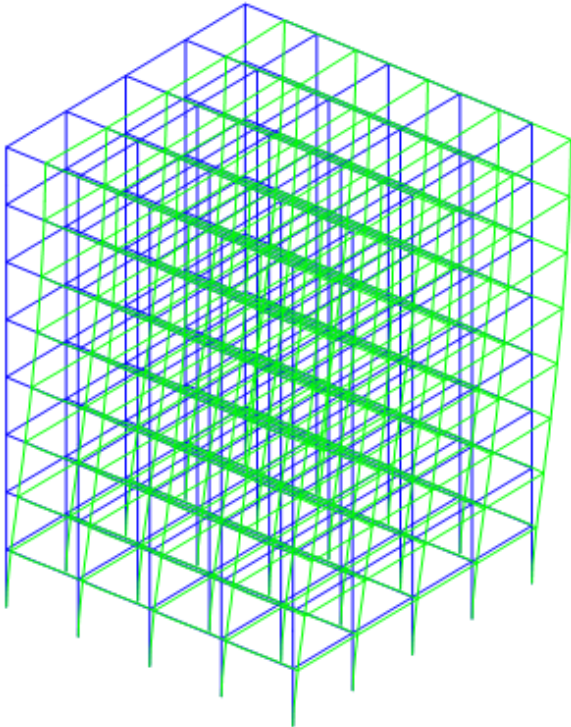


Figure 1.6: Mode 01 d'un bâtiment à 8 étages

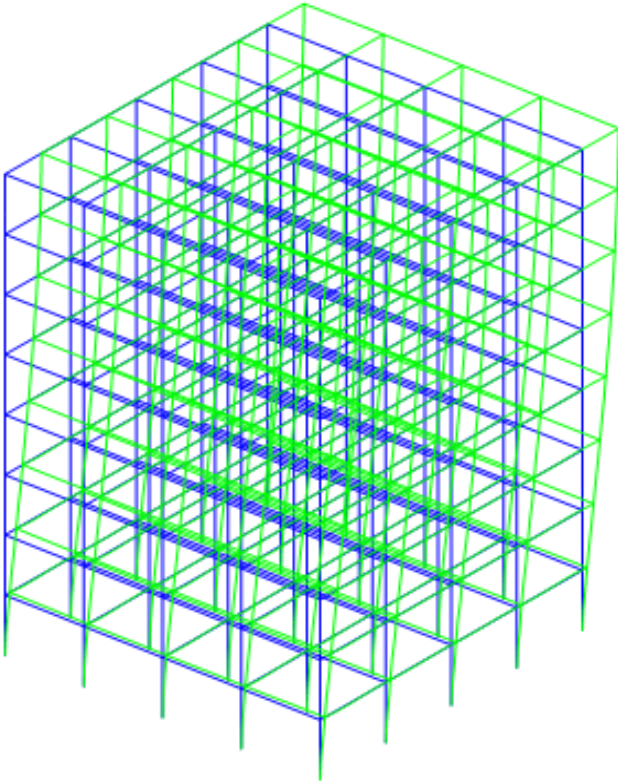


Figure 3.7: Mode 2 d'un bâtiment à 8 étages

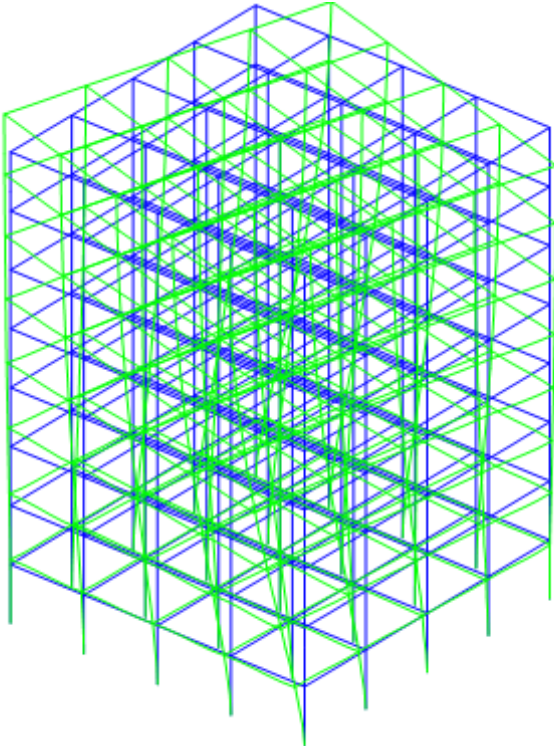


Figure 3.8: Mode 3 d'un bâtiment à 8 étages

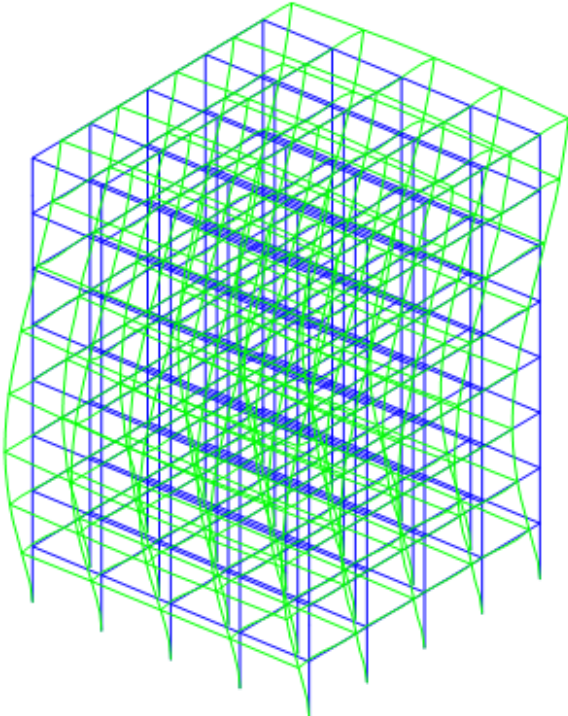


Figure 3.9: Mode 4 d'un bâtiment à 8 étages

Numéro du mode		1	2	3	4
8 étages	La période(s)	2.0144	1.8561	1.6958	0.6476
	Facteurs de participations modales	76.508	88.777	93.208	95.470
10 étages	La période(s)	2.5406	2.3376	2.1590	0.8264
	Les participations modales	75.088	87.861	92.310	94.772

Tableau 3.1 : Les périodes et les facteurs de participations modales des bâtiments à différents étages

Paramètres	La masse totale de la structure (kg)	La masse du TMD (kg)	La rigidité du TMD	Le rapport d'amortissement de TMD
8 étages	240940.4	7228.212	52006.01	10.5%
10 étages	301523.3	9045.699	46370.38	10.5%

Tableau 3.2 La masse totale de la structure et du système TMD

3.7 Interprétation des résultats :

Figure (3.1) démontre le déplacement maximum de l'histoire temporels des structures avec ou sans TMD sous le tremblement d'El Centro. Cela démontre que le déplacement maximum du dernier étage des cas incontrôlé est de 27.54 cm et celui des cas contrôlés est de 15.14 cm, en comparaison avec une structure de 8-étages. Dans celle de 10 étages, le déplacement maximum du dernier étage des cas incontrôlés est de 39.57 cm et celui des cas contrôlés est de 24.84 cm.

L'efficacité des amortisseurs à masse accordée dans le control des structures sous des turbulences sismique est démontrée dans la figure (3.7)

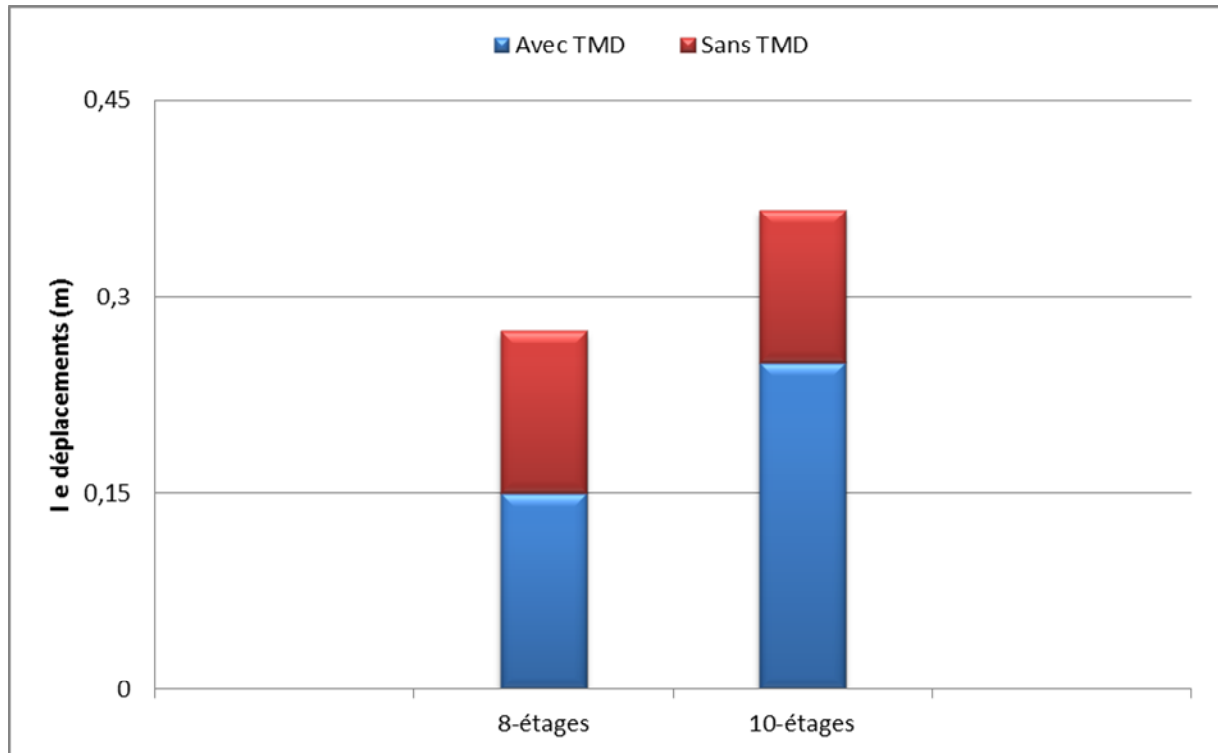


Figure 3.10 : Le déplacement maximum pour des structures à différents étages avec et sans TMD

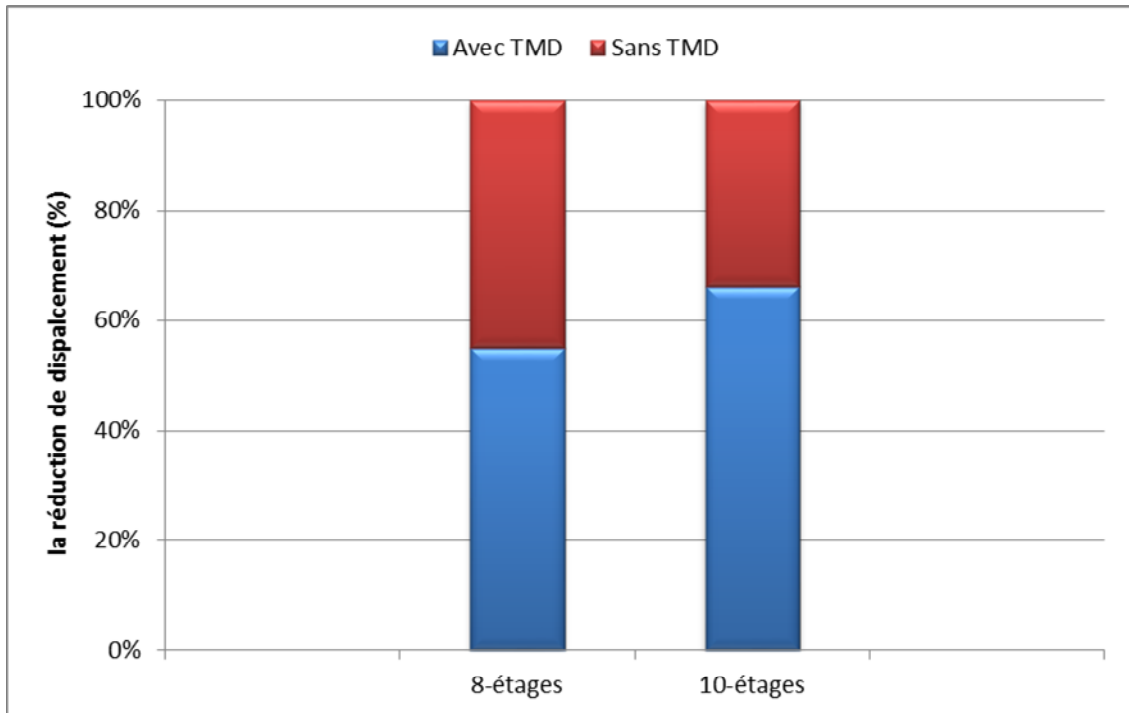


Figure 3.11 : La réduction du déplacement des structures à différents étages avec et sans TMD

Il est clairement démontré que le système TMD peut réduire un maximum de réaction sismique des structures. La réduction du déplacement maximum est de plus 20-45.3% sous le séisme d'El Centro. La figure (3.11) démontre la réduction du déplacement du dernier étage d'une structure de 8 étages est de plus de 45.3% sous le tremblement d'El Centro. La figure (3.11) expose aussi la réduction du déplacement du dernier étage d'une structure à 10 étages de plus de 32.9% sous le tremblement d'El Centro.

Les résultats des analyses des faits historiques sont démontrés dans la figure (3.12).et figure (3.13). Ces figure montrent le déplacement de la structure avec ou sans TMD sous le tremblement d'El Centro. Les tableaux (3.3) et (3.4) listent les valeurs des déplacements et des accélérations des structures soumises au tremblement d'El Centro. Le tableau (3.3) démontre plus d'amélioration dans la réduction du déplacement des structures. En ce référant au tableau (3.3) et la figure (3.12), il est remarqué que la TMD conventionnel, pourrait supprimer un peu ou même amplifié la réaction de la dynamique des modes élevés et donc, pourrait faillir à réduire la réaction total sous ces conditions..

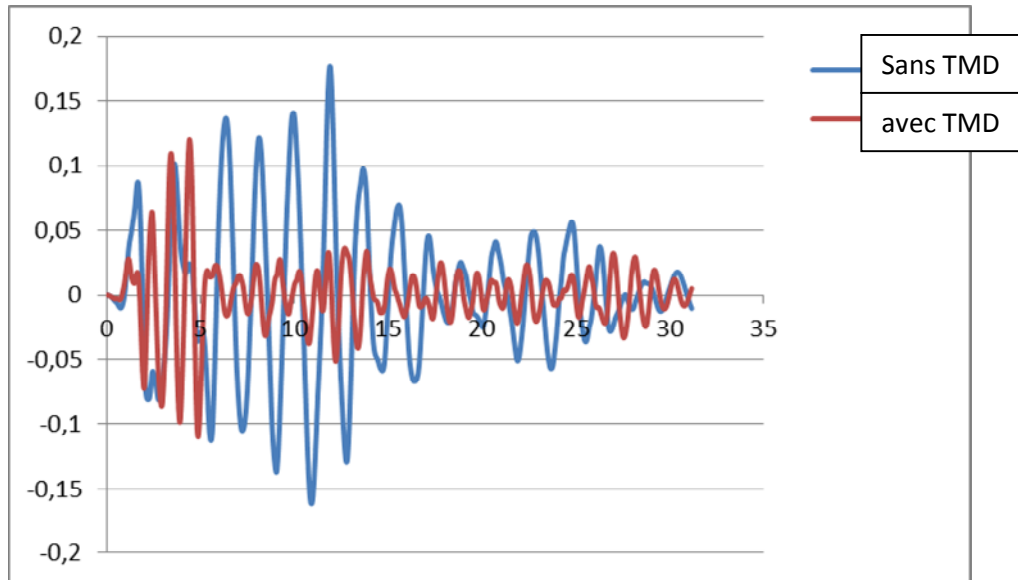


Figure 3.12 : Le déplacement d’une structure à 8 étages en fonction du temps

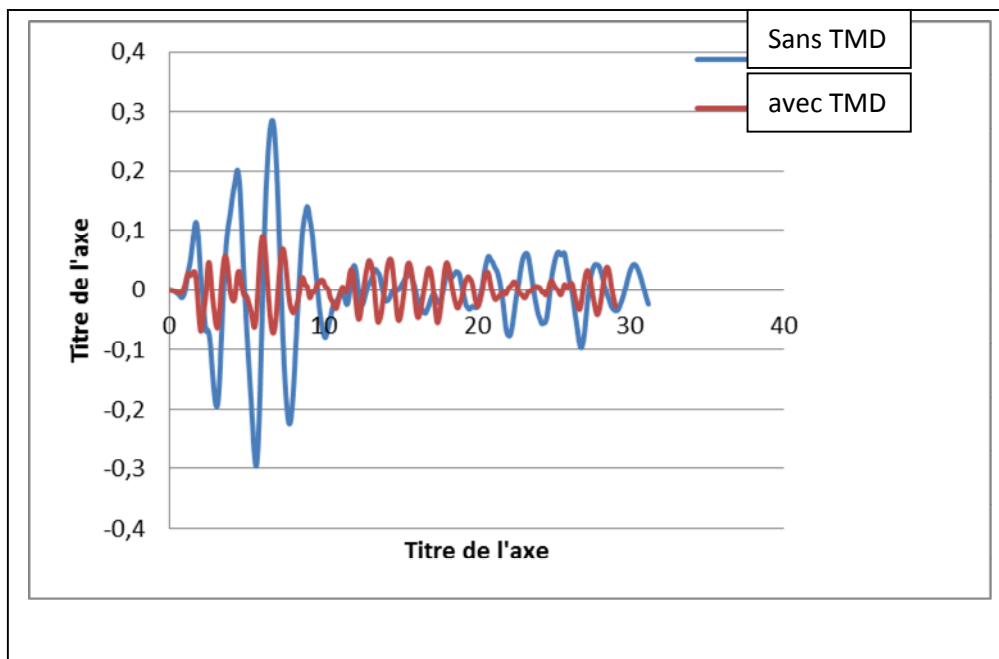


Figure 3.13 : Le déplacement d’une structure à 10 étage en fonction du temps

Structures	Dynamique structural sous le séisme d’EL Centro (cm)
-------------------	---

	sans TMD	Avec TMD	Le rapport
8 étages	6.40886	4.53289	0.70728
10 étages	8.76954	5.80765	0.66225

Tableau 3.3 : Résultat du déplacement des structures à différents étages

Afin de clairement démontré l'efficacité d'un contrôle passif, l'index du contrôle de performance est définie, comme il suit :

$$R = \frac{U_{\text{avec TMD}}}{U_{\text{sans TMD}}}$$

Où $U_{\text{avec TMD}}$ dénote la valeur RMS du déplacement (ou accélération) du cas contrôlé et $U_{\text{sans TMD}}$ dénote la valeur RMS du déplacement (ou accélération) des cas incontrôlés, du tableau (3.4), il est évident que le système TMD réduit l'accélération moyenne. Le tableau (3.5) démontre l'accélération maximum des faits historique des structures avec ou sans TMD sous le tremblement d'El Centro. Du tableau (3.5) et figure (3.12), il est démontré qu'une structure de 8 étages, l'accélération maximum du cas incontrôlé, sous tremblement d'El Centro, est de 0.0919 g et celui du cas contrôlé est de 0.093 g et dans une structure de 10 étages, l'accélération maximum du cas incontrôlé sous tremblement d'El Centro est de 0.1057 g, pendant que le cas contrôlé est de 0.0966 g, démontrant le manque d'efficacité du TMD en diminuant les turbulences sismique.

Structures	Accélération du séisme d'EL Centro (g)		
	Sans TMD	Avec TMD	R
8 étages	0.09197	0.09310	1.01220
10 étages	0.10527	0.09663	0.91794

Tableau 3.4 Résultat de l'accélération des structures a différents étages

Structures	Accélération du séisme d'EL Centro (g)	
	Sans TMD	Avec TMD
8 étages	0.54194	0.54636
10 étages	0.69006	0.75570

Tableau 3.5 Les valeurs maximum de l'accélération des structures

3.8 CONCLUSION

Basé sur des résultats numériques obtenus par le castem, globalement, le système TMD est efficace dans la réduction du déplacement et ainsi, peut être utilisé tel une mesure de control efficace pour les structures confronté à des séismes. Dans cette étude, l'efficacité du TMD contrôlant les bâtiments de 8 et 10 étages, soumis aux tremblements d'El Centro sont examinés. Dans l'analyse des faits historiques utilisant les tremblements d'El Centro. Les résultats numériques démontrent que l'amplitude du déplacement structural ayant le système TMD est considérablement aussi lente que les déplacements de la même structure sans aucun mécanisme de contrôle. Par exemple, le TMD étudié réduit le déplacement des bâtiments MRF par une valeur supérieur au maximum de 45.3% (El Centro).

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce mémoire on a essayé de comparer les différents résultats avec ceux qui sont énoncés dans la revue littéraire, on a divisé notre travail en trois parties essentielles.

La première partie de la recherche bibliographique : ou l'on a conclu que le TMD et un contrôle passif, qui réduit les impacts des performances dynamiques de la structure tel que le déplacement et l'accélération, composé de paramètres bien précis (une masse attachée à la structure par un simple ressort d'une rigidité définie), et aussi on a cité quelques aspects du système, en fin tout ce qui concerne la revue littéraire.

La deuxième partie comporte une validation du logiciel castem par nos calculs analytiques des différents systèmes (SSDDL, SPDDL), et aussi la différence du déplacement entre un système à un seul degré de liberté et à deux degrés de liberté.

Et enfin la troisième partie ou l'on a appliqué notre système TMD sur des carcasses de structures à différents étages.

Les résultats numériques obtenus dans ce mémoire concluent que, le système TMD est efficace pour la réduction du déplacement et, ainsi, peut être utilisé telle une mesure de contrôle effectif des structures sous un séisme. Dans cette étude, l'efficacité du TMD contrôlant les bâtiments de 8 et 10 étages soumis aux tremblements d'El Centro est examinée. Dans l'analyse des faits historiques utilisant les tremblements d'El Centro, les résultats numériques démontrent que l'amplitude du déplacement structural ayant le système TMD est considérablement aussi lente que les déplacements de la même structure sans aucun mécanisme de contrôle. Par exemple, le TMD réduit le déplacement de 45.3%. Finalement, basé sur des recherches dans cette étude, quand le mode premier du bâtiment MRF domine la réaction structurale, une réduction de la réaction du bâtiment MRF utilisant le TMD sous un chargement de tremblement peut être achevée. Donc, il peut être remarqué que l'effet des paramètres TMD optimal peut être un problème qui a besoin d'études approfondies. En plus, la diminution du déplacement maximum des structures affaiblit avec une augmentation du nombre d'étages, qui a aussi besoin de plus d'études.

Références bibliographiques

1. Frahm H. (1911) « Devices for damping vibrations of bodies» Patent nr.p.959-989.
2. Ormondroyd J. et Den Hartog J.P. (1928) « The theory of the dynamic vibration absorber» Tran. American Society of Mech. Engineers, AMP-50-7, p. 9-22.
3. Nilson P.A. et Elliot S.J. Active control of sound. Academic Press, 1992.
4. Sadek F. et Mohraz B. Semi-active control algorithms for structures with variable dampers. Journal of Engineering Mechanics, 124(92):981–990, September 1998.
5. Soong T.T. et Dargush G.F. Passive energy dissipation systems in structural engineering. Wiley Sons, 1997.
6. Allen, Clark, D. E., "Building Vibrations from Human Activities," Concrete International: Design and Construction, American Concrete Institute, 12:No.6 (1988) pp. 66–73.
7. Kwok K.C.S(1995) —Performance of tuned mass dampers under wind loads Engineering Structures, Vol. 17, No. 9, pp. 655~67.
8. 10) Blekherman A.N(1996) —Mitigation of response of high-rise structural systems by
9. Means of optimal tuned mass damper|| Eleventh world conference on Earthquake Engineering paper no-89.
10. Shimazu T, Araki H(1996) —Survey of actual effectiveness of mass damper systems
11. Installed in buildings||. Eleventh world conference on Earthquake Engineering, Paper no.809.
12. Sadek Fahim, Mohraz Bijan(1997) —A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications||. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.26 pp 617-635.
13. P. Huang, P. Reinhall, I. Shen, J. Yellin(2001), —Thickness deformation of constrained layer damping—an experimental evaluation||, American Society of Mechanical Engineers Journal of Vibration and Acoustics:123 pp213–223.
14. Chen Genda, Wu Jingning(2001) —Optimal placement of multiple tuned mass dampers for seismic structures|| Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 9.

15. Li Hua-Jun, Hu Sau-Lon James(2002) —Tuned Mass Damper Design for Optimally Minimizing Fatigue Damagel Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 6.
16. Runlin Yang, Xiyuan Zhou, Xihui Liu(2002) —Seismic structural control using semi active.
17. tuned mass dampersl Earthquake engineering and engineering vibration.
18. Li, C. (2003). —Multiple active-passive tuned mass dampers for structures under the ground acceleration.l Earthquake Engineering Structural Dynamics, 32(6),pp949–964.
19. Chouw Nawawi(2004) —Behaviour of soil-structure system with tuned mass dampers
20. During near-source earthquakesl. Thirteenth world conference on Earthquake Engineering paper no.1353.
21. Ghosh A, Basu B(2004) —Effect of soil interaction on the performance of tuned massdampers for seismic applicationsl Journal of Sound and Vibration 274 pp 1079–1090.
22. Lee Chien-Liang, ChenYung-Tsang(2006) —Optimal design theories and applications of tuned mass dampersl. Engineering Structures 28 pp 43–53
23. Saidi I, Mohammed A.D(2007) —Optimum design for passive tuned mass dampers using viscoelastic materialsl Australian Earthquake Engineering Society Conference.
24. Wong K.K.F(2008) —Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampersl Journal of Engineering Mechanics, Vol. 134, No. 2.
25. Wong K.K.F(2008) —Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampersl Journal of Engineering Mechanics, Vol. 134, No. 2.
26. Alexander Nicholas A, Schilder Frank(2009) —Exploring the performance of anonlinear tuned mass damperl Journal of Sound and Vibration 319 pp 445–462.
27. Bitaraf Maryam, Ozbulut Osman E,Hurlebaus Stefan(2010) —Application of semiactivecontrol strategies for seismic protection of buildings with MR damperslEngineering Structures.
28. Lin Chi-Chang, Lu Lyan-Ywan, Lin Ging-Long(2010) —Vibration control of seismic
29. structures using semi-active friction multiple tuned mass dampersl Engineering Structures

30. Den Hartog, J., P., Mechanical Vibrations, Mc Graw-Hill, 1965.
31. Rakicevic, Z., Zlatevska, A., Jurukovski, D., Nawrotzki, P., "Analytical Estimation of the
32. Effectiveness of Tuned-Mass Control System using Shaking Table Experiments," 4th World Conference on Structural Control and Monitoring, San Diego, 2006.
33. Den Hartog, J.P., Mechanical Vibrations, 4th Ed, New York, McGraw-Hill (1956).
34. Zahrai, S.M. et Ghannadi-Asl, A. "Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).
35. Tsai, H.C. et Lin, G.C. "Optimum tuned mass dampers for minimizing steady-state response of support excited and damped systems", Earthq. Engng Struct. Dynam., 22, pp 957-973 (1993).
36. Den Hartog, J.P., Mechanical Vibrations, 4th Ed, New York, McGraw-Hill (1956).
37. Zahrai, S.M. and Ghannadi-Asl, A. "Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).

Annexes

Le programme de castem pour le bâtiment a 8 étages

```
opti dime 3 elem seg2;
opti trac
psc;
densite 1;
neta=7;
L=4.5;
H=3.2;
p0=0. 0. 0.;
p1=0. 0. h.;
p2=L 0. h.;
p3=L 0. 0.;
D1=D p0 p1;
D2=D p1 p2;
D3=D p2 p3;
pot1=(D1 ET D3);
pout1=D2;
vec1=(0. 0. H.);
pot=pot1;
pout=pout1;
repete boul neta;
pot=pot et (pot1 plus (&boul*vec1));
fin boul;

trac pot;
repete boul neta;
pout=pout et (pout1 plus (&boul*vec1));
fin boul;

repete boul 3;
pot=pot et (pot plus (L 0. 0.));
fin boul;
repete boul 3;
pout=pout et (pout plus (L 0. 0.));
fin boul;
splan=(pot et pout);
pm1=splan poin proc ((4*L) 0. 0.);
pm2=splan poin proc ((4*L) 0. (10*h));

trac (pm1 et pm2 et splan);
*opti donn 5;

POUTH=POUT;
REPETER BOUL 4;
POUTH=(POUTH ET (POUT PLUS (0. (&boul*L) 0.))) coul vert;
FIN BOUL;
TRAC POUTH;

POTH=POT;
REPETER BOUL 4;
POTH=(POTH ET (POT PLUS (0. (&boul*L) 0.))) coul bleu;
FIN BOUL;

pout1= (pout tour -90. pm1 pm2) coul rouge;

trac (pout1 et pouth);
```



```
POUTV=POUT1;  
REPETR BOUL 4;  
POUTV=POUTV ET (POUT1 PLUS ((-1.*&boul*L) 0. 0.));  
FIN BOUL;
```

```
STRUC=POUTV ET POUTH ET POTH;  
ELIM STRUC 1.e-3;
```

```
pp=struc poin proch ((2.*L) (2.*L) ((neta+1)*H));
```

```
potmd=d pp (pp plus (0. 0. 1.));  
tmd=d (pp plus (0. 0. 1.)) (pp plus (1. 0. 1.));
```

```
STRUC=STRUC ET potmd ET TMD;  
ELIM STRUC 1.e-3;  
TRAC STRUC;  
trac tmd;  
*OPTI DONN 5;
```

```
YG=30000e6;  
b=0.15;
```

```
INRY=((b*(b**3))/12.);  
INRZ=((b*(b**3))/12.);  
modeH=mode (pouth ) mecanique elastique isotrope poutre;  
mateH=mate modeH YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b) 'VECT' (0. 1. 0.)  
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500 ;
```

```
modeV=mode (poutV ) mecanique elastique isotrope poutre;  
mateV=mate modeV YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b) 'VECT' (1. 0. 0.)  
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500 ;
```

```
INRY=((b*(b**3))/12.);  
INRZ=((b*(b**3))/12.);  
mode2=mode (poth et potmd) mecanique elastique isotrope poutre;  
mate2=mate mode2 YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b)  
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500;
```

```
trac (poth et poutv et pouth);  
*opti donn 5;  
MODEL=MODEV ET MODEH;  
MATE1=MATEH ET MATEV;  
Mass1=mass model matel;  
mass2=mass mode2 mate2;  
masstot=mass1 et mass2;
```

```
chg=manu chpo struc 1 uz -9.80;  
chg=masstot*chg;  
rig1=rigi model matel;
```

```

rig2=rigi mode2 mate2;
base=(STRUC POIN 'PLAN' p0 p3 (p0 plus (1. 1. 0.))) ;
c11=bloq base DEPL ROTA;

rigtot=rig1 et rig2 et c11;

depl=resou rigtot chg;
reac1=reac c11 depl;
reaz=@total reac1 struc FZ;

ktmd=52e3;
masad= MASSE 'UX' (0.03*(reaz/9.80)) (pp plus (1. 0. 1.));
masad= manu rigidite type masse ( manu poil (pp plus (1. 0. 1.)))
(MOTS 'UX') (prog (0.03*(reaz/9.80)));
CR=2*((0.03*reaz/9.80)*ktmd)**0.5);
CTMD=0.05*CR;
MOTMD=MODE TMD MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE BARRE;
MATMD=MATE MOTMD YOUN KTMD NU 0.22 'SECT' 1. 'RHO ' (1.E-30)
'VISQ' CTMD;

MASTMD= masad;
RIGTMD=RIGI MOTMD MATMD;
c12=bloq potmd DEPL ROTA;
CLTMD=BLOQ TMD UY UZ;
RIGTMD=RIGTMD ET CLTMD;

*opti donn 5;

RESUL = VIBR INTERVALLE 0 10 BASSE 6 RIGTOT MASSTOT;
FRE2 = TABLE; MOD = TABLE; DEF = TABLE;ERG = TABLE;
*
REPETER BLOC1 4;
I=&BLOC1;
FRE2.I = TIRE RESULTAT FREQ RANG I;
MESS ' -----';
MESS ' Frequence calculee :' FRE2.I 'Hz';
MOD.I = TIRE RESULTAT DEPL RANG I;
DEF0 = DEFO STRUC 0. MOD.I;
DEF.I = DEFO STRUC MOD.I VERT;
TITR 'VIBR3 : MODES PROPRES';
TRAC (DEF0 ET DEF.I);
FIN BLOC1;
F1 = FRE2.1;
F2 = FRE2.2;
KSI_S = 0.05 ;
ALPHA = 4.0 * PI * F1 * F2 / ( F1 + F2 ) ;
BETA = 1.0 / ( PI * ( F1 + F2 ) ) ;
AM01 = KSI_S * ((ALPHA * (MASSTOT)) ET (BETA * rigtot)) ;

MASTOT=MASSTOT ET MASTMD;
RITOT=RIGTOT ET RIGTMD;

```

```

AMO2=AMOR MOTMD MATMD;

*
progt=prog;
progac=prog;
OPTION ACQUERIR 'elcentro.dat';
REPETER BLOC1 1560;
ACQU xyz*FLOTTANT EE*FLOTTANT;
progt=inser prog xyz &bloc1;
progac=inse progac ee &bloc1;
fin bloc1;
*opti donn 5;
ACC=EVOL MANU PROGT PROGAC;

I = MANU CHPO STRUC 1 'UX' -1.0 NATURE DIFFUS;
FI = CHAR 'MECA' (Mastot*I) Acc ;

tab1=table;
tab1.mova=RIEN;
tab1.caracteristiques=(matel et mate2 et matmd);
tab1.modele=(model et mode2 et motmd);
tab1.chargement=FI;
tab1.amortissement=(amol et amo2);
tab1.dynamique=vrai;
tab1.masse_constante=masad;
tab1.blocages_mecaniques=(cl1 et cltmd et cl2);
tab1.temps_calcules=progt;
pasapas tab1;

*opti sauv 'struc.sauv';
*sauv;
*fin;

n1=dime tab1.temps;
progd=prog;
repete boul (n1 );
pm=struc poin proch ((2*L) 0. ((neta+1)*H));
max= (extr tab1.deplacements.(&boul - 1) 'UX' pm);
progd=inse prog max &boul;
fin boul;
evtmd=evol manu progt prog;
evtmd=evtmd coul vert;
dess evtmd;

FI = CHAR 'MECA' (Masstot*I) Acc ;

tab2=table;
tab2.mova=RIEN;
tab2.caracteristiques=(matel et mate2 );
tab2.modele=(model et mode2 );
tab2.chargement=FI;
tab2.amortissement=(amol );
tab2.dynamique=vrai;
tab2.blocages_mecaniques=(cl1);
tab2.temps_calcules=progt;
pasapas tab2;

```

```
n1=dime tab2.temps;
progd=prog;
repeter boul (n1 );
pm=struc poin proch ((2*L). 0. ((neta+1)*H));
max= (extr tab2.deplacements.(&boul - 1) 'UX' pm);
progd=inse progd max &boul;
fin boul;
evd=evol manu progt progd;
evd=evd coul roug;
dess evd;
opti trac x;
dess (evd et evtmd);
```

Le programme de castem pour le bâtiment à 10 étages

```
opti dime 3 elem seg2;
opti trac psc;
densite 1;
neta=9;
L=4.5;
H=3.2;
p0=0. 0. 0.;
p1=0. 0. h.;
p2=L 0. h.;
p3=L 0. 0.;
D1=D p0 p1;
D2=D p1 p2;
D3=D p2 p3;
pot1=(D1 ET D3);
pout1=D2;
vec1=(0. 0. H.);
pot=pot1;
pout=pout1;
repete boul neta;
pot=pot et (pot1 plus (&boul*vec1));
fin boul;

trac pot;
repete boul neta;
pout=pout et (pout1 plus (&boul*vec1));
fin boul;

repete boul 3;
pot=pot et (pot plus (L 0. 0.));
fin boul;
repete boul 3;
pout=pout et (pout plus (L 0. 0.));
fin boul;
splan=(pot et pout);
pm1=splan poin proc ((4*L) 0. 0.);
pm2=splan poin proc ((4*L) 0. (10*h));

trac (pm1 et pm2 et splan);
*opti donn 5;

POUTH=POUT;
REPETER BOUL 4;
POUTH=(POUTH ET (POUT PLUS (0. (&boul*L) 0.))) coul vert;
FIN BOUL;
TRAC POUTH;

POTH=POT;
REPETER BOUL 4;
POTH=(POTH ET (POT PLUS (0. (&boul*L) 0.))) coul bleu;
FIN BOUL;

pout1= (pout tour -90. pm1 pm2) coul rouge;
```

```

trac (pout1 et pouth);

POUTV=POUT1;
REPETR BOUL 4;
POUTV=POUTV ET (POUT1 PLUS ((-1.*&boul*L) 0. 0.));
FIN BOUL;

STRUC=POUTV ET POUTH ET POTH;
ELIM STRUC 1.e-3;

pp=struc poin proch ((2.*L) (2.*L) ((neta+1)*H));

potmd=d pp (pp plus (0. 0. 1.));
tmd=d (pp plus (0. 0. 1.)) (pp plus (1. 0. 1.));

STRUC=STRUC ET potmd ET TMD;
ELIM STRUC 1.e-3;
TRAC STRUC;
trac tmd;
*OPTI DONN 5;

YG=30000e6;
b=0.15;
INRY=((b*(b**3))/12.);
INRZ=((b*(b**3))/12.);
modeH=mode (pouth ) mecanique elastique isotrope poutre;
mateH=mate modeH YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b) 'VECT' (0. 1. 0.)
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500 ;

modeV=mode (poutV ) mecanique elastique isotrope poutre;
mateV=mate modeV YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b) 'VECT' (1. 0. 0.)
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500 ;

INRY=((b*(b**3))/12.);
INRZ=((b*(b**3))/12.);
mode2=mode (poth et potmd) mecanique elastique isotrope poutre;
mate2=mate mode2 YOUNG YG NU 0.22 'SECT' (b*b)
      'INRY' INRY 'INRZ' INRZ 'TORS' (INRY + INRZ) 'RHO ' 2500;

trac (poth et poutv et pouth);
*opti donn 5;
MODE1=MODEV ET MODEH;
MATE1=MATEH ET MATEV;
Mass1=mass model1 mate1;
mass2=mass mode2 mate2;
masstot=mass1 et mass2;

chg=manu chpo struc 1 uz -9.80;
chg=masstot*chg;

```

```

rig1=rigi model matel;
rig2=rigi mode2 mate2;
base=(STRUC POIN 'PLAN' p0 p3 (p0 plus (1. 1. 0.))) ;
c11=bloq base DEPL ROTA;

rigtot=rig1 et rig2 et c11;

depl=resou rigtot chg;
reac1=reac c11 depl;
reaz=@total reac1 struc FZ;

ktmd=46e3;
masad= MASSE 'UX' (0.03*(reaz/9.80)) (pp plus (1. 0. 1.));
masad= manu rigidite type masse ( manu poil (pp plus (1. 0. 1.)))
( MOTS 'UX') (prog (0.03*(reaz/9.80)));
CR=2*((0.03*reaz/9.80)*ktmd)**0.5);
CTMD=0.05*CR;
MOTMD=MODE TMD MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE BARRE;
MATMD=MATE MOTMD YOUN KTMD NU 0.22 'SECT' 1. 'RHO ' (1.E-30)
'VISQ' CTMD;

MASTMD= masad;
RIGTMD=RIGI MOTMD MATMD;
c12=bloq potmd DEPL ROTA;
CLTMD=BLOQ TMD UY UZ;
RIGTMD=RIGTMD ET CLTMD;

*opti donn 5;

RESUL = VIBR INTERVALLE 0 10 BASSE 6 RIGTOT MASSTOT;
FRE2 = TABLE; MOD = TABLE; DEF = TABLE;ERG = TABLE;
*
REPETER BLOC1 4;
I=&BLOC1;
FRE2.I = TIRE RESULTAT FREQ RANG I;
MESS ' -----';
MESS ' Frequence calculee : ' FRE2.I 'Hz';
MOD.I = TIRE RESULTAT DEPL RANG I;
DEF0 = DEFO STRUC 0. MOD.I;
DEF.I = DEFO STRUC MOD.I VERT;
TITR 'VIBR3 : MODES PROPRES';
TRAC (DEF0 ET DEF.I);
FIN BLOC1;
F1 = FRE2.1;
F2 = FRE2.2;
KSI_S = 0.05 ;
ALPHA = 4.0 * PI * F1 * F2 / ( F1 + F2 ) ;
BETA = 1.0 / ( PI * ( F1 + F2 ) ) ;
AM01 = KSI_S * ((ALPHA * (MASSTOT)) ET (BETA * rigtot)) ;

MASTOT=MASSTOT ET MASTMD;
RITOT=RIGTOT ET RIGTMD;

```

```

AMO2=AMOR MOTMD MATMD;

*
progt=prog;
progac=prog;
OPTION ACQUERIR 'elcentro.dat';
REPETER BLOC1 1560;
ACQU xyz*FLOTTANT EE*FLOTTANT;
progt=inser prog xyz &bloc1;
progac=inse progac ee &bloc1;
fin bloc1;
*opti donn 5;
ACC=EVOL MANU PROGT PROGAC;

I = MANU CHPO STRUC 1 'UX' -1.0 NATURE DIFFUS;
FI = CHAR 'MECA' (Mastot*I) Acc ;

tabl=table;
tabl.mova=RIEN;
tabl.caracteristiques=(matel et mate2 et matmd);
tabl.modele=(model et mode2 et motmd);
tabl.chargement=FI;
tabl.amortissement=(amol et amo2);
tabl.dynamique=vrai;
tabl.masse_constante=masad;
tabl.blocages_mecaniques=(cl1 et cltmd et cl2);
tabl.temps_calcules=progt;
pasapas tabl;

*opti sauv 'struc.sauv';
*sauv;
*fin;

n1=dime tabl.temps;
progd=prog;
reperer boul (n1 );
pm=struc poin proch ((2*L) 0. ((neta+1)*H));
max= (extr tabl.deplacements.(&boul - 1) 'UX' pm);
progd=inse prog max &boul;
fin boul;
evtmd=evol manu progt prog;
evtmd=evtmd coul vert;
dess evtmd;

FI = CHAR 'MECA' (Masstot*I) Acc ;

tab2=table;
tab2.mova=RIEN;
tab2.caracteristiques=(matel et mate2 );
tab2.modele=(model et mode2 );
tab2.chargement=FI;
tab2.amortissement=(amol );
tab2.dynamique=vrai;
tab2.blocages_mecaniques=(cl1);
tab2.temps_calcules=progt;

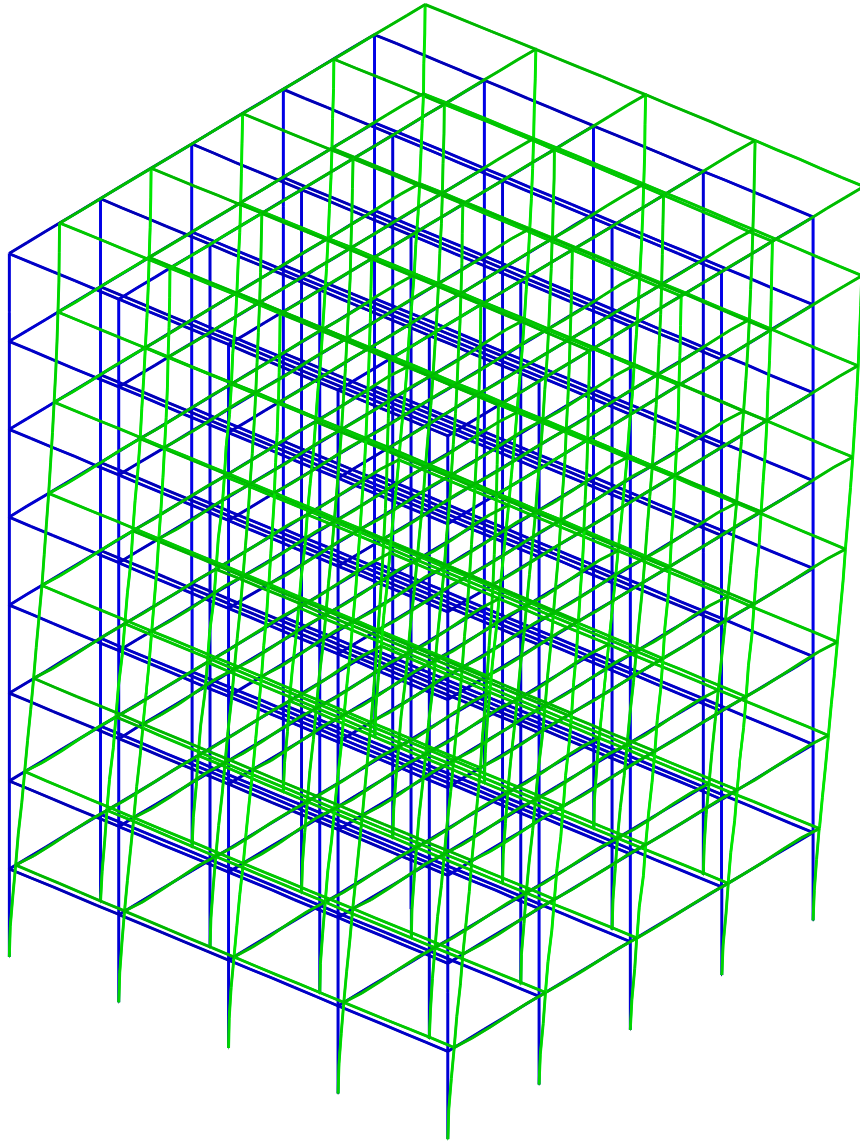
```



```
pasapas tab2;
```

```
n1=dime tab2.temps;  
progd=prog;  
repeter boul (n1 );  
pm=struct poin proch ((2*L). 0. ((neta+1)*H));  
max= (extr tab2.deplacements.(&boul - 1) 'UX' pm);  
progd=inse progd max &boul;  
fin boul;  
evd=evol manu progt progd;  
evd=evd coul roug;  
dess evd;  
opti trac x;  
dess (evd et evtmd);
```

AMPLITUDE
2.6
0.0

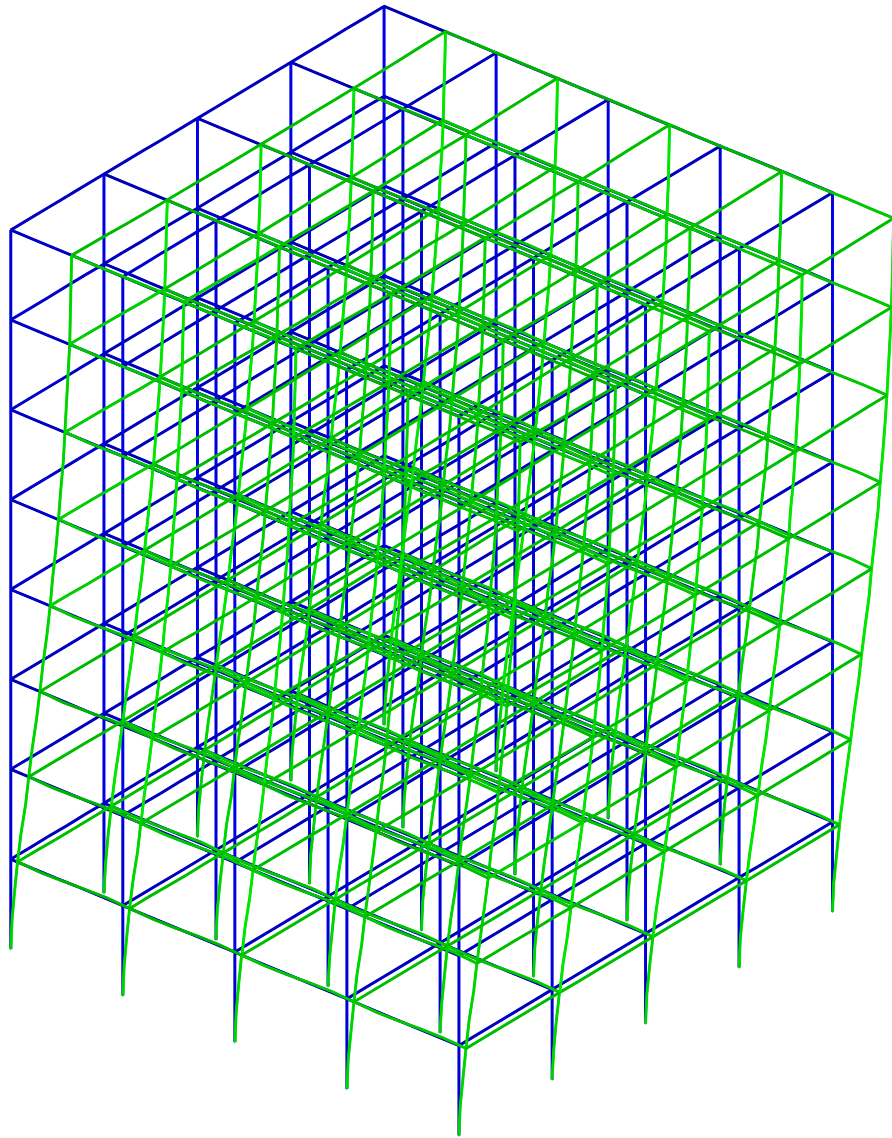


MODE NUMERO 1 FREQUENCE 4.96404E-01 HZ

AMPLITUDE

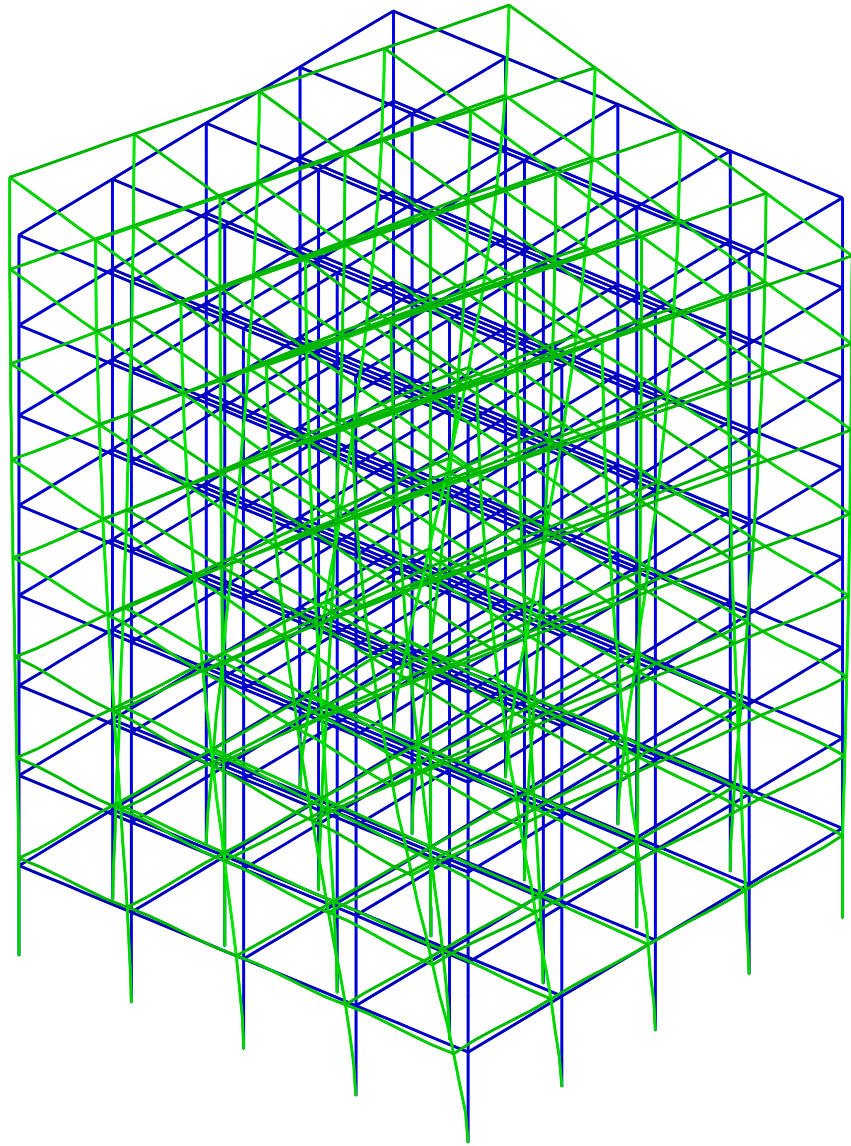
2.6

0.0



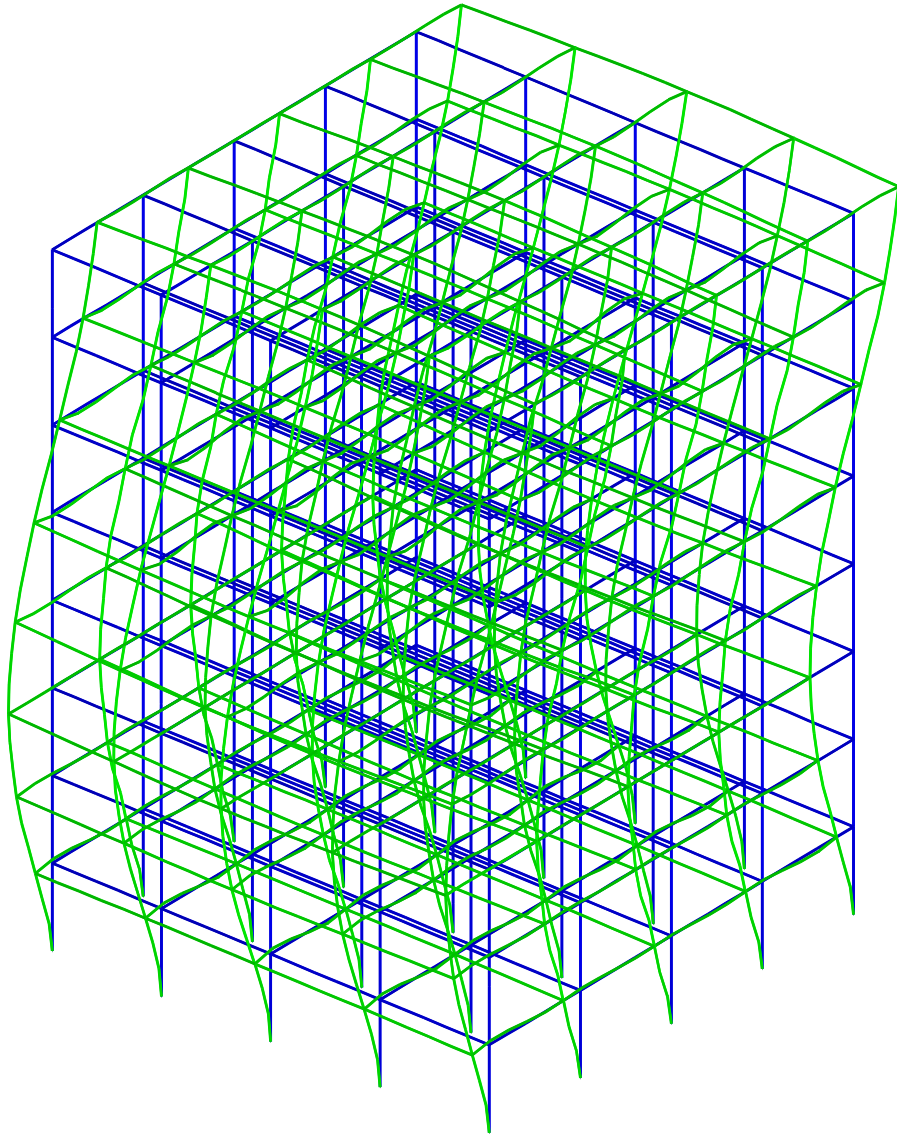
MODE NUMERO 2 FREQUENCE 5.38742E-01 HZ

AMPLITUDE
2.6
0.0



MODE NUMERO 3 FREQUENCE 5.89685E-01 HZ

AMPLITUDE
2.6
0.0

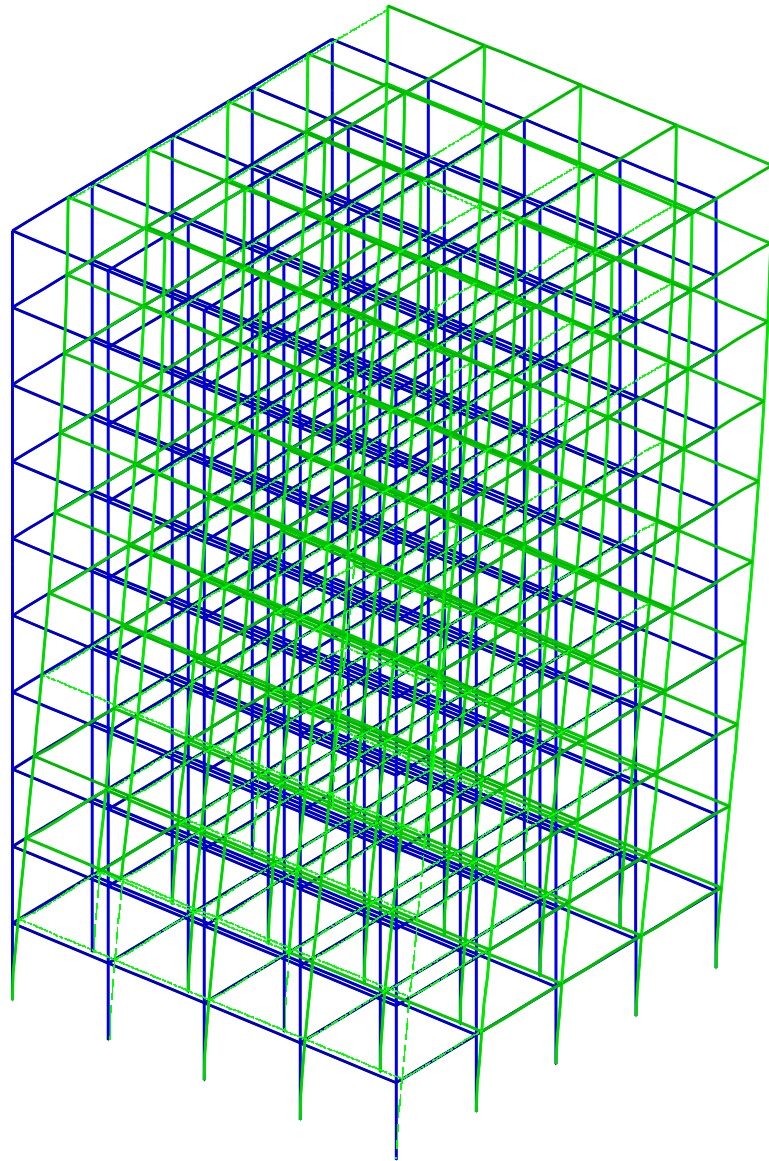


ANNEXES

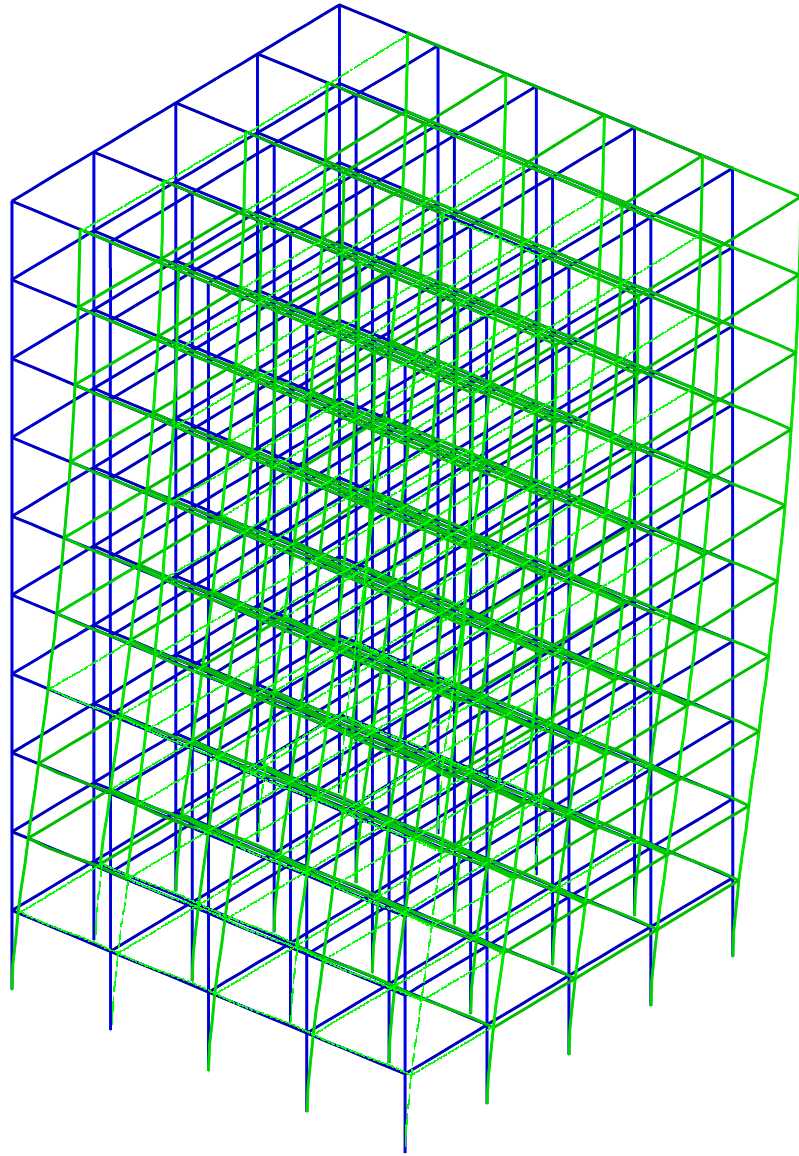
AMPLITUDE

3.2

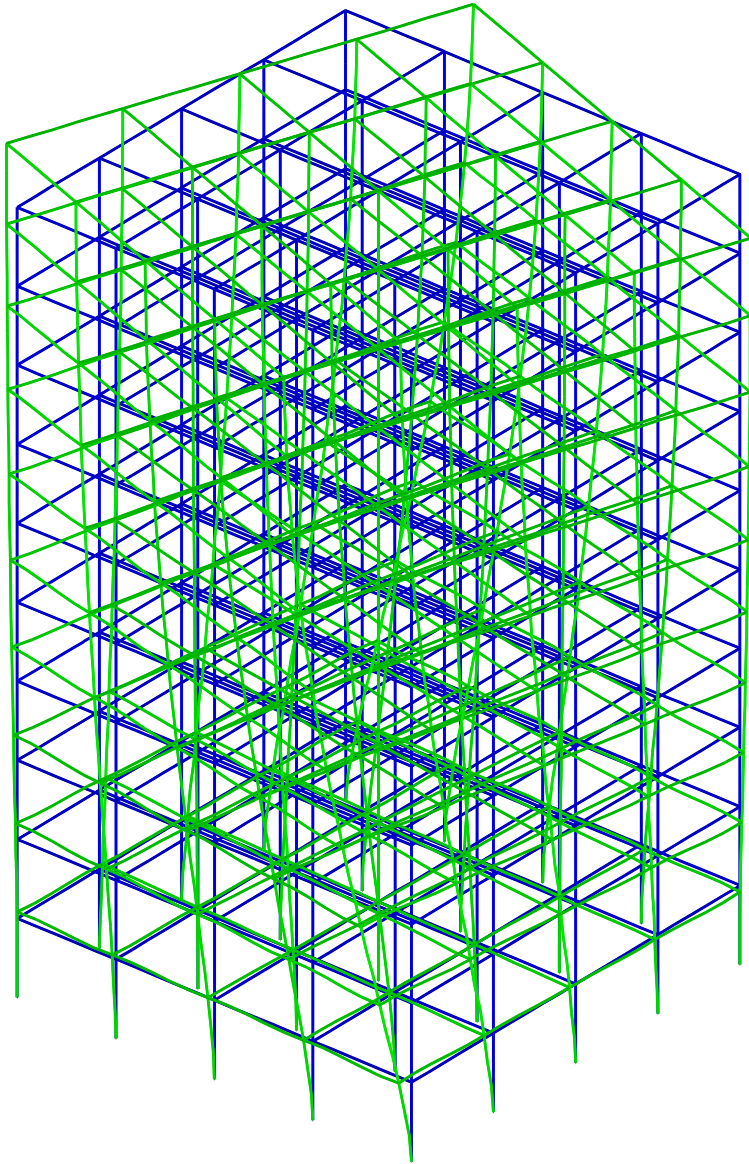
0.0



AMPLITUDE
3.2
0.0

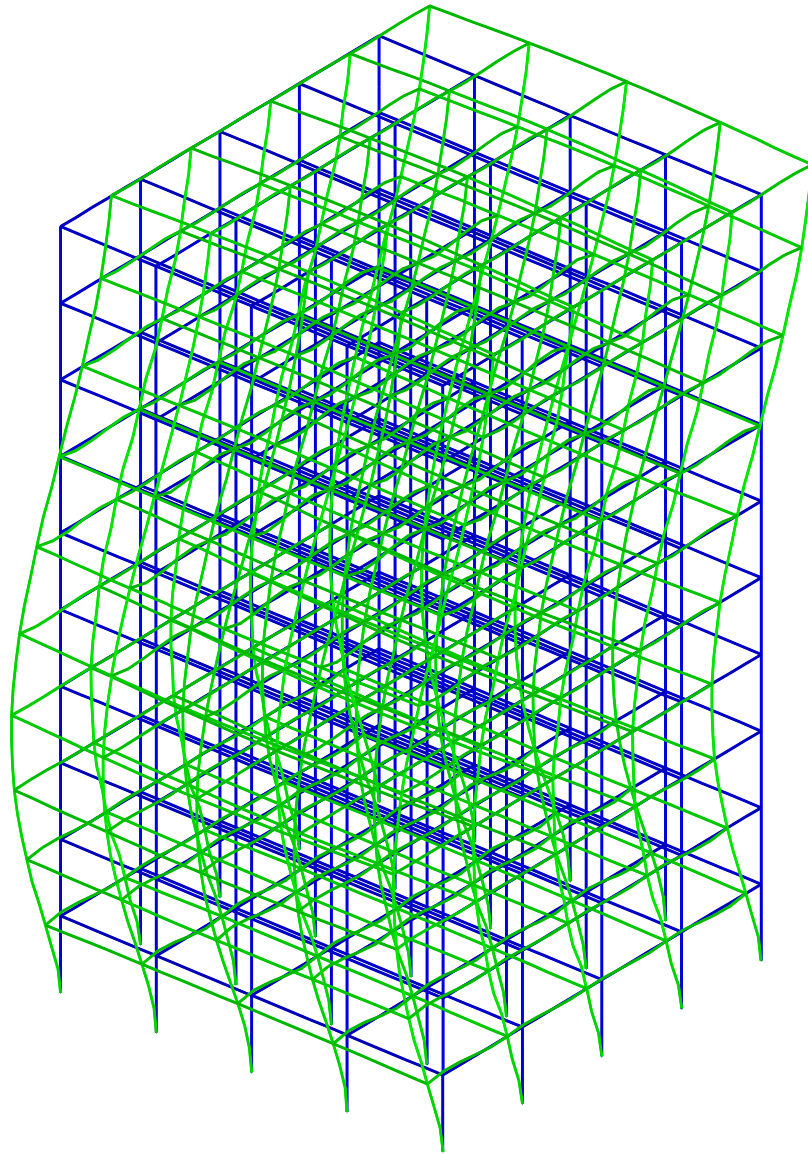


AMPLITUDE
3.2
0.0



MODE NUMERO 3 FREQUENCE 4.69317E-01 HZ

AMPLITUDE
3.2
0.0



MODE NUMERO 4 FREQUENCE 1.210 HZ

RESUME :

D'après la technologie, de nos jours, les ouvrages sont de plus en plus flexibles, et deviennent très sensibles aux agressions due aux vents et aux séismes, contre lesquels ils leurs importe de les protéger. Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure, on souhaite s'y opposer en produisant des forces de réaction adaptées à la réponse de la structure. L'un des appareils les plus utilisés sont Les amortisseurs à masse accordée (TMD).ils connaissent un succès important en génie civil. Mais leur performance est très liée aux réglages de ses paramètres et leur efficacité varie beaucoup lorsque la structure évolue. Dans ce travail, on va étudier l'efficacité de ce système dans les bâtiments à de différents étages agités par un signal sismique d'El-Centro.

Mots clés : amortisseur à masse accordée, Système de contrôle sismique pour les bâtiments.

ABSTRACT :

According to the technology these days, the books are becoming more flexible, and became very susceptible to attacks such as wind and earthquakes, against whom it is important to protect them. Rather than strengthen and stiffen the structure, we want to oppose it by producing reaction forces adapted to the response of structure. One of the most used appareil is tuned mass dampers (TMD). They know a significant achievement in civil engineering. But their performance is closely linked to its parameter settings and their effectiveness varies greatly when the structure evolves. In this work, we will study the effectiveness of this system in the building to diferents floors agitated not a SIGNAL El-Centro earthquake.

Keywords : Tuned mass damper , Seismic monitoring system for building.

الملخص:

وفقا للتكنولوجيا في أيامنا هذه أصبحت مشاريع البناء أكثر ملائمة ، وجد معارضة للهجمات كالرياح و الزلازل ، ضد منهم محميين بدلا أن يصلب أ و يقوى البناء تريد أن نعرض للإنتاج قوات رد الفعل تنضبط لاستجابة البناء واحدة من الآلات كبيرة الاستعمال هي كتلة المخمدات المستوية (TMD). أهم نجاح عرفته الهندسة المدنية – لكن فعاليتهم جد مرتبطة بالإعدادات معلمتهم وفعاليتهم تختلف كلما تطور البناء . في هذا العمل سندرس فعالية هذا النظام في المباني كل طابق مختلف منهز بإشارة زلزالية (السانترو)(El Centro).

الكلمات الرئيسية : كتلة المخمدات المستوية - نظام مراقبة المباني الزلزالية.