

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



Mémoire de Fin d'Etude pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Infrastructure de Base et Géotechnique

Thème :

**ATTÉNUATION DE LA RÉPONSE DYNAMIQUE D'UN
PONT ÉQUIPÉ D'AMORTISSEUR À MASSE ACCORDÉE
(TMD)**

Présenté par :

MERAD BOUDIA Ilyes

BOUBOU Mohammed Anis

Soutenu le 13 Juin 2016, devant le jury composé de :

Dr. MATALLAH Mohammed
Prof. MEGNOUNIF Abdellatif
Dr. BENADLA Zahira
Dr. MEDDANE Nassima
Dr. HAMD AOUI Karim

Président
Examinateur
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

Année universitaire 2015/2016

Remerciement

Nous remercions en premier lieu notre DIEU le plus puissant qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour élaborer ce modeste travail.

En second lieu, nous adressons nos vifs et chaleureux remerciements à nos encadreurs Dr. MEDDANE N. et Dr. HAMDAOUI K. pour leurs soutiens et leurs aides.

Nous tenons également à remercier les membres du jury ; notre président Dr. MATALLAH M. et nos examinateurs Prof. MEGNOUNIF A. et Dr. BENADLA Z., pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Nos remerciements s'adressent aussi à tous nos enseignants.

Et enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime :

- 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.
- Mes frères, ma sœur et mes neveux et toute la famille MERAD BOUDIA.
- Mon ami et binôme Anis.
- Mes amis ; ADDOU Adel, BOUDJAKDJI Hamza, BENDIAB Imane, BOUABDELLAH Akram, BOUKLI HASSEN Nadjib, CHAKROUN Fayza , CHEBIRA Houcine, HENAOUI Mokhtar, MEHTARI Rania, MERABET Abdellah, BELHADJ AMARA Islam , BELAIDI Abdeslam , DIB Yassine .
- Tous les étudiants du Génie civil.
- A tous les gens que je connais.

MERAD BOUDIA Ilyes.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude :

- A 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.
- Mon frère et mes sœurs et toute la famille BOUBOU.
- Mon ami et binôme Ilyes.
- Mes amies ; ADDOU Adel, BENGUELLA Hamza, BENTAALLAH Mohammed, BOUABDELLAH Akram, BOUABDELLAH El hadi, BOUKLI HASSEN Nadjib, CHEBIRA Houcine, HENAOUI Mokhtar, KERMOUNI SERRADJ Abdellah, MERABET Abdellah, BELAIDI Abdeselam.
- Tous les étudiants du Génie civil.
- A tous les gens que je connais.

BOUBOU Mohammed Anis.

Résumé

Les systèmes dissipatifs d'énergie sont souvent utilisés pour atténuer l'impact des excitations dynamiques sur les ouvrages d'arts et les bâtiments. L'objectif de ce projet de fin d'étude est d'analyser la réponse dynamique d'un pont à haubans de 216m lorsqu'il est équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD). L'analyse dynamique a été effectuée suivant les deux directions principales du pont ; longitudinale et transversale, et ceci sous le mouvement sismique enregistré durant le séisme de Boumerdès en 2003. Une étude paramétrique a été menée en variant, la masse, le nombre et l'emplacement des TMD. La comparaison des résultats obtenus, en termes de déplacement et d'efforts internes, avec le cas où l'ouvrage n'est pas équipé d'un TMD démontre bien l'efficacité de cette technologie dans la réduction de la réponse sismique. Il a été illustré aussi que l'emplacement de deux TMD au niveau des pylônes aboutit à une réduction remarquable.

Mots clés : Pont à haubans, TMD, Contrôle sismique, Analyse dynamique

Abstract

Energy dissipation systems are often used to mitigate the impact of dynamic excitations on bridges and buildings. The objective of this final project study is to analyze the dynamic response of a 216m cable-stayed bridge when it is equipped with a tuned mass damper (TMD). The dynamic analysis was performed according to the bridge's two main directions; longitudinal and transversal, and this under the 2003 Boumerdès ground motion record. A parametric study was conducted by varying the mass, the number and location of TMDs. Comparison of the obtained results, in terms of displacement and internal efforts, with the case where the structure in its virgin state demonstrates the effectiveness of this technology in reducing the seismic response. It was shown also that when the two TMDs are located at the pylons lead to a remarkable reduction.

Keywords: Cable-stayed bridge, TMD, seismic control, dynamic analysis

ملخص

تستخدم أنظمة تبديد الطاقة غالبا للتخفيف من تأثير القوى الحركية على الجسور والمباني. الهدف من هذه الدراسة هو تحليل الاستجابة الحركية لجسر بطول 216 م عندما يتم تجهيزه بمخمدات من نوع TMD. تم إجراء التحليل الديناميكي وفقا للاتجاهين الرئيسيين للجسر، الطولي والعرضي، وهذا بموجب تأثير زلزال بومرداس لعام 2003. أجريت دراسة حدية من خلال تغيير كتلة، عدد وموقع المخمدات. برهنت المقارنة بين النتائج المحصل عليها، من حيث الانتقال والقوى الداخلية، مع الحالة التي لا يجهزه فيها الجسر بمخمدات على فعالية هذه التقنية في تقليل الاستجابة الزلزالية. تبين أيضا أن وضع مخمدين في الأبراج يؤدي إلى انخفاض ملحوظ في الاستجابة.

الكلمات المفتاحية: جسر، مخمدات من نوع TMD، مراقبة الزلازل، والتحليل الحركي

Sommaire

Remerciement	i
Dédicace	ii
Dédicace	iii
Résumé	iv
Abstract	v
ملخص	vi
Sommaire	vii
Liste des figures	ix
Liste des tableaux	xi
Définition des notations	xii
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralités	3
1.1 Introduction	3
1.2 Les différentes méthodes de contrôle utilisées dans les structures	3
1.2.1 Système de contrôle passif	4
1.2.2 Système de contrôle actif	10
1.2.3 Système de contrôle hybride	12
1.2.4 Système de contrôle semi-actif	12
1.3 Les amortisseurs à masse accordée TMD	12
1.3.1 Histoire de TMD	12
1.3.2 Fonctionnement des TMD	12
1.3.3 Applications de système TMD en génie civil	13
1.4 Conclusion	17
Chapitre 2 : Conception des TMD	18
2.1 Introduction	18
2.2 Estimation des paramètres du TMD :	18
2.2.1 Equation du mouvement	18
2.2.2 Caractéristiques des TMD	19
2.3 Présentation de quelques études de ponts équipés par des TMD	23
2.3.1 Le pont piétonnier "Malte Center" à Poznan	23
2.3.2 Pont a haubans	25
2.4 Conclusion.....	28

Chapitre 3 : Présentation et modélisation de l'ouvrage	29
3.1 Introduction	29
3.2 Description du site de pont	29
3.3 Dimensions générales du pont	29
3.4 Chargement appliqué au pont	31
3.5 Prédimensionnement des éléments du pont	31
3.5.1 Prédimensionnement du pylône	31
3.5.2 Le tablier	33
3.5.3 Section des haubans	33
3.6 Modélisation de la structure du pont étudié	37
3.6.1 Présentation du logiciel de calcul utilisé dans ce projet	37
3.6.2 Modélisation de l'ouvrage	37
3.6.3 Analyse modale.....	38
3.7 Conclusion.....	41
Chapitre 4 : Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par un TMD.....	42
4.1 Introduction	42
4.2 Action sismique.....	42
4.3 Calcul des paramètres du TMD	42
4.4 Etude paramétrique d'un pont à haubans équipé par un TMD.....	44
4.4.1 Analyse de l'effet d'emplacement et du nombre de TMD (longitudinal)	44
4.4.2 Analyse de l'effet d'emplacement et du nombre de TMD (transversal).....	53
4.5 Conclusion	59
Conclusion générale	60
Bibliographie.....	61

Liste des figures

Figure 1. 1: Les catégories des systèmes de protection sismique..	4
Figure 1. 2: Isolateur élastomère avec noyau de plomb.....	5
Figure 1. 3: Isolateur de type pendule à friction.....	6
Figure 1. 4: Amortisseurs visqueux.....	7
Figure 1. 5: Amortisseurs hystérétiques.....	7
Figure 1. 6: Amortisseurs à frottement.....	8
Figure 1. 7: One Rincon Hill (San Francisco).....	9
Figure 1. 8: Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur.....	9
Figure 1. 9 : TMD rectangulaire sur la Citicorp (New York).	10
Figure 1. 10: Structure avec control actif.....	10
Figure 1. 11: Conception du système de contrôle AMD.....	11
Figure 1. 12 : TMD simplifié modèle de 2 masses.	13
Figure 1. 13: Une carcasse d'une structure en acier charger par des forces d'excitations.....	14
Figure 1. 14: Pont Millennium à Londres et l'installation d'un TMD.....	15
Figure 1. 15: Pont de Chao Phya à Bangkok équipé par des TMD sur les pylônes.....	16
Figure 2. 1: Schéma représentative d'un TMD.....	18
Figure 2. 2: Vue de la passerelle malta à poznan.....	23
Figure 2. 3: la vue de coté de la passerelle.....	24
Figure 2. 4: TMD du pont au centre de Malte à Poznan	24
Figure 2. 5: La géométrie du pont à haubans	25
Figure 2. 6: Mode 1.....	25
Figure 2. 7: Mode 2.....	26
Figure 2. 8: Mode 3.....	26
Figure 2. 9: Mode 4.....	26
Figure 2. 10: Emplacement du TMD.	27
Figure 2. 11: Déplacements et sollicitations maximal du pont avec /sans TMD.....	28
Figure 3. 1: Conception du pont.....	30
Figure 3. 2: Différentes coupes du pylône coté Boudjlida	32
Figure 3. 3: Coupe transversale du tablier.....	33
Figure 3. 4: Configuration des haubans ..	34
Figure 3. 5: Schéma des forces	35
Figure 3. 6: Modèle du pont haubané en éléments finis.....	38
Figure 3. 7: Mode 1 (T=2,1s).....	40
Figure 3. 8: Mode 2 (T=1,74s).....	40
Figure 3. 9: Mode 3 (T=1,34s).....	41
Figure 4. 1: Accélérogramme du séisme de Boumerdés	42
Figure 4. 2: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 1).....	45
Figure 4. 3 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 1).....	46
Figure 4. 4: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 1).....	46
Figure 4. 5: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 2).....	46
Figure 4. 6: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 2).....	47
Figure 4. 7: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 2).....	47
Figure 4. 8: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 3).....	47

Figure 4. 9 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 3).	48
Figure 4. 10: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 3)..	48
Figure 4. 11: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 4).	48
Figure 4. 12: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 4).	49
Figure 4. 13: Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 4).	49
Figure 4. 14: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal) (cas 1).	53
Figure 4. 15: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 1)	54
Figure 4. 16: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 1)..	54
Figure 4. 17: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal) (cas 2)	54
Figure 4. 18: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 2)..	55
Figure 4. 19: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 2).	55
Figure 4. 20: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal) (cas 3).	55
Figure 4. 21: Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 3).	56
Figure 4. 22 :Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 3).	56

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Quelque exemple sur l'application des TMD dans le monde..	17
Tableau 2. 1: Différente méthode pour le calcul de f_{2opt} et ξ_{2opt}	21
Tableau 3. 1: Charges permanentes	31
Tableau 3. 2: Caractéristique mécanique des torons.....	34
Tableau 3. 3: Sections des câbles (calculer).....	36
Tableau 3. 4: Sections des câbles (choisit).....	36
Tableau 3. 5: Degrés de liberté de chaque appui.....	38
Tableau 3. 6: Résultats de l'analyse modale	39
Tableau 4. 1: Paramètres de TMD en fonction du rapport de masse (axe x).....	43
Tableau 4. 2: Paramètres de TMD en fonction du rapport de masse (axe y).....	43
Tableau 4. 3: Paramètres des deux TMD en fonction du rapport de masse (axe x).....	44
Tableau 4. 4: Paramètres des deux TMD en fonction du rapport de masse (axe y).....	44
Tableau 4. 5: Résultats de réductions de déplacement pour les 4 cas (longitudinal).....	50
Tableau 4. 6: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (longitudinal) (cas 1).....	51
Tableau 4. 7: Les efforts internes du pont avec sans TMD (longitudinal) (cas 2).....	51
Tableau 4. 8: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (longitudinal) (cas 3).....	52
Tableau 4. 9: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (longitudinal) (cas 4).....	52
Tableau 4. 10: Résultats de réductions de déplacement pour les 3 cas (transversal).....	56
Tableau 4. 11: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (transversal) (cas 1).....	57
Tableau 4. 12: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (transversal) (cas 2).....	58
Tableau 4. 13: Les efforts internes du pont avec/sans TMD (transversal) (cas 3).....	58

Définition des notations

- A_i : La section pour un seul câble.
- a_i : Inclinaison des haubans.
- c_1 : L'amortissement de la structure.
- c_2 : L'amortissement de TMD
- $c_{2\ opt}$: Amortissement du TMD de 2-DDL.
- C_c : Amortissement critique.
- f_i : La fréquence du pont.
- $f_{2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de 2-DDL.
- G : Charge permanente.
- k_2 : Rigidité du TMD.
- $k_{2\ opt}$: Rigidité du TMD de 2-DDL.
- k_1 : Rigidité de la structure.
- k_{TMD} : Rigidité du TMD.
- $\underline{\underline{M}}$: Matrice masse de la structure.
- M_i : Masse modale de la structure.
- M_T : Masse totale de la structure.
- M_x : Masse modal suivant l'axe x.
- M_y : Masse modale suivant l'axe y.
- m_1 : Masse de la structure.
- m_2 : Masse du TMD.
- m_{TMD} : Masse du TMD.
- R_{gi} : La réaction d'un hauban.
- T_i : La force d'un hauban.
- $x_1, \dot{x}_1, \ddot{x}_1$: Déplacement, vitesse et accélération de la structure.
- $x_2, \dot{x}_2, \ddot{x}_2$: Déplacement, vitesse et accélération de TMD.

- x_g : Déplacement dusol.
 μ : Rapport des masses.
 $\xi_{2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMDde 2-DDL.
 ξ_1 : Coefficient d'amortissement de la structure.
 ξ_2 : Coefficient d'amortissement de TMD.
 ω_1 : Pulsation propre de la structure.
 ω_{TMD} : Pulsation propre du TMD.
 Φ : Amplitude dupremier mode ou se trouve le système.
 $\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre.
 $\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre.
 \emptyset_1 : Le mode fondamentale.
 η : Le rapport de fréquence optimum.
 σ_g : Contrainte admissible réduite dans les haubans sous poids propre et surcharge.
 $\Delta\sigma$: C'est la perte instantanée des contraintes.

Introduction générale

Introduction général

Introduction générale

Les ingénieurs de structure ne peuvent pas être inconscients des dégâts provoqués par les séismes sur les plans humains et matériels dont a souffert notre pays. Ceci explique la nécessité de considérer le défi de l'intégration de nouvelles technologies de contrôles sismiques comme systèmes de protection parasismique.

Ainsi, 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 que les tremblements de terre ou un vent. Pour remédier à cette problématique, souvent des systèmes dissipatifs d'énergie sismique sont ajoutés à la conception de ces ouvrages jouant le rôle de contreventement.

L'objectif de ce travail est d'étudier et appliquer la solution de contrôle parasismique des structures basée sur l'utilisation des amortisseurs à masse accordée, connue sous le nom de (en anglais) TUNED MASS DAMPER et abrégé (TMD). Ces derniers connaissent un succès important en génie civil.

En effet, nous allons étudier dans ce mémoire la réponse dynamique d'un pont à haubans équipé d'un TMD toute en faisant une étude comparative avec le cas du modèle initial du pont c'est-à-dire sans TMD. L'effet de trois paramètres va être étudié à savoir la masse, le nombre et l'emplacement du TMD sur le pont.

Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Le premier chapitre présente une généralité sur les différents types de systèmes de contrôle de réponse sismique ainsi que l'application de système TMD en génie civil.

Le deuxième chapitre, celui de la conception des TMD, est consacré à l'estimation des paramètres du TMD. Le principe de fonctionnement de ces derniers sera présenté aussi dans ce chapitre à travers quelques exemples de cas réels

Introduction général

Le troisième chapitre est divisé en deux parties ; la première partie concerne la présentation des données géométriques et de chargement du pont choisi dans ce mémoire. Tandis que la deuxième partie consiste la modélisation de cet ouvrage ainsi qu'une analyse modale.

Le quatrième chapitre vise l'analyse de l'atténuation de la réponse sismique d'un pont à haubans équipé d'un TMD, suivie d'une étude paramétrique en variant le rapport de masse, l'emplacement et le nombre des TMD.

Enfin, ce travail se terminera par une conclusion générale qui le synthétise et des perspectives pour les prochains travaux.

Chapitre 1 : Généralité

1.1 Introduction :

Les ouvrages d'arts en raison de leur flexibilité sont vulnérables sous les actions du vent et les effets sismiques. Afin de pouvoir atténuer ces problèmes, il existe différentes méthodes et solutions qui assurent un comportement correct de ces types d'ouvrages en contrôlant leur mouvement. De nos jours, permettre aux ouvrages de dissiper l'énergie vibratoire à l'aide des dispositifs mécaniques est devenu de plus en plus fréquent et plus attrayant. En effet, l'installation de ces systèmes dissipatifs d'énergie sismique ou du vent permet d'atténuer l'impact des excitations dynamiques. Cette intervention est devenue une discipline et est connue sous le nom de contrôle des vibrations d'ouvrage.

Les stratégies les plus existantes sont les stratégies passives : les amortisseurs à masse accordées (TMD) et les amortisseurs visqueux.

Les amortisseurs à masse accordées ont été généralement utilisés pour le contrôle de vibration dans des systèmes de génie mécanique. Ces dernières années, la théorie de TMD a été adoptée pour réduire des vibrations des gratte-ciels et d'autres structures de génie civil.

Dans le présent chapitre nous présentons les différents systèmes utilisés pour le contrôle des structures. On s'intéresse particulièrement aux amortisseurs à masse accordées (TMD). Le système de contrôle utilisé dans ce mémoire.

1.2 Les différents systèmes utilisés pour le contrôle des structures :

Les systèmes de protection sismique actuellement utilisés varient des dispositifs de contrôle passif relativement simple aux systèmes complètement actifs. Les systèmes passifs sont, peut-être, les plus connus et ils incluent les systèmes d'isolation sismique et les systèmes mécaniques de dissipation d'énergie ainsi que les TMD. Le système d'isolation sismique est plus développé, avec des progrès continus sur les appareils, les applications et les spécifications de conception.

Les systèmes de protection sismique peuvent être classés en quatre catégories comme le montre la figure (1.1).

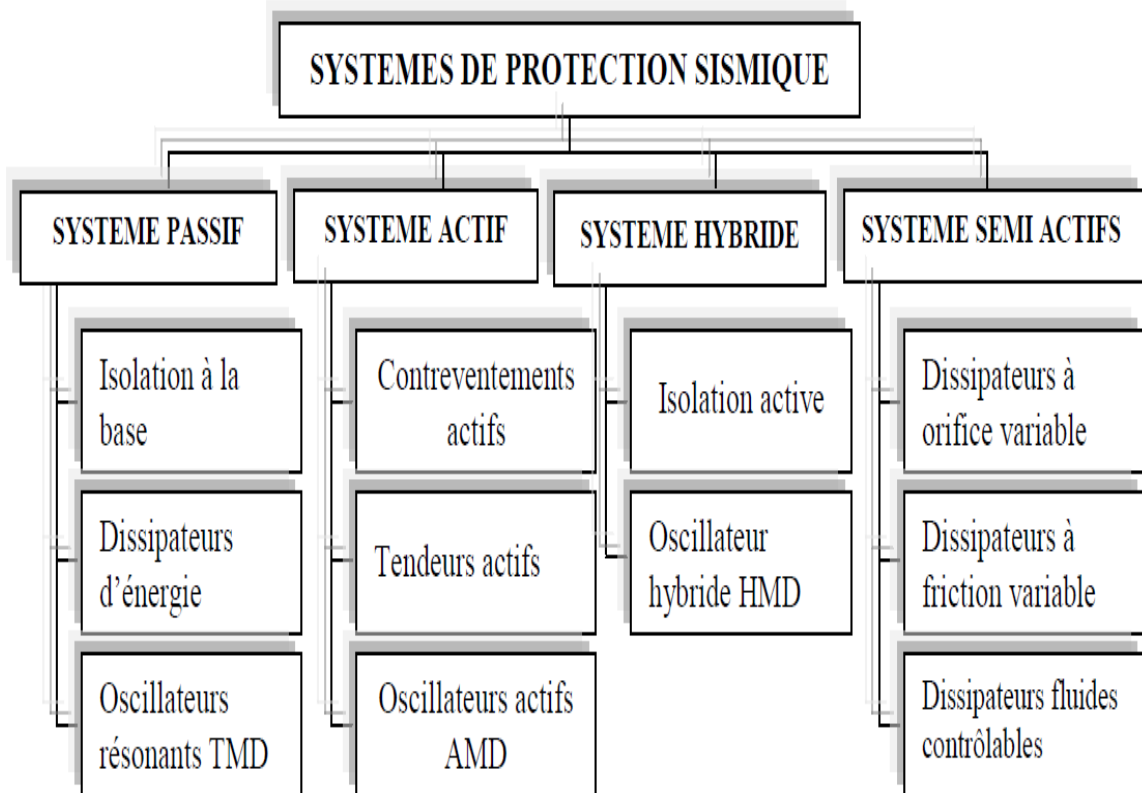


Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de protection sismique.

1.2.1 Système de contrôle passif :

Les systèmes de contrôle passif utilisent des dispositifs assez simples qui réduisent la réponse dynamique par des moyens entièrement mécaniques. Les systèmes passifs les plus courants sont les isolateurs sismiques, les dissipateurs d'énergie et les oscillateurs résonnants connus également comme systèmes inertiels couplés (Tuned Mass Damper - TMD).

1.2.1.1 Contrôle passif avec isolation à la base :

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre

la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs (Naeim et Kelly, 1999) Il existe essentiellement deux types de système d'isolation :

a- Les systèmes à base d'élastomère :

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel que c'est illustré à la figure (1.2)

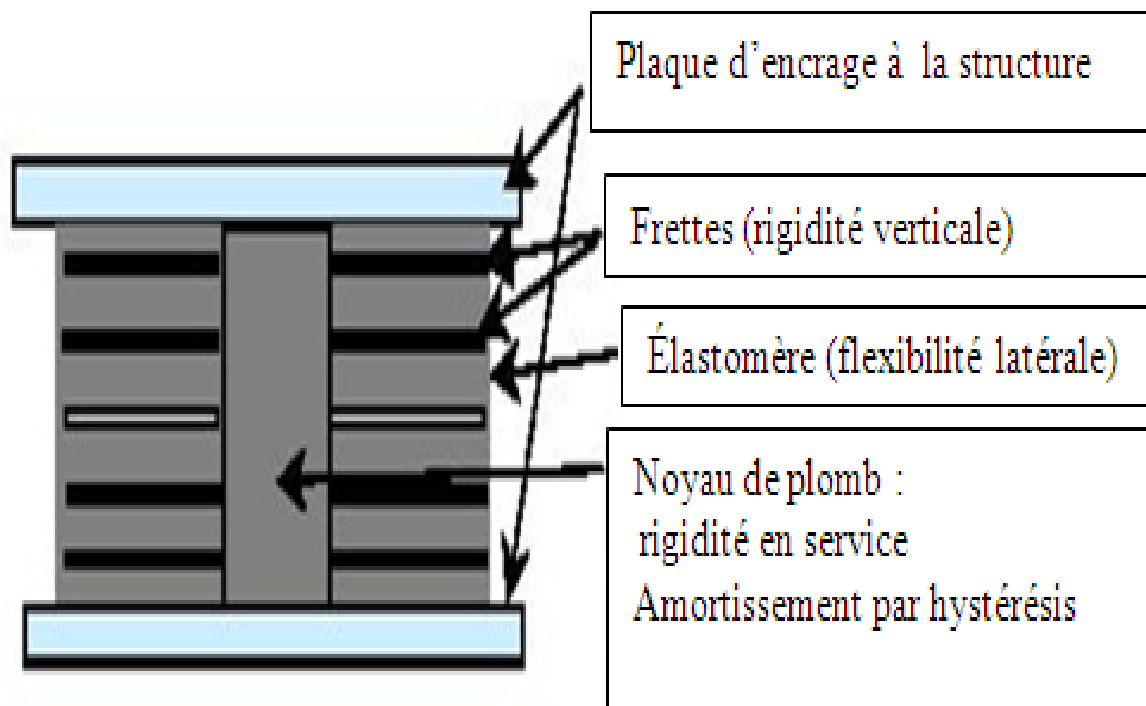


Figure 1.2 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb.

b- Les systèmes à base de glissement :

L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette, portion d'une sphère, qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système (figure 1.3).

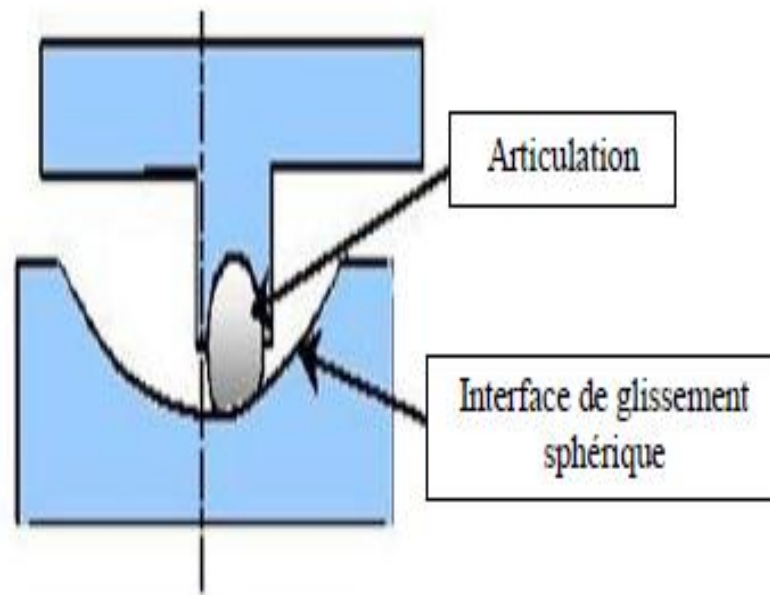


Figure 1.3 : Isolateur de type pendule à friction.

1.2.1.2 Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie :

Les dissipateurs d'énergie sont des systèmes conçus pour absorber l'essentiel de l'énergie sismique évitant ainsi la dissipation par des déformations inélastiques dans les éléments de structures, comme on peut déduire les principaux systèmes de dissipation d'énergie :

a- Les amortisseurs à fluides visqueux :

Les amortisseurs à fluide visqueux sont de simples boîtes fixées aux fondations et contenant comme son nom l'indique un fluide d'une grande viscosité, tel le bitume. Il s'agit en fait d'un barreau rigide relié d'un côté aux fondations de la structure et de l'autre, il baigne dans un liquide visqueux qui ralentit son mouvement aux cours des secousses sismiques (figure 1.4) (Bentifour, 2013).

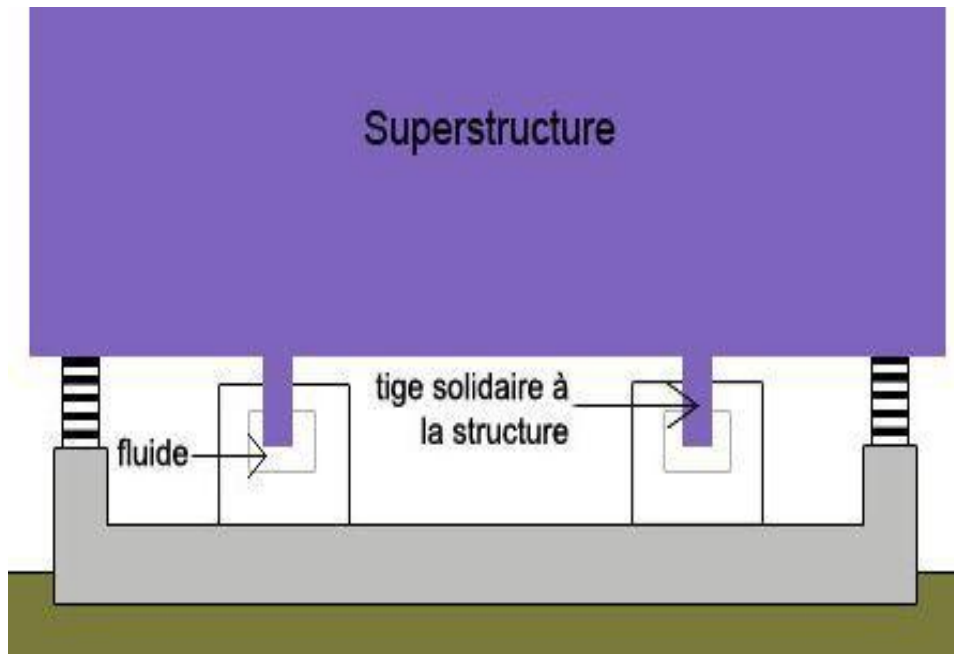


Figure 1.4 : Amortisseurs visqueux (Bentifour, 2013).

b- Les amortisseurs hystériques :

Ils constituent un assemblage de pièces en acier doux ou bien en plomb soit des alliages malléables. Lorsque les fondations et la structure sont en mouvement, ces matériaux se déforment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer. Ils se présentent, comme celle de fluide visqueux, sous forme de barreaux en acier, en plomb ou bien grâce à des poutres (figure 1.5).

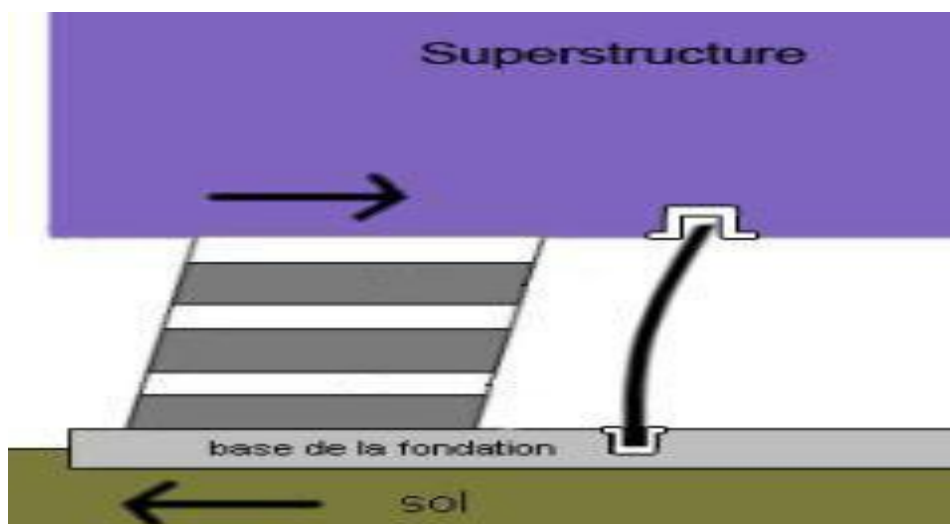


Figure 1.5 : Amortisseurs hystériques (Bentifour, 2013).

c- Les amortisseurs à frottement :

Ces amortisseurs ne sont pas plus faciles en installation tels les deux précédents mais sont sans doute les plus efficaces. Après un séisme, ceux-ci se déforment peu et retrouvent aisément leur position initiale. Dans le cas de ses amortisseurs, l'énergie sismique est dissipée grâce à des dispositifs disposés à divers endroits stratégiques de la structure par frottement sec. Le bâtiment peut alors se déformer sans dommage important et de risque pour les occupants (figure 1.6).

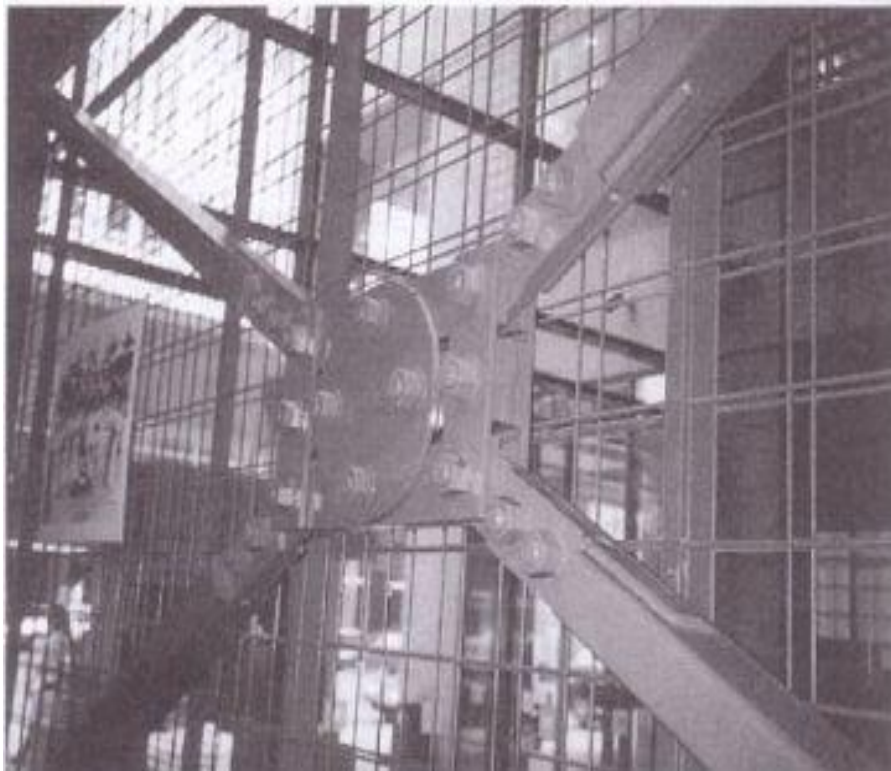


Figure 1.6 : Amortisseurs à frottement (Bentifour, 2013).

d- Les amortisseurs à liquide accordée : (Tunned liquid damper)

L'amortisseur à liquide accordée est comme celui de masse, à la différence que la masse est ici apportée par de l'eau. Ce type d'amortisseur ne bouge pas lui-même et fonctionne en accord avec le mouvement des ondes de l'eau. Il est nécessaire de mettre des obstacles afin de produire des tourbillons qui dissipent de l'énergie. Finalement, un plus grand volume est nécessaire car l'eau est moins dense que le béton ou l'acier. On voit ce type d'amortisseur dans la structure One Rincon Hill (San Fransisco) (figure 1.7).



Figure 1.7: One Rincon Hill (San Francisco) (Bentfour, 2013).

1.2.1.3 Control passif avec oscillateur résonant TMD :

Les TMD sont de plus en plus utilisés et connaissent un succès important dans le domaine de génie civil. Ce système d'amortisseur peut être pendulaire (Soong et Darghouch, 1997) (Aiken et al., 1993), comme celui installé au sommet de la tour de Taipei (figure 1.8), ou sous la forme d'une masse rectangulaire (Gerges et Vickery, 2003) (Rüdinger, 2006) comme le bloc de béton qui glisse sur le toit du bâtiment du Citicorp à New York (figure 1.9).



Figure 1.8 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur.

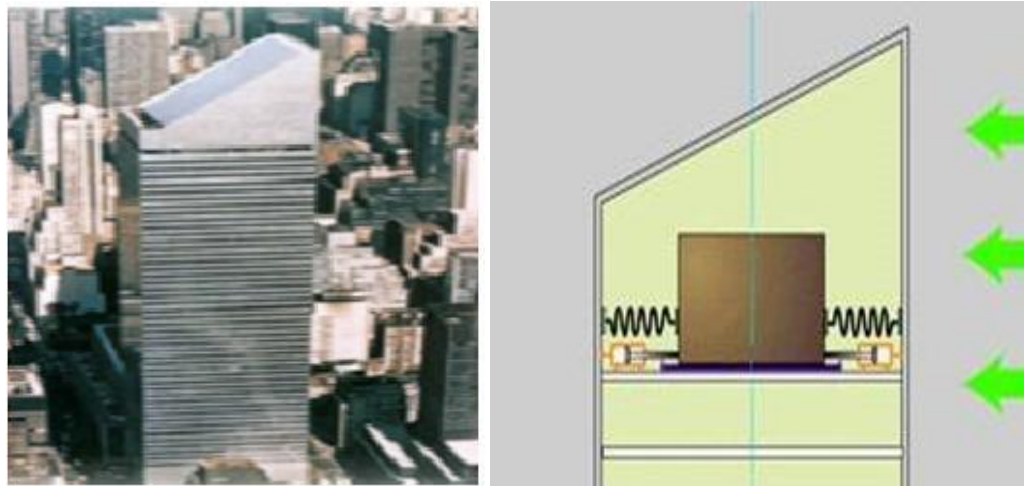


Figure 1.9 : TMD rectangulaire sur la Citicorp (New York) (Djellouli ,2012).

1.2.2 Système de contrôle actif :

Depuis quelques années, il y a un intérêt croissant pour le contrôle actif en génie civil, permettant d'atténuer les effets des sollicitations dynamiques sur les structures tels que les bâtiments, les ponts et les tours de contrôle. Les sollicitations peuvent provenir du vent, du trafic ou des tremblements de terre. Un système de contrôle actif peut être défini comme système qui exige généralement une source d'énergie importante pour le fonctionnement des actionneurs électro-hydrauliques ou électromécaniques qui fournissent des forces de contrôle à la structure.

Ce système a la configuration de base présentée dans la figure (1.10)

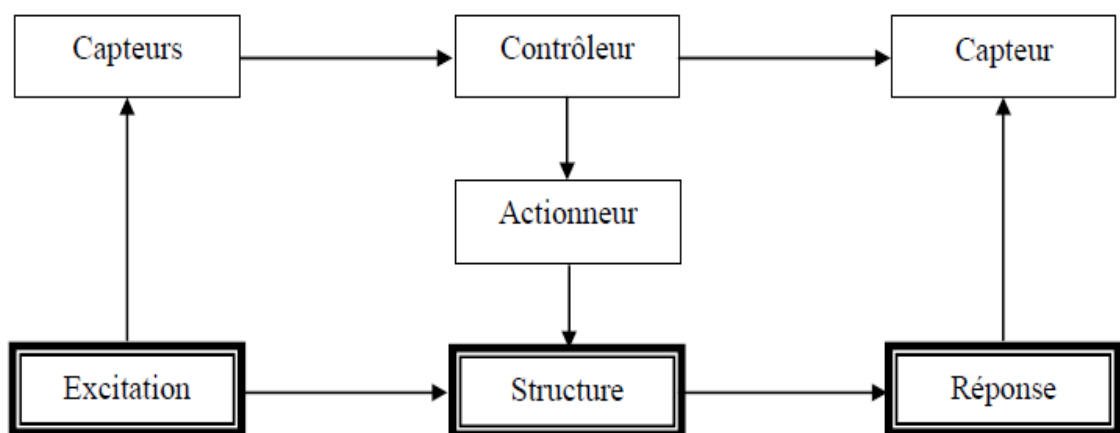


Figure 1.10: Structure avec control actif (Medjdoub et Belarbi, 2015).

1.2.2.1 Contreventement actif :

Le système de contreventement actif peut se servir des éléments structurels existants et donc de minimiser les additions ou les modifications étendues d'une structure construite.

1.2.2.2 Tendeur actif :

Le système de tendeur actif est constitué généralement d'un ensemble de tendeurs (câbles) précontraints dont les tensions sont contrôlées par des servomécanismes électro hydrauliques. Le contrôle de tendeur actif a été étudié analytiquement en liaison avec le contrôle des structures élancées, les bâtiments de grande hauteur, les ponts et les structures en mer.

1.2.2.3 Oscillateur actif AMD :

Un amortisseur de masse active ou système de conducteur de masse active (AMD) est un dispositif monté en structure pour contrôler activement la réponse d'un bâtiment aux excitations externes irrégulières telles que les séismes, les vents et les typhons. Il se compose d'une petite masse auxiliaire (généralement moins de 1% de la masse totale de la structure) installée sur l'un des étages supérieurs d'un immeuble, Un actionneur relié entre la masse auxiliaire et la structure (figure 1.11).

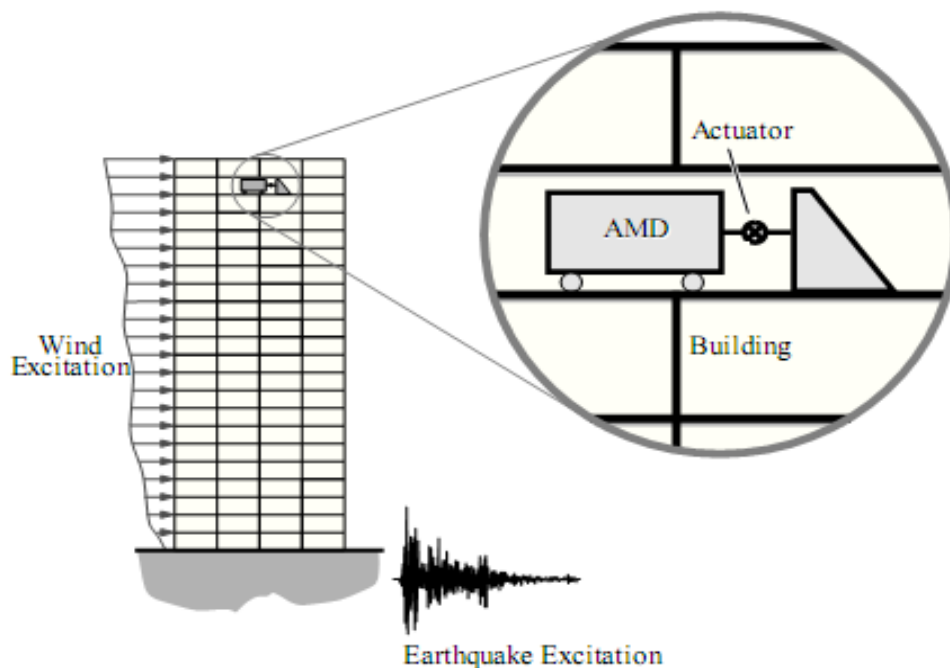


Figure 1.11 : Conception du système de contrôle AMD (Spencer et Michael, 1997)

1.2.3 Système de contrôle hybride :

Les systèmes hybrides ont été mis au point au début des années 1990 pour pallier le principal défaut des systèmes passifs et actifs. Le terme "contrôle hybride" se réfère généralement à une combinaison d'un système de contrôle passif et actif. Puisqu'une partie de l'objectif de contrôle est accomplie par le système passif, l'effort de contrôle actif est moins, ce qui implique moins d'exigence d'énergie (Djellouli, 2012).

La recherche dans le domaine des systèmes de contrôle hybride a essentiellement porté sur deux catégories de systèmes:

- a-des systèmes d'amortisseur de masse hybrides.
- b-l'isolation de base hybride.

1.2.4 Système de contrôle semi-actif :

Les stratégies de Contrôle basées sur les dispositifs semi actifs combinent les meilleures caractéristiques des systèmes de contrôle passif et actif. Ces dispositifs exigent une faible source d'énergie pour modifier les propriétés mécaniques des dispositifs de dissipation d'énergie passifs. Le réglage de ces propriétés est basé sur la rétroaction (le feedback) de l'excitation et/ou de la réponse mesurée, ce qui différencie le contrôle semi-actif du contrôle passif (Djellouli, 2012).

1.3 Les amortisseurs à masse accordées (TMD) :

1.3.1 Histoire des TMD :

Le concept TMD a été d'abord appliqué par Frahm en 1909 (Frahm, 1909) pour réduire le mouvement des bateaux quand ils subissent aux vagues de la mer. Une théorie pour le TMD a été présentée plus tard dans l'article d'Ormondroyd et Den Hartog (Ormondroyd et Hartog, 1928), suivie d'une discussion détaillée des réglages optimaux et de l'amortissement dans le livre de Den Hartog (Hartog, 1956) sur les vibrations mécaniques en 1940. La théorie initiale était appliquée sur un système à un seul degré de liberté (SSDDL) non amorti soumis à une excitation sinusoïdale (Mahi et Bouali, 2012).

1.3.2 Fonctionnement des TMD :

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif composé d'une masse lourde, un ressort et un amortisseur visqueux il est installé aux points localisés de la structure en vue de réduire sa réponse aux charges dynamiques. Donc c'est un mécanisme passif de contre poids pour une structure ; Quand la structure commence à vibrer, le TMD est

excité par le mouvement de la structure (figure 1.12), sa masse s'oppose toujours au mouvement de la structure et par conséquent amortie ou réduit le mouvement vibratoire de la structure. La fréquence normale du dispositif est toujours choisie pour assortir une des fréquences normales du système vibratoire (Bentifour, 2013).

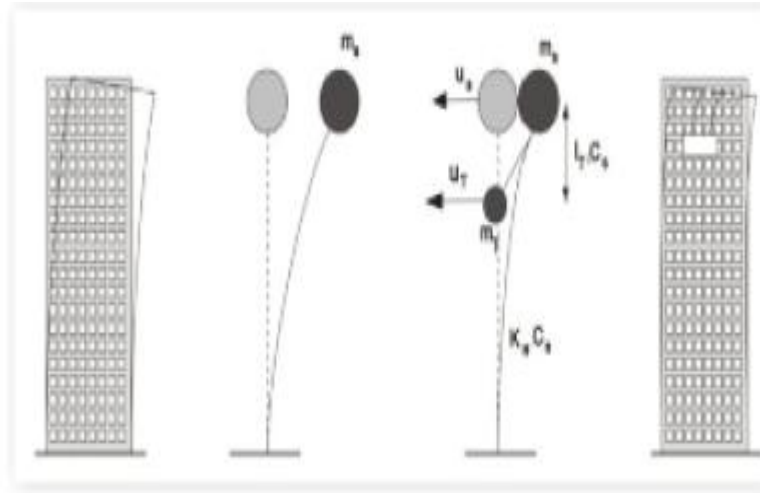


Figure 1.12: TMD simplifié modèle de 2 masses (Bentifour, 2013).

1.3.3 Applications de système TMD en génie civil :

1.3.3.1 Application du système à une structure en carcasce :

Selon la littérature 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 carcasce en acier (figure 1.13) 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 (Mahi et Bouali, 2012).



Figure 1.13 : Une carcasse d'une structure en acier chargée par des forces d'excitations du support (Mahi et Bouali, 2012).

1.3.3.2 Applications de TMD sur les ponts :

Un des exemples les plus spectaculaires pour l'application des systèmes TMD dans les ponts est le Millénaire Bridge à Londres (figure 1.14). En l'an 2000, il a été fermé après quelques jours de fonctionnement. Les mesures de vibrations ainsi que l'analyse ont montré les différentes formes de mode qui sont causées par l'excitation des piétons. Selon la dynamique des forces de piétons sont devenues plus élevées avec une augmentation des amplitudes de vibration. Après des études intensives sur la nature de la perturbation, les chercheurs ont trouvés des installations de 8 TMD qui travaillent horizontalement dans le centre de la travée du pont pour minimiser les vibrations de ce dernier. De plus, des dispositifs fonctionnant verticalement ont été disposés pour atténuer les effets de plusieurs flexion et modes de torsion. La figure (1.14) montre la disposition d'un TMD travaillant latéralement sur une croix poutre du pont.



Figure 1.14 : Pont Millennium à Londres et l'installation d'un TMD (Nawrotzki, 2008).

Aujourd'hui, il existe de nombreux ponts qui utilisent la technologie TMD. Un autre exemple a été exécuté sur le pont de Chao Phya (figure 1.15). Le système a été installé en 1985 avec 16 masses d'acier de grand tonnage suspendu par un système de ressorts de tension au milieu de la travée principale du tablier du pont.

Les TMD sont invisibles en tant que position d'installation (à l'intérieur de la section transversale de l'acier). Un autre système vertical des TMD a été également nécessaire pour protéger les pylônes contre la vibration. Ils peuvent être excités par des forces à des fréquences différentes que les grands câbles ont une autre longueur et donc, ils possèdent diverses caractéristiques de vibration. Chaque câble peut être affecté par le vent et la vibration correspondante peut être transmise au mât principal. Les TMD travaillent dans la direction transversale et la disposition correspondante est représentée sur la figure (1.15), côté droit.

Généralité

Quatre câbles représentent le système pendulaire pour supporter la masse. Les amortisseurs travaillent dans la direction transversale seulement et par conséquent, ils suppriment de manière significative le mode longitudinal. La fréquence de fonctionnement peut être réglée entre 0,3 et 0,7 Hz.

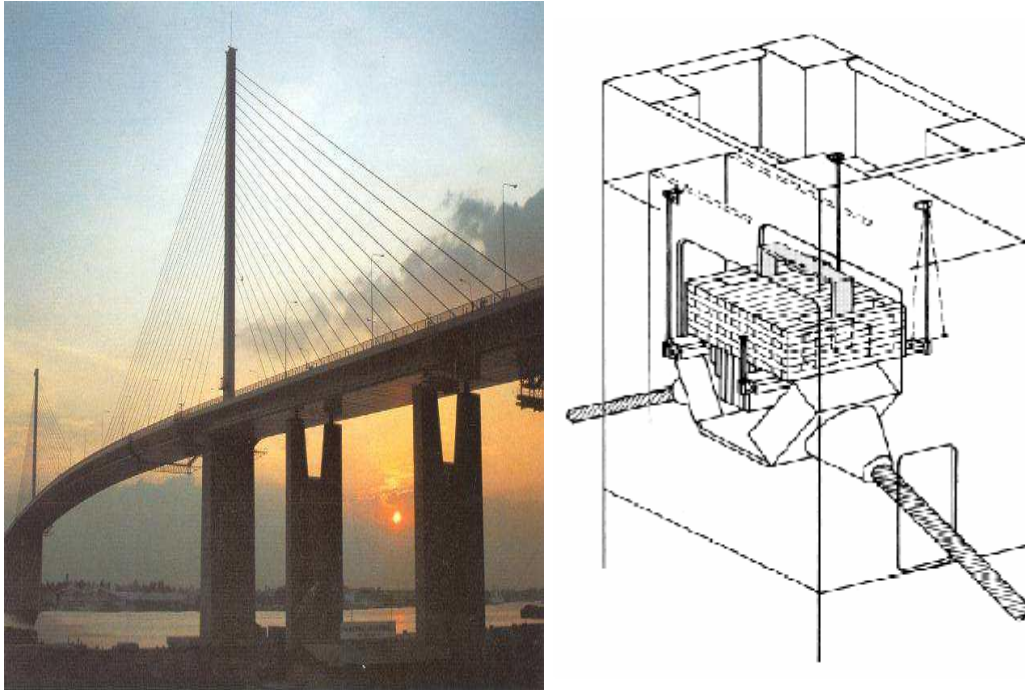


Figure 1. 15. : Pont de Chao Phya à Bangkok équipé par des TMD sur les pylônes (Nawrotzki, 2008).

1.3.3.3 Exemples d'applications de TMD dans le monde :

Le tableau (1.1) résume l'application des amortisseurs à masse accordée (TMD) dans le monde avec ces différents types.

Nom et type de structure	Ville, Pays	Type et nombre d'amortisseurs	Date d'installation et Masse
John Hancock Building (244 m)	Boston, USA	amortisseur à masse accordée passif	1977 / 2 x 300t
Chifley Tower (209 m)	Sydney, Australia	amortisseur à masse accordée passif (type pendule)	1993 / 400 t
ORC 2000 Symbol Tower (188 m)	Osaka, Japan	2 amortisseurs à masse accordée active	1992 / 200 t
Yokohama Landmark Tower (296 m)	Yokohama, Japan	2 amortisseurs à masse accordée active	1993 / 340 t
Haneda Airport Tower (178 m)	Tokyo, Japan	amortisseurs à liquide accordés (type ballonnement circulaire)	1993 / 21t

Tableau 1.1 : Quelque exemple sur l'application des TMD dans le monde.

1.4 Conclusion :

A travers ce chapitre, on peut conclure que les amortisseurs à masse accordée sont de plus en plus utilisés dans les différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art. Leur efficacité contre le chargement dynamique (séismes, vents) donne une minimisation des déplacements de nos structures par ces différentes méthodes et technologie disponible.

Dans le chapitre suivant, on expliquera les méthodes de conception des TMD afin de montrer comment les installés ou les dimensionnés.

Chapitre 2 : Conception des TMD

2.1 Introduction :

Les ouvrages d'arts sont très sensibles envers les excitations dynamiques telles que les séismes et les vents. Dans ce chapitre nous commençons par présenter des notions générales sur l'estimation des paramètres du TMD. Ensuite nous donnons une idée sur la conception ainsi que le principe de fonctionnement des TMD à travers quelques exemples de cas réels.

2.2 Estimation des paramètres du TMD :

2.2.1 Equation de mouvement :

Un système TMD est caractérisé par sa masse m_2 , son amortissement c_2 et la rigidité k_2 , il est connecté à une structure à 1-DDL de masse m_1 , rigidité k_1 et d'amortissement c_1 comme c'est montré en figure (2.1).

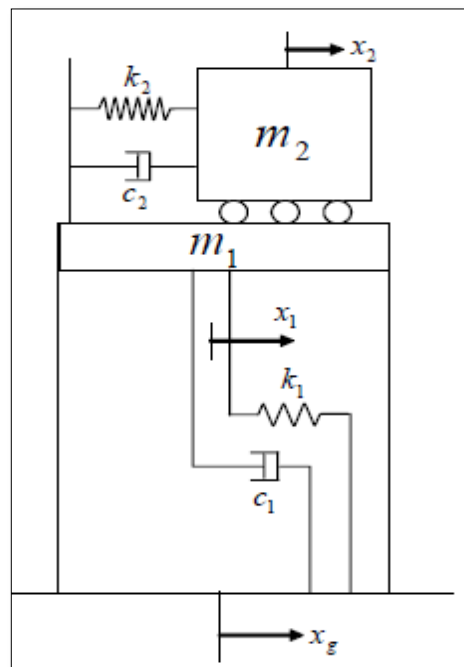


Figure 2.1 : Schéma représentative d'un TMD.

Les structures avec TMD peuvent être représentées par des systèmes à 2-DDL, définis par une paire d'équations différentielles de second ordre couplées. Lorsque la structure

Conception des TMD

est soumise à une excitation sismique xg , ces équations de mouvement peuvent être définies comme suit :

$$m_1 \ddot{x}_1 + x_1 (k_1 + k_2) + \dot{x}_1 (c_1 + c_2) - k_2 x_2 - c_2 \dot{x}_2 = k_1 x_g + c_1 \dot{x}_g \quad (2.1)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 - x_1 k_2 + \dot{x}_1 c_2 + k_2 x_2 + c_2 \dot{x}_2 = 0 \quad (2.2)$$

Où

m_1 : Masse du système principal.

m_2 : Masse du TMD.

K_1 : Rigidité du système principal.

K_2 : Rigidité du TMD.

c_1 : Amortissement du système principal.

c_2 : Amortissement du TMD.

x_1 : Déplacement absolue du système principal.

x_2 : Déplacement absolue du TMD.

xg : Déplacement du sol.

2.2.2 Caractéristiques du TMD :

Le concepteur commence par une étude paramétrique sur les caractéristiques du TMD avant sa réalisation. Par exemple, le rapport de la fréquence et le coefficient d'amortissement du TMD doit être déterminé, pour une meilleure exécution (Chey et al., 2010).

Les études de Villaverde, (Villaverde, 1985) sur l'application des TMD montrent que les meilleurs résultats sont obtenus lorsque les deux premiers modes complexes de vibration de la structure combinés et l'amortisseur ont approximativement les mêmes rapports d'amortissement qui est égal à la moyenne des coefficients d'amortissement de la structure ξ_1 et de TMD ξ_2 , comme c'est défini dans l'équation suivante :

$$\xi = (\xi_1 + \xi_2) / 2 \quad (2.3)$$

Pour réaliser ceci, Villverde (Villaverde, 1985) a constaté que le TMD devrait être en résonance avec la structure principale et son coefficient d'amortissement devrait satisfaire l'équation donnée par :

$$\xi_2 = \xi_1 + \Phi \sqrt{\mu} \quad (2.4)$$

Φ : L'amplitude du premier mode où se trouve le système

μ : Le rapport de masse pour un système à un seul degré de liberté

$$\mu = \frac{m_1}{m_2} \quad (2.5)$$

Φ et μ sont calculée en considérant un facteur de participation modale unitaire.

D'après (Sadek et al, 1997), le rapport de la masse pour une structure à plusieurs étages est égal à :

Conception des TMD

$$\mu = \frac{m_2}{\Phi_1^T [M] \Phi_1} \quad (2.6)$$

Avec :

[M] : c'est la matrice masse.

Φ_1 : Le mode fondamentale normalisé pour avoir un facteur de participation modale unitaire.

Les résultats numériques montrent que ces formules ne donnent pas une meilleure réduction du déplacement quand les grands rapports de masse sont utilisés (moins de 0,5). (Sadek et al, 1997)

Donc pour résoudre le problème des grands rapports de masse , les auteurs (Sadek et al, 1997) ont proposé une autre procédure pour réduire le déplacement. D'après eux, le rapport de fréquence optimal, $f_{2opt}=\omega_2/\omega_1$ et le coefficient d'amortissement optimal ξ_2 , des systèmes de TMD sont définis comme suit :

$$f_{2opt} = \frac{1}{1 + \mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}\right) \quad (2.7)$$

$$\xi_{p2opt} = \left(\frac{\xi_1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}\right) \quad (2.8)$$

Et il est nécessaire de calculer la rigidité et l'amortissement optimal (k_{2opt} , C_{2opt}), ces paramètres peuvent être définis comme suit :

$$k_{2opt} = m_2 \omega_1^2 f_{2opt}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1 + \mu}\right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}\right)^2 \quad (2.9)$$

$$c_{2opt} = 2m_2 \omega_1 f_{2opt} \xi_{p2opt} = \frac{2m_2 \omega_1}{1 + \mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}\right) \left(\frac{\xi_1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}\right) \quad (2.10)$$

Où ω_1 est la pulsation de la structure et ω_2 et la pulsation du TMD.

L'estimation des paramètres optimums du TMD reste une problématique, il n'existe pas une démarche universelle à utilisée directement, dans la littérature on peut trouver différentes approches (Bekdas et Nigdeli,2013).

Conception des TMD

Le tableau (2.1) résume quelques formules développées dans cet axe de recherche :

Méthode	η	ξ
(Hartog, 1947)	$1/(1+\mu)$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$
(Warburton, 1982)	$\frac{\sqrt{1 - (\frac{\mu}{2})}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{\mu(1 - \frac{\mu}{4})}{4(1 + \mu)(1 - \frac{\mu}{2})}}$
(Sadeket al., 1997)	$\frac{1}{1 + \mu} [1 - \xi \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}]$	$\frac{1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}$
(Leung et Zhang, 2009)	$\frac{\sqrt{1 - (\frac{\mu}{2})}}{1 + \mu} + (-4,9453 + 20,2319\sqrt{\mu} - 37,9419\mu)\sqrt{\mu}\xi + (-4,8287 + 250000\sqrt{\mu})\sqrt{\mu}\xi^2$	$\sqrt{\frac{\mu(1 - \frac{\mu}{4})}{4(1 + \mu)(1 - \frac{\mu}{2})}} - 5,3024\xi^2\mu$
(Constantimou et al., 1998)	$\frac{\sqrt{1 - (\frac{\mu}{2})}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{\mu(1 + \frac{3\mu}{4})}{4(1 + \mu)(1 - \frac{\mu}{2})}}$

Tableau 2.1 : Différente méthode pour le calcul de η et ξ
(Bekdas et Nigdeli, 2013).

Conception des TMD

Dans le présent travail nous avons suivi la démarche utilisée par Martínez-Rodrigo et Filiatrault (Martínez et Filiatrault, 2015). Dans cette référence un pont à haubans équipé d'un TMD a été traité, les auteurs ont calculés les paramètres optimaux du TMD selon la démarche de Constantinou et al. (Constantinou et al., 1998) qui est présentée dans ce qui suit.

Pour le calcul de la masse du TMD M_{TMD} on suppose un rapport de masse μ :

$$M_{TMD} = \mu * M_i \quad (2.11)$$

Où :

M_i : La masse modale du pont.

La pulsation propre du TMD est calculée en fonction de la fréquence fondamentale du pont f_i par la relation suivante :

$$\omega_{TMD} = \eta * 2 * \pi * f_i \quad (2.12)$$

Où il est nécessaire de calculer le rapport de fréquence optimum η par la relation :

$$\eta = \frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu} \quad (2.13)$$

La rigidité du TMD est égale alors à :

$$K_{TMD} = \omega_{TMD}^2 * M_{TMD} \quad (2.14)$$

Le paramètre d'amortissement est calculé par la relation suivante :

$$C_{TMD} = \xi * C_c \quad (2.15)$$

Avec :

ξ : Coefficient d'amortissement optimum il est donné par :

$$\xi = \sqrt{\frac{\mu(1+\frac{3\mu}{4})}{4(1+\mu)(1-\frac{\mu}{2})}} \quad (2.16)$$

C_c : Amortissement critique, il est égale à :

$$C_c = 2 \cdot \omega_{TMD} \cdot M_{TMD} \quad (2.17)$$

2.3 Présentation de quelques études de ponts équipés par des TMD :

2.3.1 Le pont piétonnier "Malte Center" à Poznan :

Le pont de Poznan qui se situe au Malta centre commercial comme le montre la figure (2.2) a eu beaucoup de problèmes sur son comportement dynamique non acceptable, les amplitudes de vibration étaient trop élevées. (Biliszuk et al., 2003)



Figure 2.2 : Vue de la passerelle Malta à Poznan. (Biliszuk et al., 2003).

La géométrie de cette passerelle est présentée par la figure (2.3) :

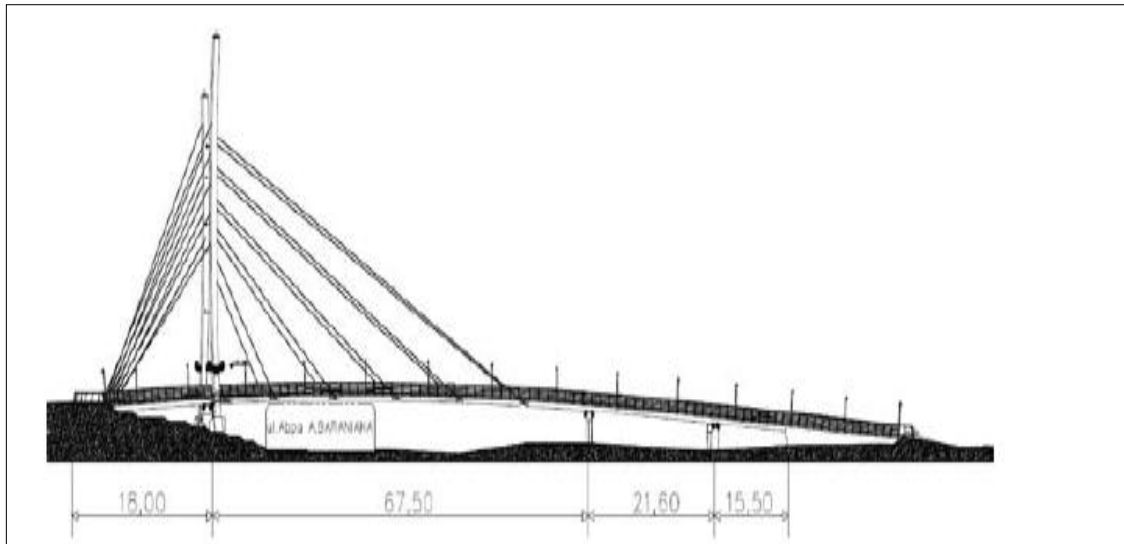


Figure.2. 3 : La vue de côté de la passerelle.

Les investigations faites après la construction du pont ont montré qu'il y a une fréquence de résonance importante sur la travée principale. Pour améliorer les caractéristiques dynamiques de cette structure (Biliczuk et al ., 2003) plusieurs méthodes ont été proposées, la solution (TMD) a été choisie comme le moyen le plus économique pour réduire les vibrations. (Biliczuk et al ., 2003)

La solution pour le confort de la passerelle était de réduire le niveau des vibrations d'accélération à un niveau inférieur à 1m/s^2 , il a été réalisé avec l'utilisation de deux TMD avec une masse totale de 5,6 tonne (figure 2.4).



Figure 2.4 : TMD du pont au centre de Malte à Poznan. (Biliczuk et al ., 2003).

2.3.2 Pont a haubans :

Cet exemple traite un comportement dynamique d'un pont à haubans qui a connu de graves dommages suite à des tremblements de terre, l'objectif principal était d'évaluer la possibilité

Conception des TMD

d'appliquer des amortisseurs à masse accordée pour améliorer la performance sismique de ce pont. La géométrie de ce dernier est représentée dans la figure (2.5).

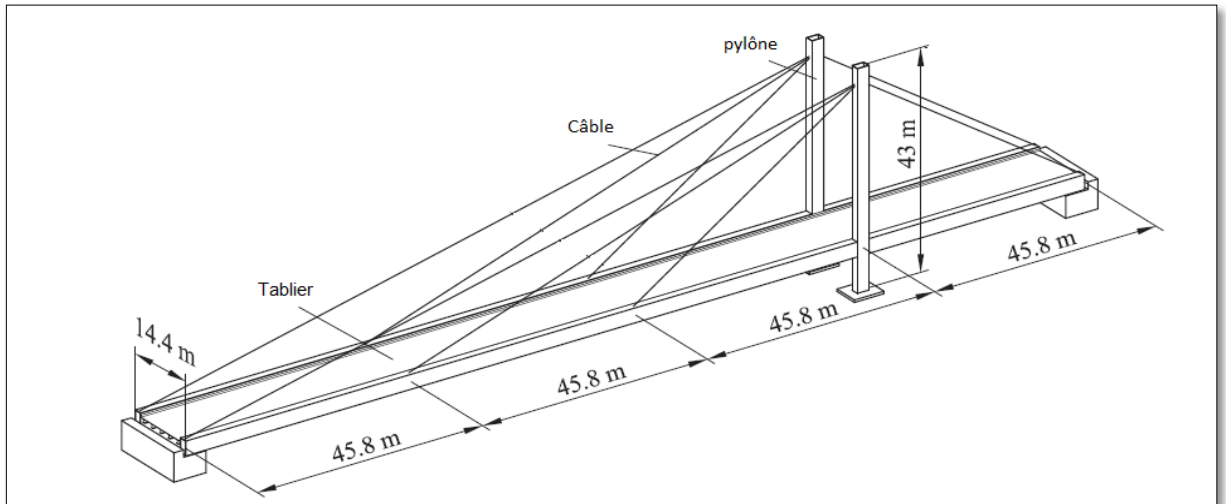


Figure 2.5 : La géométrie du pont à haubans. (Martínez-Rodrigo et Filiatrault, 2015)

L'analyse modale de cette structure a donné les résultats suivants : (figure 2.6-9)

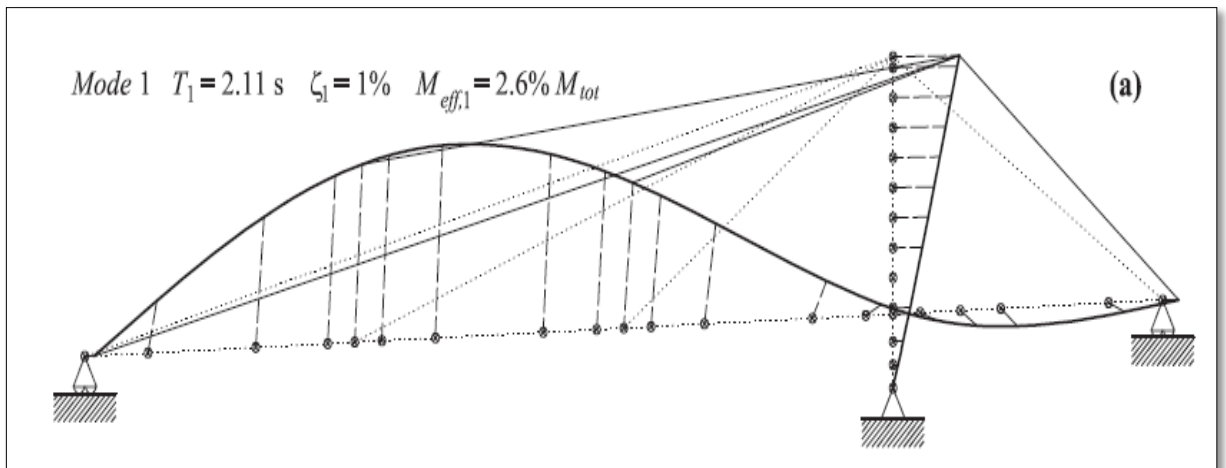


Figure 2.6 : Mode 1.

Conception des TMD

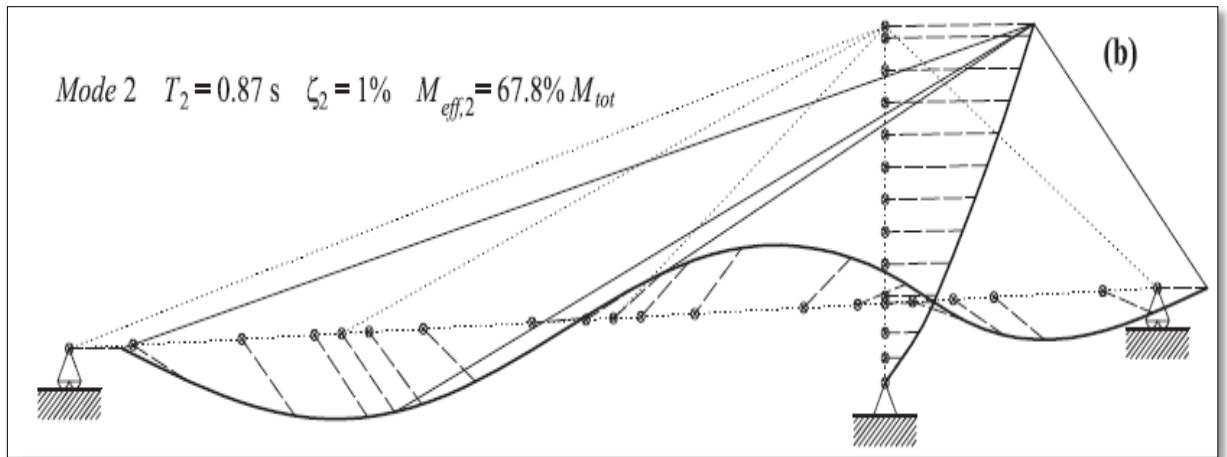


Figure 2.7 : Mode 2.

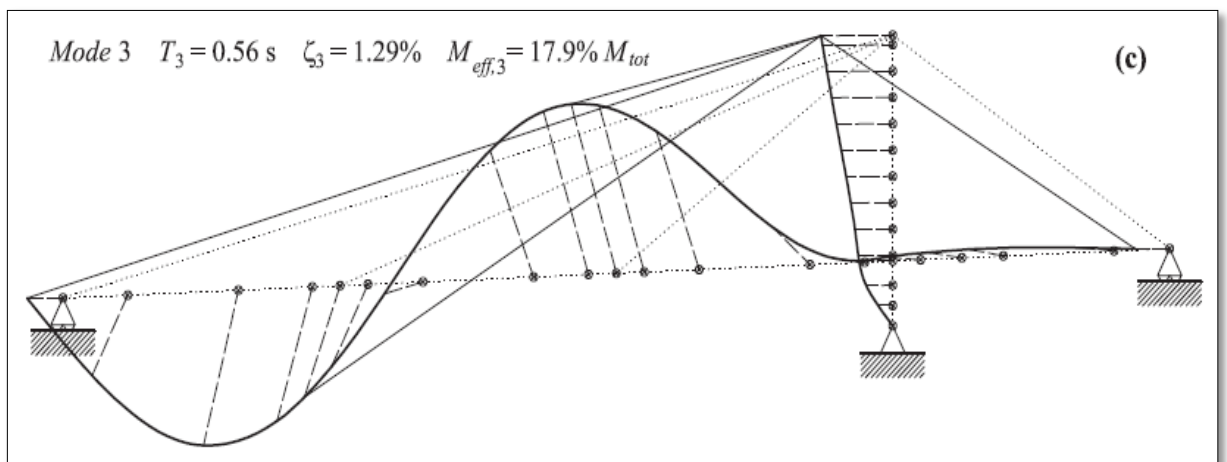


Figure 2.8 : Mode 3.

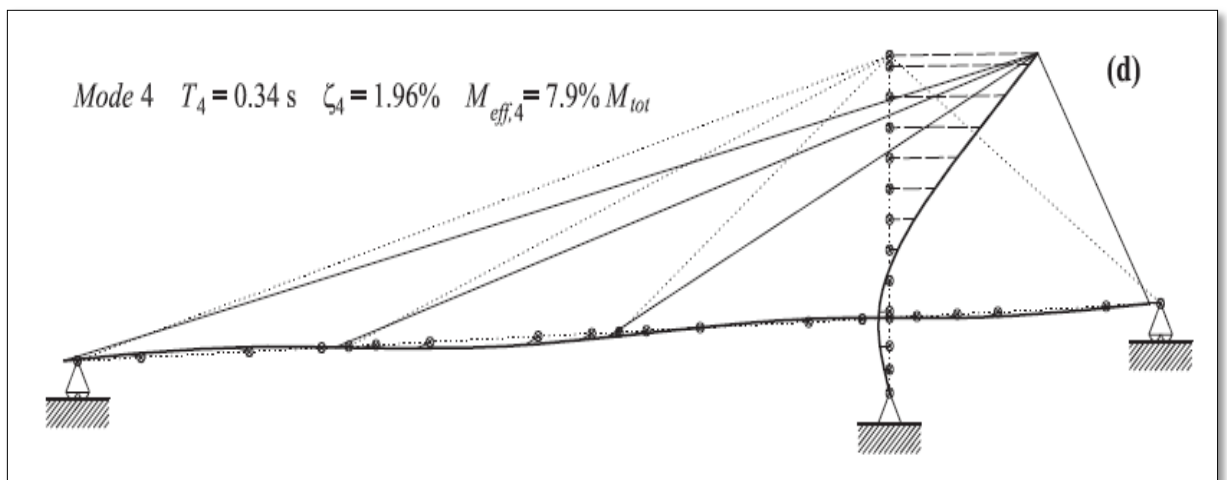


Figure 2.9 : Mode 4.

Conception des TMD

On remarque que c'est le deuxième mode qui contribue plus à la réponse sismique longitudinale du pont. Une analyse non linéaire a été effectuée pour ce pont sous l'action de vingt un séismes et en considérant les deux cas avec et sans TMD.

L'objectif était d'appliquer les amortisseurs à masses accordés provoquant une résonance avec un mode particulier de la structure dont le but est de réduire sa réponse dynamique. Différents emplacements du TMD ont été considérés, sur l'entretoise supérieure au niveau du pylône et sur l'extrémité du tablier (figure 2.10), et il a été décidé de mettre le TMD au niveau de l'entretoise supérieure.

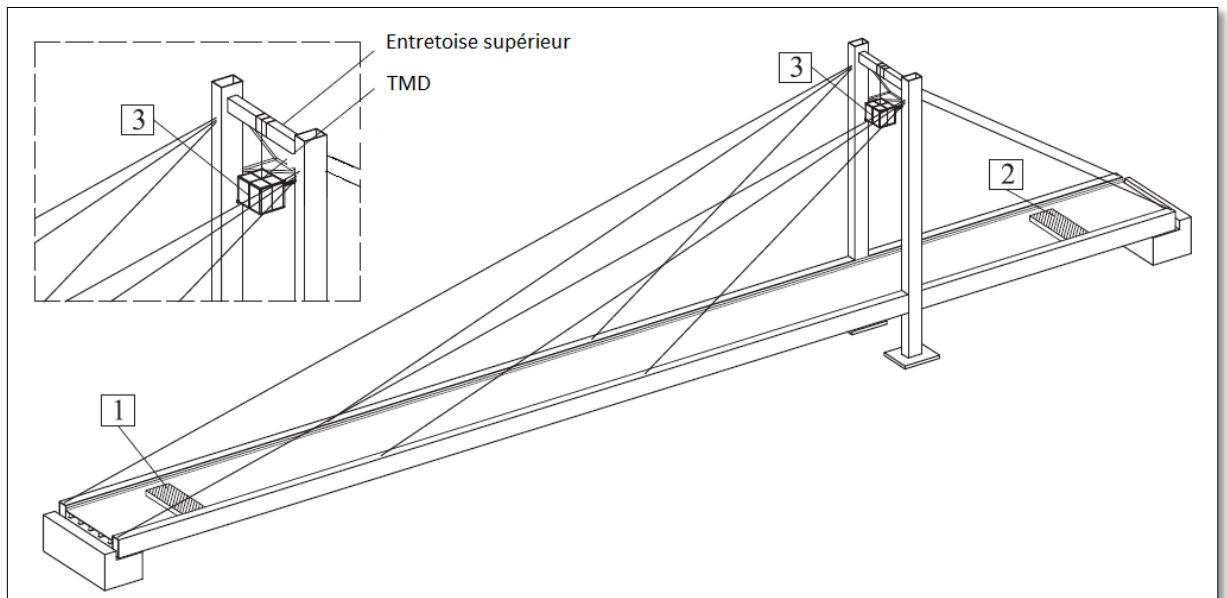


Figure 2.10 : Emplacement du TMD (Martínez et Filiatrault, 2015).

La figure (2.11) montre une comparaison des déplacements (U_{max}) et des sollicitations (R_{max} , M_{max}) du pont maximaux avec et sans TMD sous l'effet des séismes considérés. Il a été remarqué à travers cette analyse l'efficacité du TMD sur la réduction de déplacement et des sollicitations de la structure.

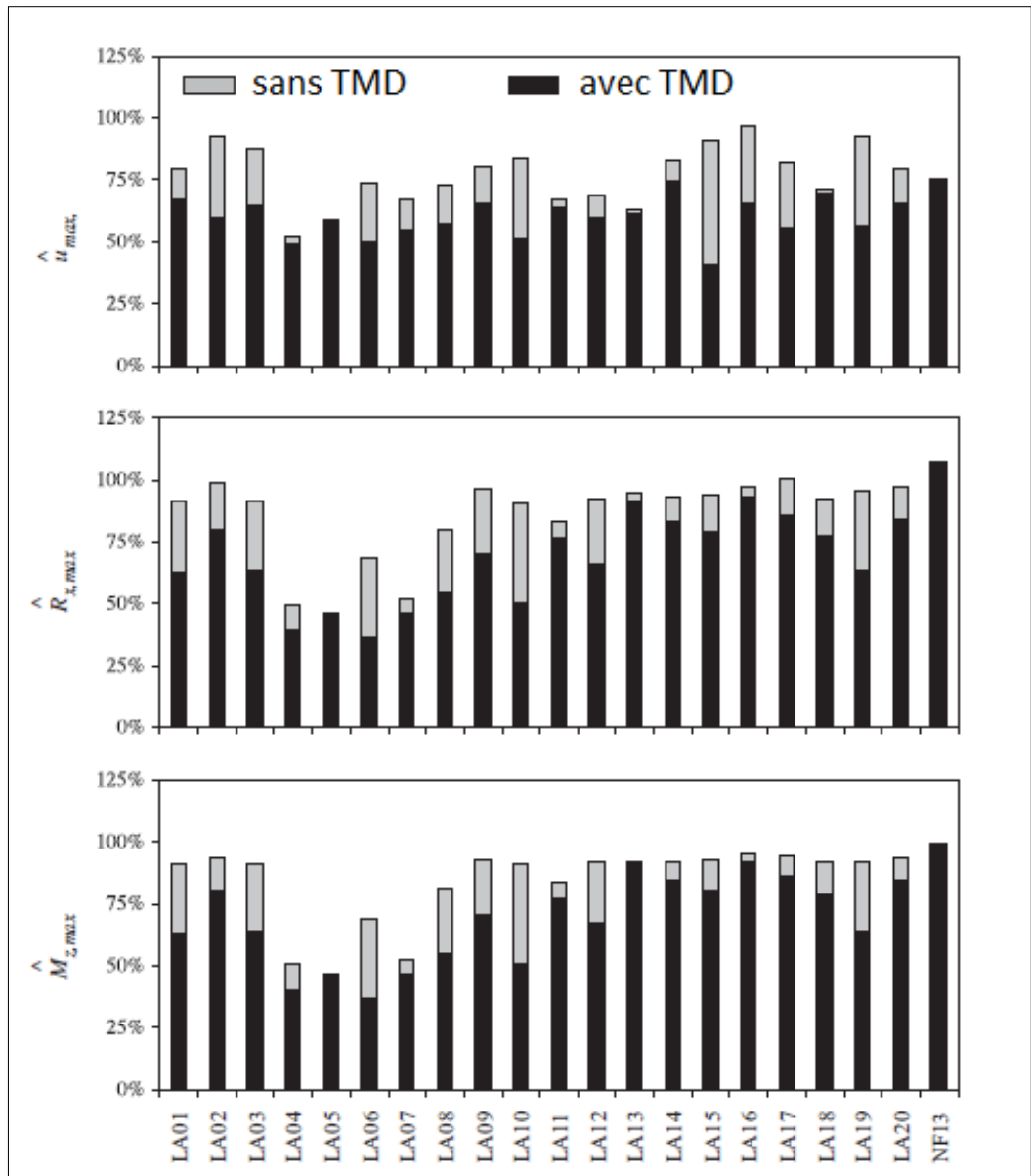


Figure 2.11 : Déplacements et sollicitations maximal du pont avec /sans TMD (Martínez et Filiatrault, 2015).

2.4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les paramètres des amortisseurs à masse accordée (TMD) qui peuvent être estimés par différentes méthodes citées dans la littérature. Nous avons également présenté deux exemples analysant les effets du TMD : un pont piétonnier et un pont à haubans. Il a été conclu que le TMD était dans les deux cas efficace pour réduire la réponse dynamique.

Chapitre 3 : Présentation et modélisation de l'ouvrage

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le pont choisi dans ce projet pour l'analyse dynamique des effets du TMD. C'est un pont à haubans proposé pour relier les deux pôles urbains Oudjlida et Boudjlida situés dans la wilaya de Tlemcen.

On note que ce pont a été dimensionné dans le cadre d'un projet de fin d'étude soutenu en 2009 (Kahouadjiet Kherbache,2009). Nous l'avons choisi pour passer directement à l'objectif de ce mémoire.

3.2 Description du site de pont :

Le pont étudié relie Oudjlida et Boudjlida sachant que :

Oudjlida est situé au nord de la ville de Tlemcen, c'est un site urbain qui occupe une superficie d'environ 100 hectares projetée dans le cadre du PDAU pour prendre en charge le développement de la population de Tlemcen.

Boudjlida est situé au nord de Tlemcen, sa superficie est de 130 hectares. Elle aussi est prévue pour le développement de Tlemcen en matière de logement.

La liaison oudjlidaboudjlida n'est pas encore assurée, et ces deux pôles sont distants entre eux de 400 mètres environ seulement si il y a décaissement naturel qui a été accentué par l'exploitation d'une carrière qui les sépare et qui rend cette liaison difficile.

Pour cette raison, il a été décidé de relier les axes structurants des deux zones, qui drainent le plus grand nombre de trafic ou on a une concentration d'équipement, par un ouvrage dans ce cas c'est un pont à haubans.

3.3 Dimensions générales du pont :

Le pont étudié est de longueur total de 216m et de largeur de 12m il est à haubans multiples, avec une suspension à deux nappes latérales (double nappe) disposées à 50 cm du bord du tablier. Il présente une configuration des haubans type semi éventail qui est une solution intermédiaire entre les configurations limites en harpe et éventail. Le tablier est souple en béton armé (dalle pleine), Il conditionne un espacement entre les haubans de 2 à 8m.

Présentation et modélisation de l'ouvrage

Les conditions topographiques du site, permettent le franchissement de l'obstacle en plusieurs travées vu le profil en long de cette brèche, la solution adoptée est celle de trois travées, avec une travée centrale de longueur de 120m et deux (02) travées de rive de 48m de longueur.

Pour avoir une disposition régulière des haubans dans la travée centrale, un écartement de 8 m entre eux est prévu ; de même pour les travées de rive à l'exception des deux derniers haubans qui sont espacés respectivement de 6 m et 2 m (figure 3.1).

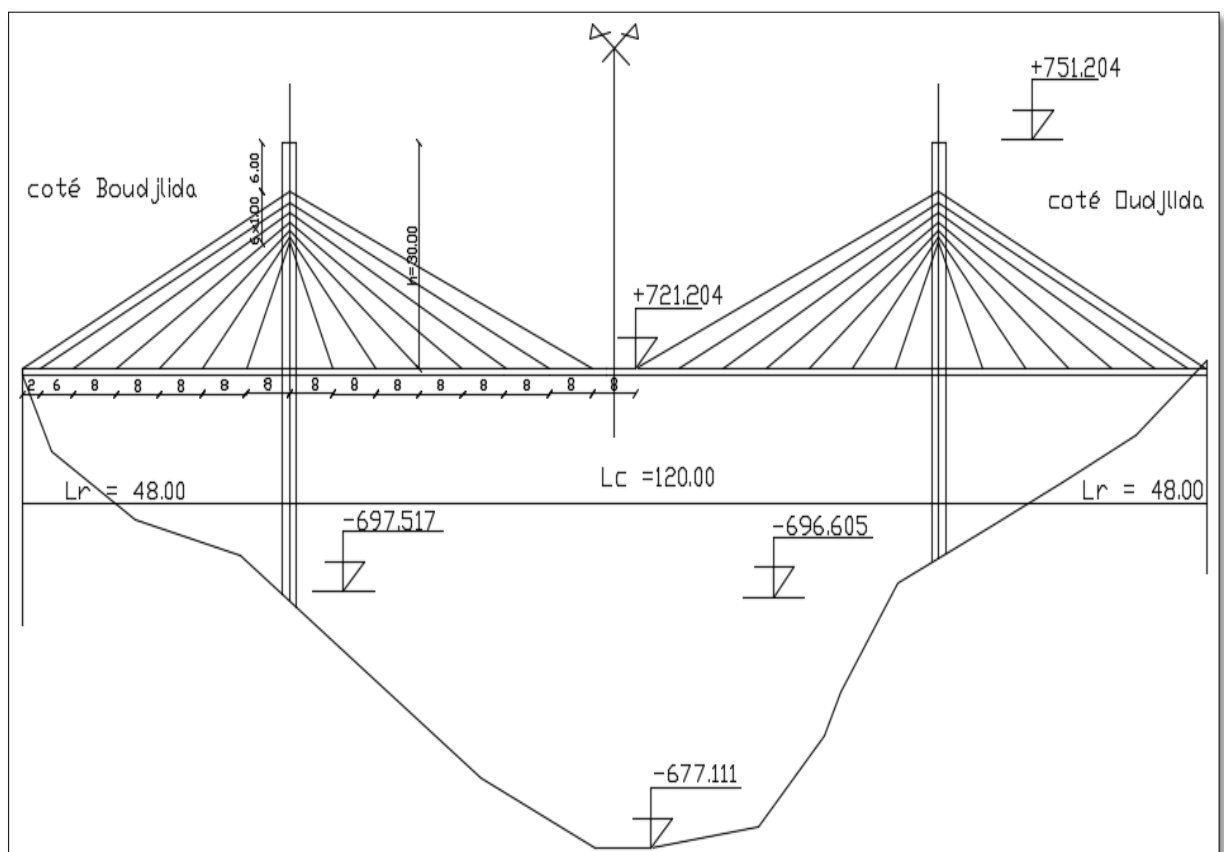


Figure 3.1: Conception du pont.

3.4 Chargement appliqué au pont :

Dans cette étude on s'intéresse seulement aux charges permanentes. Elles sont dues aux poids propres de chaque élément constituant la super structure (dalle, trottoir, garde corps, corniche, ...)

Le bilan des charges qui s'applique au tablier est présenté dans le tableau (3.1) :

Eléments	Nombre	Poids [KN/m ³]	Aire [m ²]	Charges permanentes [KN/ml]
Revêtement	-	24	0,08 x 7,00	13,44
Étanchéité	-	24	0,03 x 7,00	5,04
Dalle	-	25	12 x 0,65	195,00
Gard de corps	2	-	-	1,40
Corniche	2	-	-	6,00
Trottoir	2	25	0,2	10,00
Dispositif d'encrage des câbles dans le tablier	2(de part et d'autre)	-	-	0,80
G tablier = 231,68 KN/ml				

Tableau 3.1: Charges permanentes (Kahouadji et Kherbache, 2009)

3.5 Prédimensionnement des éléments du pont :

3.5.1 Prédimensionnement du pylône :

3.5.1.1 Le mat :

Les pylônes sont en béton armé de forme H orientés dans le sens transversale du pont (figure 3.2). Ils ont une hauteur au dessus du tablier de $22,60\text{m} + 9 = 31,60\text{m}$ et au dessous de $22,74\text{m}$. La hauteur totale est donc égale à $54,34\text{m}$.

La section des pylônes est de $(2,40 \times 1,20) \text{ m}^2$

On note que la dimension $2,40\text{m}$ est dans le côté longitudinale du pylône et $1,20$ est dans le côté transversal.

3.5.1.2 Les entretoises :

Notre pylone comporte deux (02) entretoises : une inférieure ; sous le tablier destinée à recevoir les appareils d'appuis, l'autre supérieure ; dans le même niveau que l'ancrage des haubans afin de limiter le déplacement transversal des mats sous l'effets des charges, surcharges et surtout contre les forces horizontales dues au vent.

La section de l'entretoise supérieure est de : $(1,00 \times 2,40) m^2$ et celle de l'entretoise inférieure est de : $(1,30 \times 2,40) m^2$ (figure 3.2)

Les différentes coupes du pylône sont présentées dans la figure (3.2) :

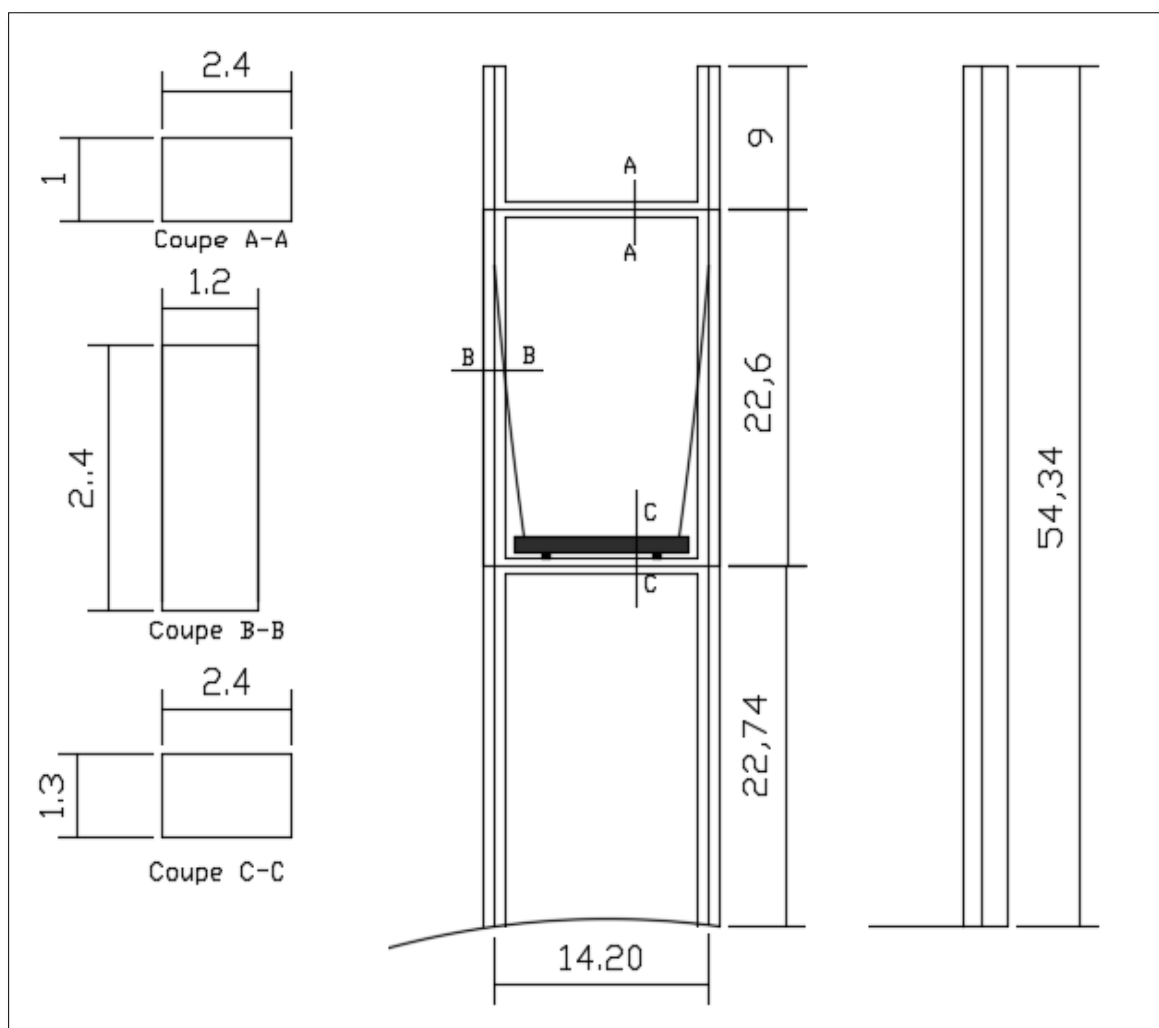


Figure 3.2: Différentes coupes du pylône coté Boudjlida.

3.5.2 Le tablier :

Dans notre cas, le tablier est pourvu d'une suspension à deux nappes latérales multiples, ce qui nous permet d'adopter un tablier élancé. La largeur du tablier est de 12m et sa hauteur est de 0,65 m.

Le nombre et la hauteur des voies, trottoirs et détails des autres pièces de tablier, sont présentés dans la figure (3.3) :

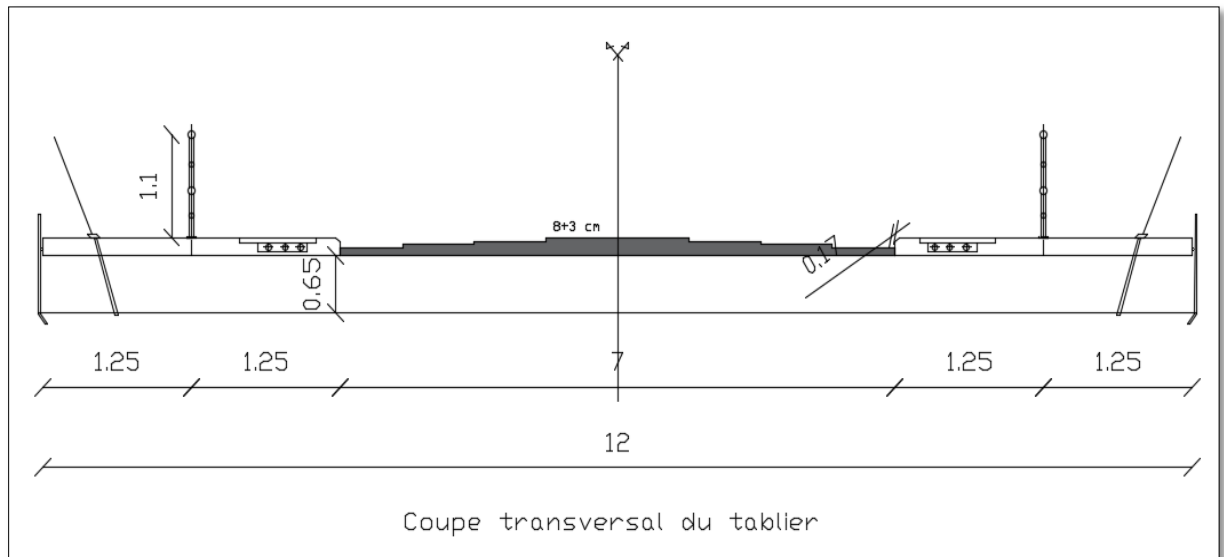


Figure 3.3: Coupe transversale du tablier.

3.5.3 Section des haubans :

La travée centrale est supportée par une double nappe latérale en semi-éventuel constitué de 14 paires de haubans ancrés dans le tablier et les pylônes (mats), de même pour les travées de rive (14 haubans / travée) (figure 3.4).

Dans ce présent projet, on a opté pour des câbles de type de type MTP : haubans multi torons parallèles. Ils sont constitués de 37 à 61 torons (T 17), les caractéristiques mécaniques du toron sont présentées dans le tableau (3.2), avec un module d'élasticité $E = 2 \times 10^5$ MPa. L'ensemble des torons constituant un hauban, est protégé par une gaine générale aérodynamique de couleur blanche en PEHD non injecté, et comporte à sa surface des spirales discontinues afin d'éviter les vibrations dues a l'effet combiné du vent et de la pluie (Kahouadji et Kherbache, 2009).

Présentation et modélisation de l'ouvrage

Section nominale (mm^2)	Limite d'écoulement (N/mm^2)	Résistance ultime (N/mm^2) βz	Charge de service par toron 0,45 βz	$\Delta\sigma$ (N/mm^2)
195	1590	1770	155,3	300

Tableau 3.2: Caractéristique mécanique des torons (Waltheur et al., 1985).

Avec :

$\Delta\sigma$: c'est la perte instantanée des contraintes.

La configuration des haubans est illustrée dans la figure (3.4) :

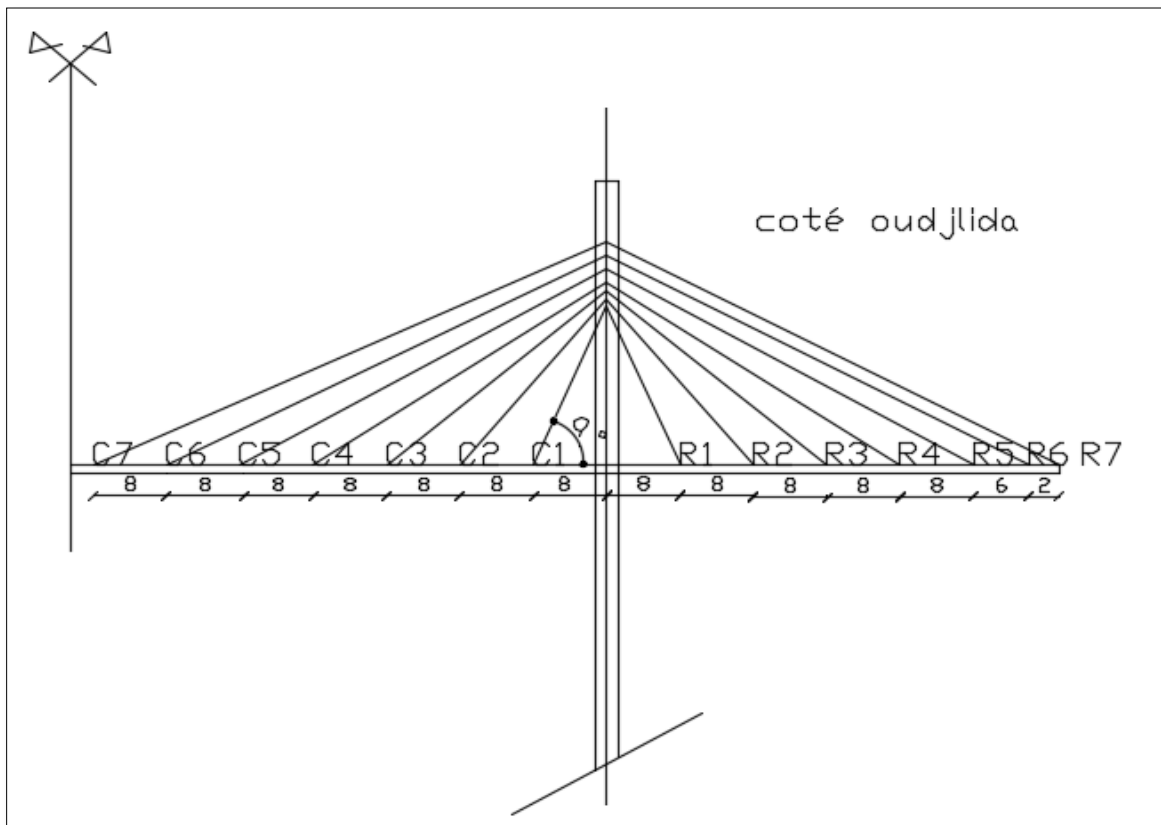


Figure 3.4: Configuration des haubans.

Présentation et modélisation de l'ouvrage

Pour le prédimensionnement des haubans (Walther et al., 1985) ont supposé que chaque câble supporte la moitié de la dalle (dalle précédente et dalle suivante). Voir la figure (3.5)

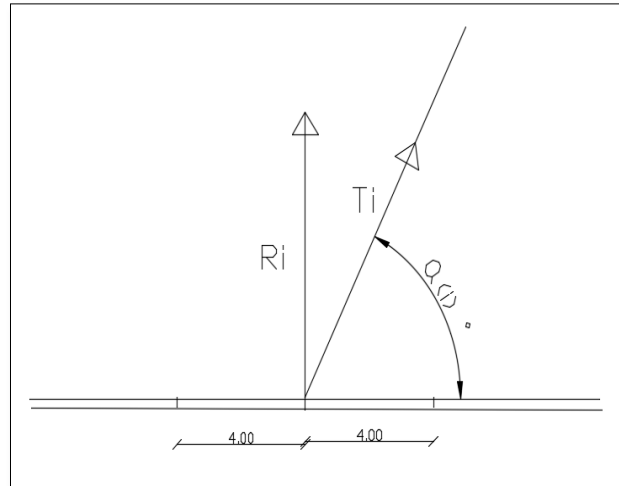


Figure 3.5: Schéma des forces.

La force d'un hauban T_i est donnée par :

$$T_i = \frac{R_{gi}}{\sin \alpha_i} \quad (3.1)$$

Avec :

α_i : Inclinaison du hauban i par rapport à l'horizontale.

R_{gi} : La réaction du hauban i sous charge permanentes.

Ainsi que la section A_i pour un seul câble est calculée par :

$$A_i = \frac{R_{gi}}{\sin \alpha_i \sigma_g} \quad (3.2)$$

Avec

σ_g : Contrainte admissible réduite dans les haubans sous poids propre et surcharge.

Présentation et modélisation de l'ouvrage

Les sections des câbles calculées sont données par le tableau (3.3), par ailleurs les sections choisies sont données par le tableau (3.4) :

Câble i	ai^a	$\sin a_i$	$\sigma_g[\text{KN}]$	R_{gi}	T_i	A(i)
C1	66,038	0,914	0,914	1853,440	2028,252	1109,638
C2	49,899	0,765	0,914	1853,440	2423,079	1325,644
C3	39,306	0,640	0,914	1853,440	2895,166	1583,919
C4	33,275	0,549	0,914	1853,440	3378,143	1848,151
C5	28,811	0,482	0,914	1853,440	3845,960	2104,089
C6	25,602	0,432	0,914	1853,440	4289,177	2346,569
C7	23,199	0,394	0,914	1853,440	4705,126	2574,131
R1	66,038	0,914	0,914	1853,440	2028,252	1109,638
R2	49,899	0,765	0,914	1853,440	2423,079	1325,644
R3	39,806	0,640	0,914	1853,440	2895,166	1583,919
R4	33,275	0,549	0,914	1853,440	3378,143	1848,151
R5	28,811	0,482	0,914	1853,440	3845,960	2104,089
R6	26,565	0,447	0,685	1390,080	3108,313	2267,373
R7	26,565	0,447	0,228	463,360	1036,104	2267,373

Tableau 3.3: Sections des câbles (calculer)(Kahouadji et Kherbache, 2009).

Câble i	Longueurs	Nombre de T17	T17 choisit	Câbles	Ai (mm ²)
C1	19,70	5,690	37	37T17	7215,00
C2	24,84	6,798	37	37T17	7215,00
C3	31,24	8,123	37	37T17	7215,00
C4	38,28	9,478	55	55T17	10725,00
C5	45,65	10,790	55	55T17	10725,00
C6	53,23	12,034	61	61T17	11895,00
C7	60,73	13,201	61	61T17	11895,00
R1	19,70	5,690	37	37T17	7215,00
R2	24,84	6,798	37	37T17	7215,00
R3	31,24	8,123	37	37T17	7215,00
R4	38,28	9,478	37	37T17	7215,00
R5	45,65	10,790	37	37T17	7215,00
R6	51,43	11,628	37	37T17	7215,00
R7	53,67	11,628	37	37T17	7215,00

Tableau 3.4: Section des câbles (choisit)(Kahouadji et Kherbache, 2009).

3.6 Modélisation de la structure du pont étudié :

3.6.1 Présentation du logiciel de calcul utilisé dans ce projet :

Pour notre projet de fin d'étude, on a choisi d'utiliser le logiciel SAP 2000.

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures, qui permet la détermination des efforts internes (M, T, N) et les différents déplacements de la structure, à partir d'une modélisation par éléments finis. Cette dernière a pour objectif d'élaborer un modèle capable de d'écrire d'une manière approchée le fonctionnement réel de l'ouvrage sous différentes conditions.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation suivantes :

- Définition de la géométrie du modèle (emplacement des nœuds, connectivité des éléments) ;
- Spécification des conditions aux limite (appuis, diaphragmes,...) ;
- Spécification des propriétés des éléments ;
- Définition et assignement du chargement ;
- L'exécution du problème ;
- Visualisation des résultats.

De façons totalement graphiques, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

3.6.2 Modélisation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un pont à haubans à trois travées, il comporte deux culées et deux pylônes. Afin de modéliser ce dernier, on utilise la version 14.2.0 du SAP 2000 on a introduit les pylônes comme des éléments barres (frames), les haubans en éléments câbles(câble), le tablier en un ensemble d'éléments coques (Shell), les condions aux limites du pont au niveau des culées et du pylône sont données par le tableau (3.5). Le poids propre de la structure est généré automatiquement par le SAP 2000 et toutes les charges permanentes (trottoir, garde de corps,...) sont introduites selon un pourcentage égal à 20% du poids propre de tablier.

	Dep- Sens- long(1)	Dep- Sens- tran(2)	Dep- Sens- vert(3)	Rot/(1)	Rot/(2)	Rot/(3)
Appui pylône	bloqué	bloqué	bloqué	bloqué	bloqué	bloqué
Appui sur la culée oudjlida	libre	bloqué	bloqué	libre	libre	bloqué
Appui sur la culée Boudjlida	libre	bloqué	bloqué	libre	libre	bloqué

Tableau 3.5: Degrés de liberté de chaque appui.

Le modèle en éléments finis du pont haubané en 3D est représenté dans la figure (3.6) :

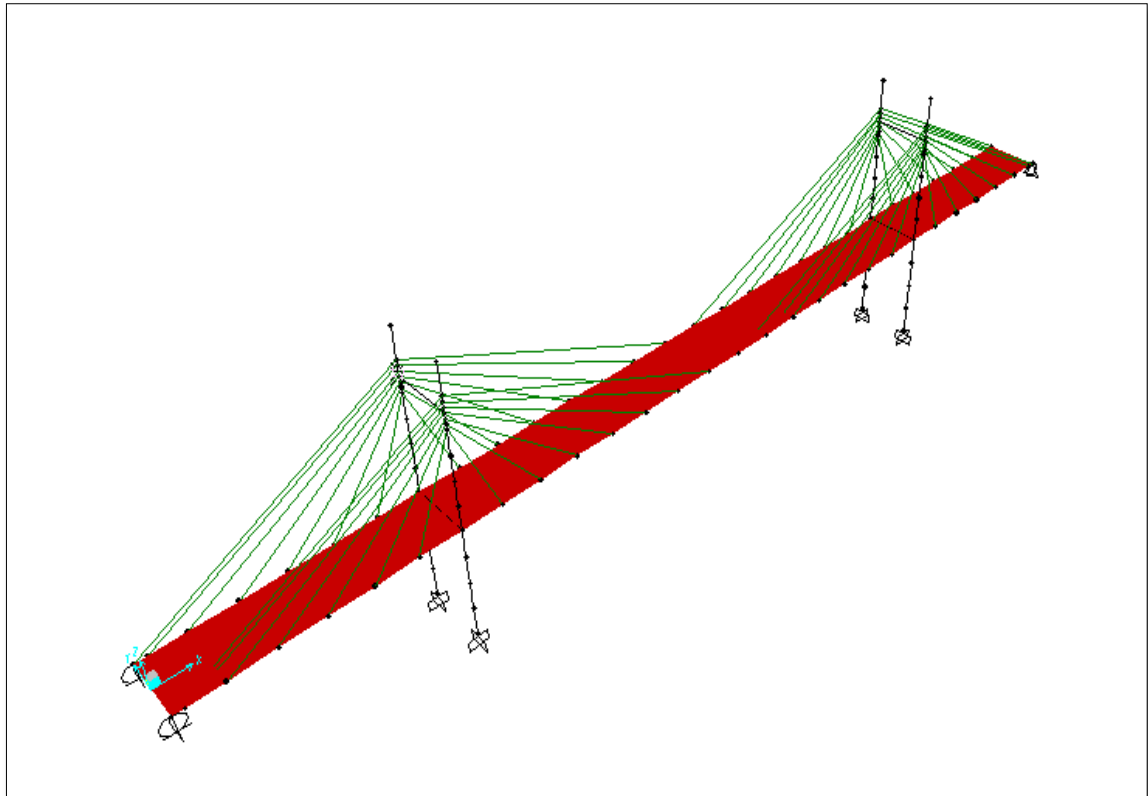


Figure 3.6:Modèle du pont haubané en éléments finis.

Présentation et modélisation de l'ouvrage

3.6.3 Analyse modale :

On présente par le tableau (3.6) les résultats de l'analyse modale :

Modes	Période (sec)	Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz
Mode 1	2,100169	0	0,80614	6,296E-18	0	0,80614	6,296E-18
Mode 2	1,744132	0,90856	0	7,407E-15	0,90856	0,80614	7,414E-15
Mode 3	1,340565	2,932E-13	1,316E-17	0,0829	0,90856	0,80614	0,0829
Mode 4	1,258294	7,365E-20	0,00044	6,512E-17	0,90856	0,80658	0,0829
Mode 5	1,035494	4,466E-18	0,0082	1,005E-17	0,90856	0,81479	0,0829
Mode 6	0,926643	1,355E-17	0,00482	1,494E-17	0,90856	0,81961	0,0829
Mode 7	0,923651	0,05565	1,307E-17	1,509E-13	0,96421	0,81961	0,0829
Mode 8	0,648344	9,792E-17	0,00009171	1,016E-16	0,96421	0,8197	0,0829
Mode 9	0,602454	4,173E-16	0,00002412	1,685E-16	0,96421	0,81973	0,0829
Mode 10	0,562664	2,131E-15	8,313E-17	0,14671	0,96421	0,81973	0,22961
Mode 11	0,507114	0,00062	1,71E-15	4,995E-15	0,96483	0,81973	0,22961
Mode 12	0,463979	6,548E-16	4,252E-16	0,27777	0,96483	0,81973	0,50738
Mode 31	0,214861	2,661E-14	0,00444	2,016E-13	0,9669	0,90133	0,5999

Tableau 3. 6:Résultats de l'analyse modale.

Les figures (3.7) (3.8) et (3.9) montrent les trois premiers modes de la structure:

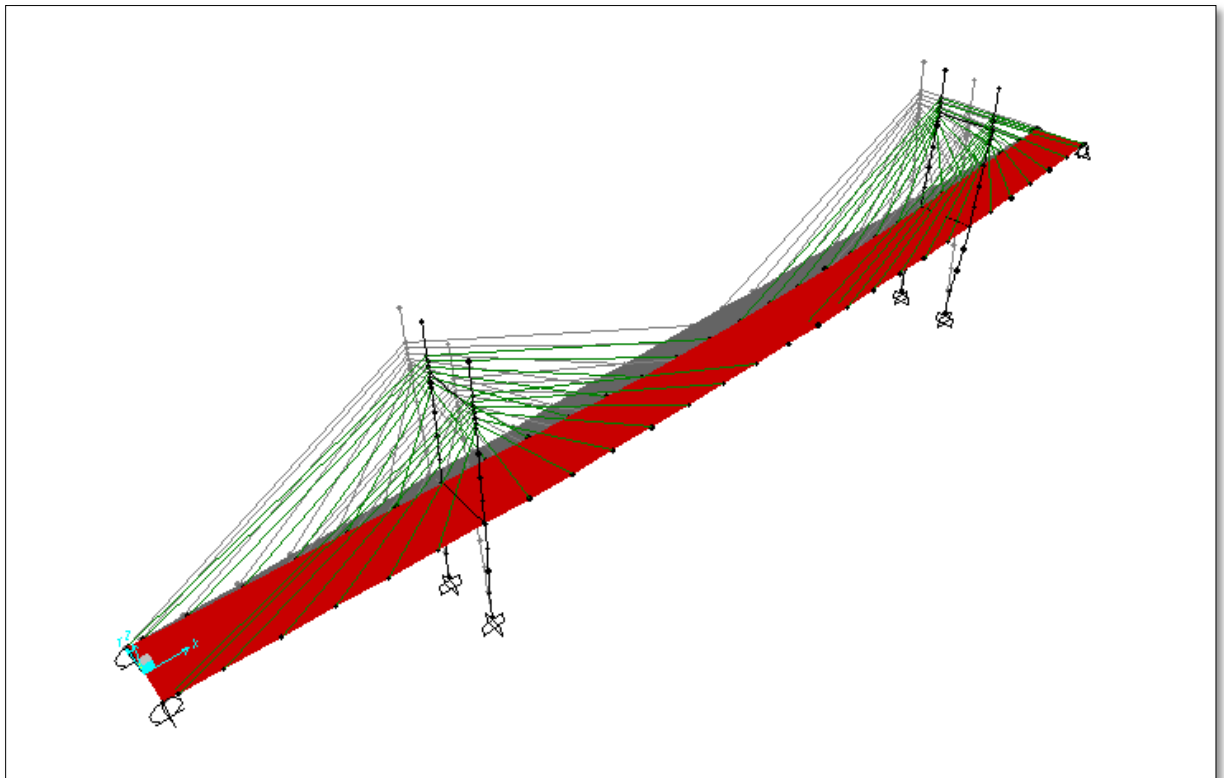


Figure 3.7: Mode 1 (T=2,1s).

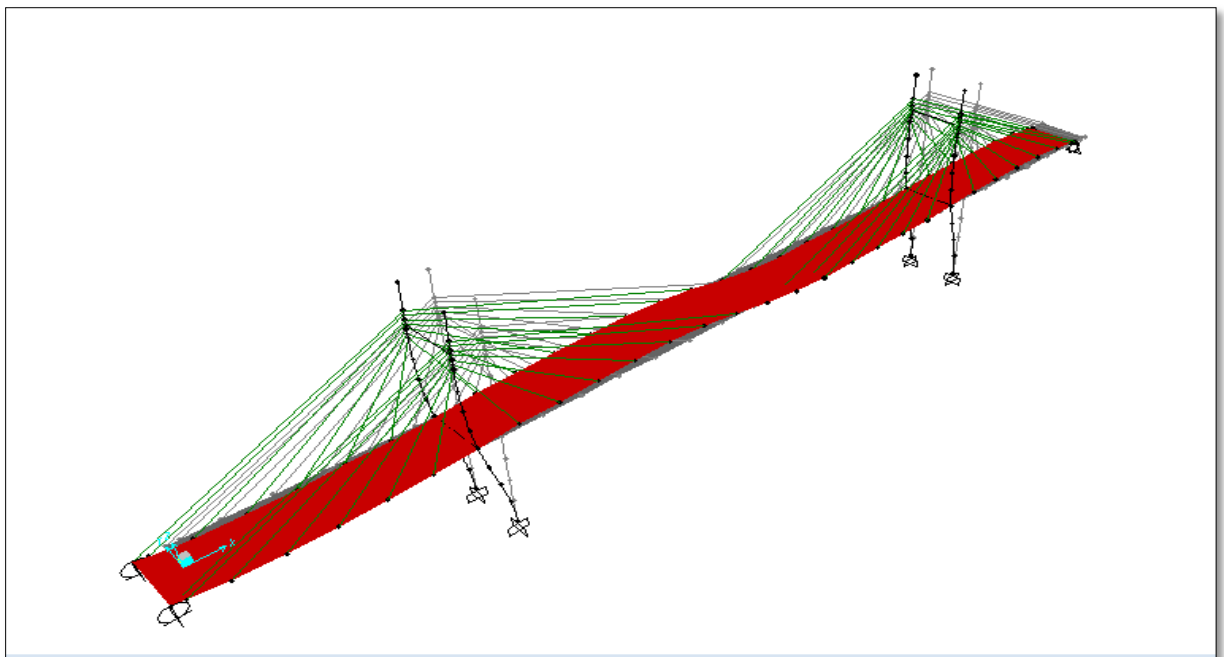


Figure 3.8: Mode 2 (T=1,74s).

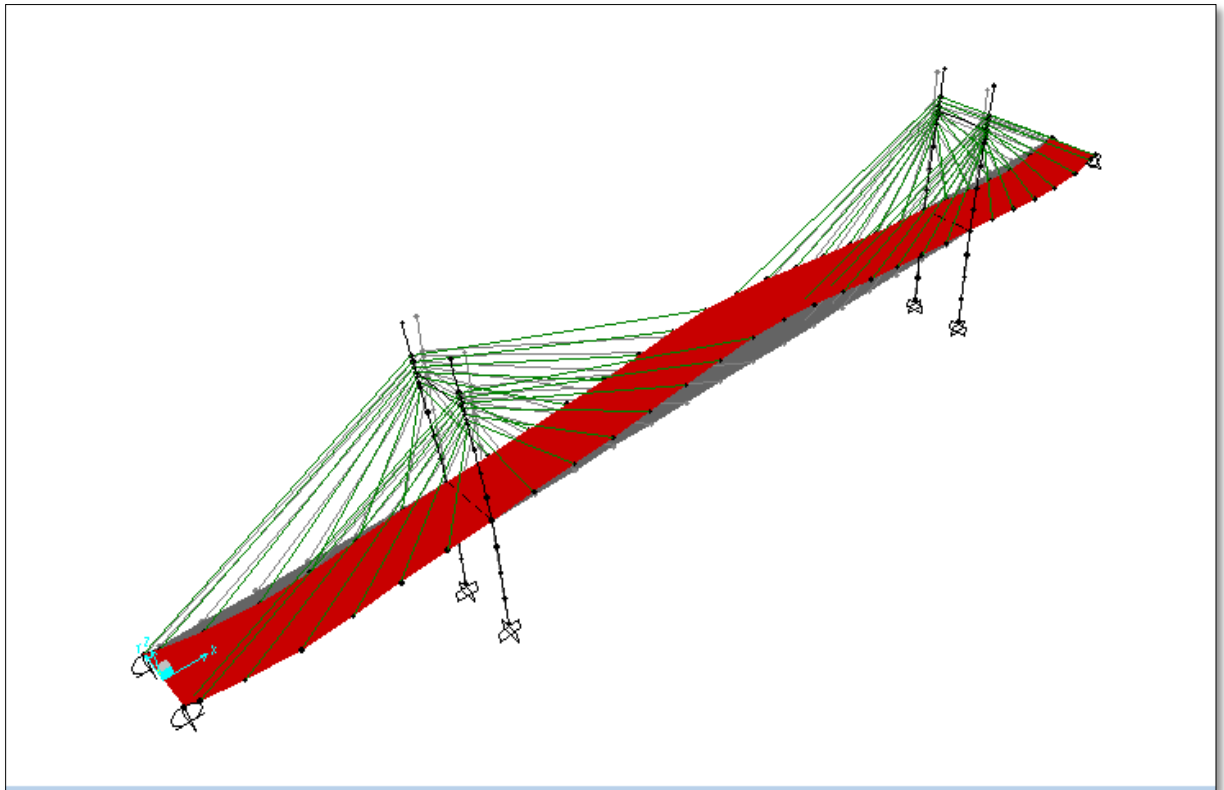


Figure 3.9: Mode 3 ($T=1,34s$).

On remarque à travers le tableau (3.6) et les figures (3.7), (3.8) et (3.9) que le premier mode est translationnel dans le sens transversal du pont avec une période de 2,1 sec et un facteur de participation modal de 80,61%. Le deuxième mode est aussi translationnel mais dans le sens longitudinal du pont. La période de vibration dans ce cas est de 1,74 sec avec un pourcentage massique 90,85%. Tandis que le troisième mode est un mode vertical avec une période de 1,34 sec.

3.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons d'abord présentés le pont choisi dans cette étude avec ses différentes dimensions et le chargement appliqué. Ensuite nous avons modélisé ce pont en éléments finie par le logiciel SAP 2000. Ce modèle de pont va être utilisé dans le chapitre suivant pour analyser les effets du TMD sur ce type de structure.

**Chapitre 4 : Analyse paramétrique
dynamique d'un pont à haubans
équipé par un TMD**

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons analyser la réponse dynamique du pont à haubans, présenté au chapitre précédent, sous les effets du TMD. Ceci en étudiant l'influence de certains paramètres à savoir : le rapport entre la masse du TMD et celle du pont, le nombre et l'emplacement des TMD.

4.2 Action sismique :

Pour l'analyse dynamique temporelle du pont, l'accélérogramme adopté est celui du séisme de Boumerdés survenu le 21 mai 2003 avec une magnitude de 6,9 sur l'échelle de Richter. La variation temporelle de ce séisme est montrée par la figure (4.1) ci-dessous. Cet accélérogramme a un PGA de 0,28g.

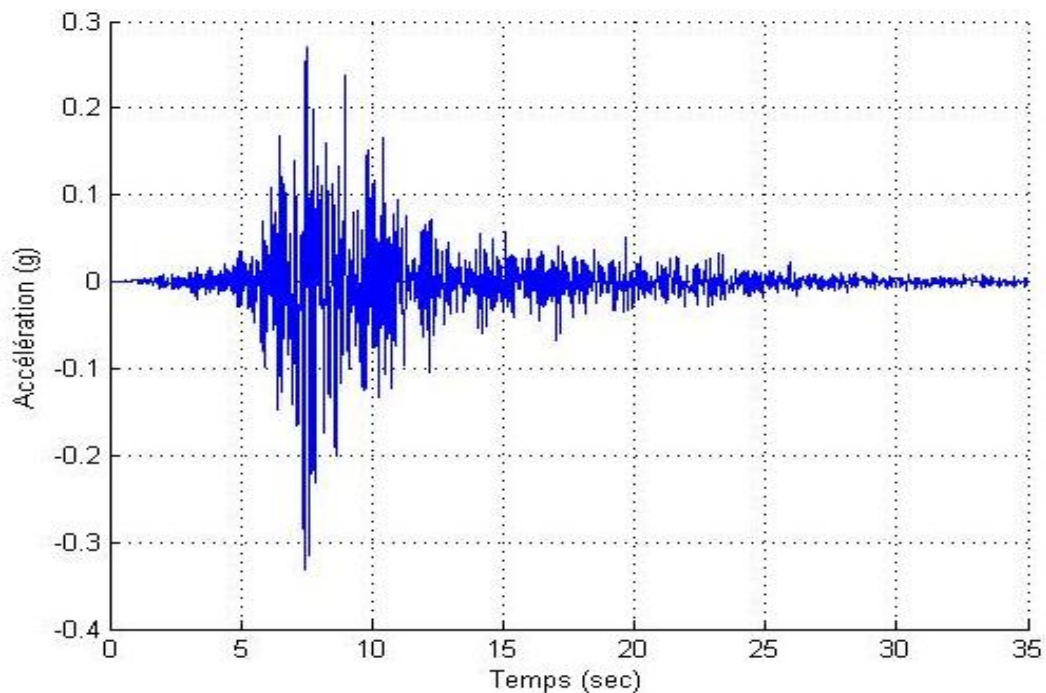


Figure 4.1 :accélérogramme du séisme de Boumerdés.

Nous allons étudier l'effet de l'application des TMD sur la réponse dynamique du pont à haubans soumis à l'accélérogramme du séisme de Boumerdés dans le sens longitudinal du pont (suivant x) ainsi que dans le sens transversal (suivant y).

4.3 Calcul des paramètres du TMD :

L'estimation des paramètres du TMD qui est installés pour l'analyse du pont suivant la direction x est en fonction du deuxième mode puisque c'est le mode de vibration

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

longitudinal du pont. Tandis que pour le sens transversal, les TMD sont dimensionnés en fonction du premier mode. C'est le mode de vibration transversal.

D'après les résultats de l'analyse modale, les masses modales participantes dans les deux sens x et y sont respectivement $M_x = 90,856 \% * M_T$ et $M_y = 80,61\% * M_T$. Où M_T est la masse totale de la structure, elle est égale à 20448,761 t.

La masse, la rigidité et l'amortissement du TMD (M_{TMD} , K_{TMD} et C_{TMD}) sont estimés à partir des équations de (2.11), (2.14), (2.15) présentées précédemment au chapitre 2.

Afin d'étudier l'effet du rapport de masse sur la réponse dynamique du pont étudié nous avons considéré dans cette étude trois cas de μ : 5%, 7% et 10%. Le tableau (4.1) donne les valeurs optimums du TMD en fonction des rapports de masse choisis pour l'analyse dynamique longitudinale. Le tableau (4.2) présente ces mêmes paramètres utilisés dans l'analyse transversale du pont.

Rapport de masse (μ)	5%	7%	10%
Masse (M_{TMD}) (t)	928,9	1300,5	1924,5
Rigidité (K_{TMD}) (KN/m)	10662,9	14240	19584
L'amortissement (C_{TMD}) (KN.s/m)	704,9	1148,9	1969

Tableau 4.1 : calculs des paramètres de TMD en fonction du rapport de masse
(Suivant l'axe x du pont).

Rapport de masse (μ)	5%	7%	10%
Masse (M_{TMD}) (t)	817,9	1145,1	1635,9
Rigidité (K_{TMD}) (KN/m)	6403,5	8547	11375,6
L'amortissement (C_{TMD}) (KN.s/m)	517,2	832,1	1380,4

Tableau 4.2 : calculs des paramètres de TMD en fonction du rapport de masse
(Suivant l'axe y du pont).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

Les tableaux (4.1) et (4.2) correspondent au cas où un seul TMD est utilisé pour le contrôle du pont. Par ailleurs, lorsque deux TMD sont utilisés les valeurs des paramètres en fonction des rapports de masse sont données par le tableau (4.3) dans le sens longitudinal et par le tableau (4.4) dans le sens transversal.

Rapport de masse (μ)	2,5%	3,5%	5%
Masse (M_{TMD}) (t)	464,4	650,2	962,2
Rigidité (K_{TMD}) (KN/m)	11211,1	15314,7	21856,4
L'amortissement (C_{TMD}) (KN.s/m)	509,8	839	1465,7

Tableau 4.3 : Paramètres des deux TMD en fonction du rapport de masse
(Suivant l'axe x du pont).

Rapport de masse (μ)	2,5%	3,5%	5%
Masse (M_{TMD}) (t)	408,9	572,5	817,9
Rigidité (K_{TMD}) (KN/m)	6774,9	9307,8	12807,1
L'amortissement (C_{TMD}) (KN.s/m)	371,9	588,1	1034,459

Tableau 4.4 : Paramètres des deux TMD en fonction du rapport de masse
(Suivant l'axe y du pont).

4.4 Etude paramétrique d'un pont à haubans équipé par un TMD :

4.4.1 Analyse de l'effet d'emplacement et du nombre de TMD sur la réponse dynamique longitudinale:

Dans cette partie nous étudions l'effet de l'emplacement du TMD sur la réponse dynamique du pont à haubans soumis au séisme de Boumerdés dans le sens longitudinal. Dans ce cas le TMD est calibré pour être en résonance avec le deuxième mode de vibration. Le mode longitudinal qui entraîne plus de 90% de masse totale.

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

Le TMD doit réduire la réponse dynamique dans ce sens en conséquence il doit être placé aux endroits où l'amplitude modale est maximale. Pour cela quatre possibilités sont envisagées :

Cas 1 : Relier le TMD à un seul pylône, dans ce cas il est installé sur l'entretoise supérieure du pylône gauche du pont.

Cas 2 : Relier le TMD au tablier du pont, dans ce cas le TMD est installé au milieu du pont.

Cas 3 : Relier le TMD aux deux pylônes du pont, dans ce cas deux TMD sont installés aux niveaux des entretoises supérieures.

Cas 4 : Relier le TMD au tablier du pont, dans ce cas deux TMD sont installés aux extrémités du tablier.

Les variations temporelles des déplacements obtenus au niveau du pylône gauches sont présentées par les figures (4.2-13). Ce pour les deux cas d'analyses avec et sans TMD.

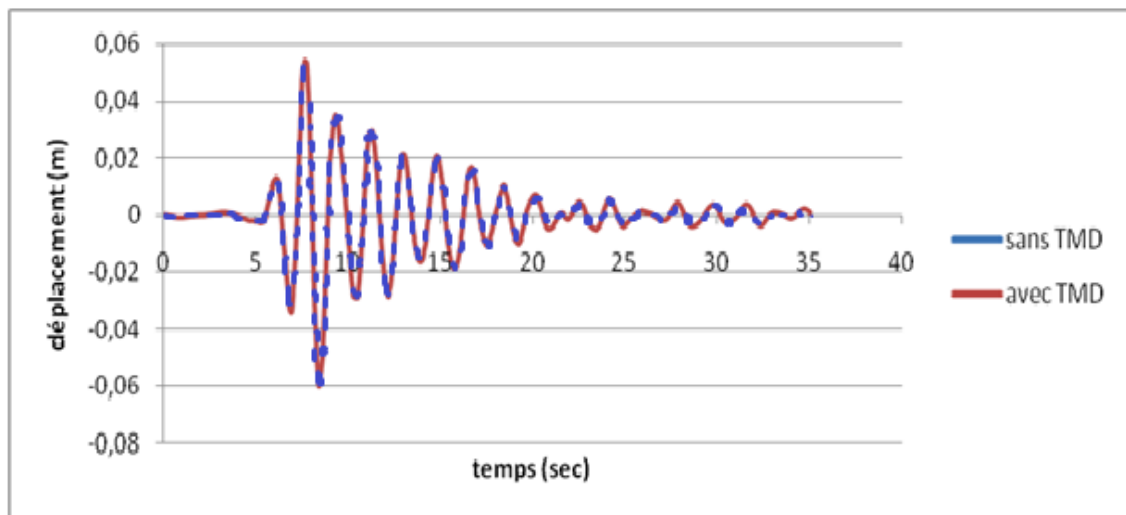


Figure 4.2 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 1)

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

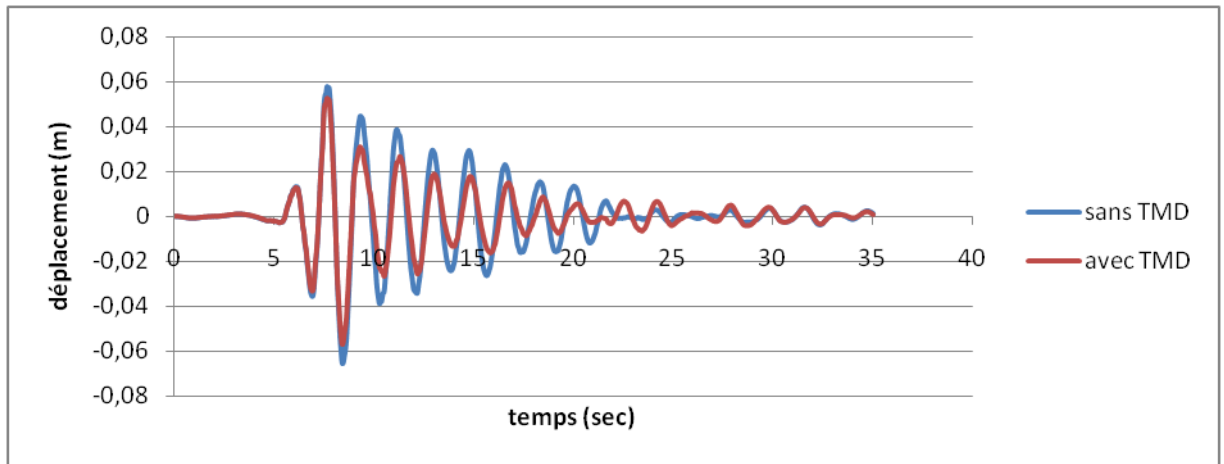


Figure 4.3 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 1).

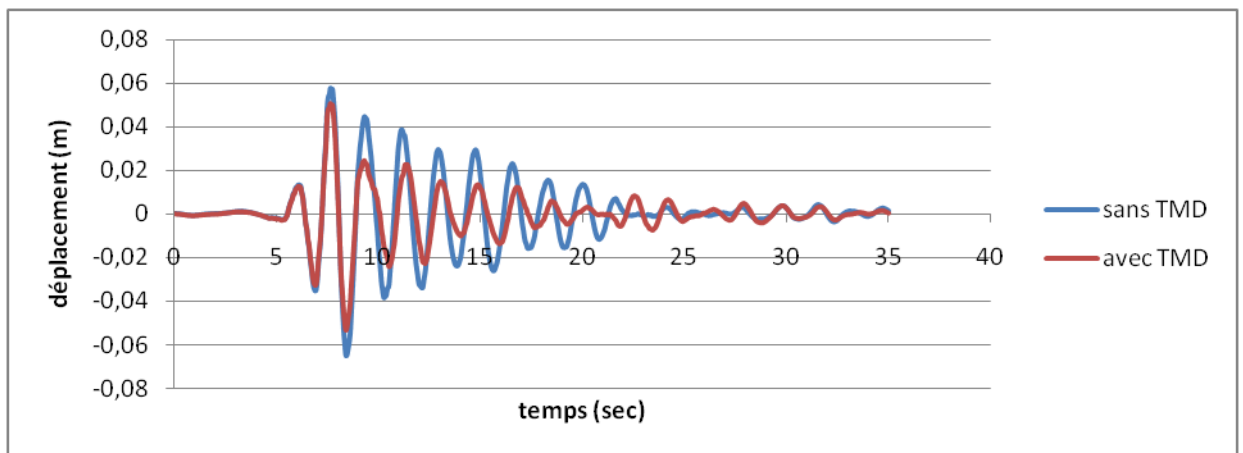


Figure 4.4 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas1).

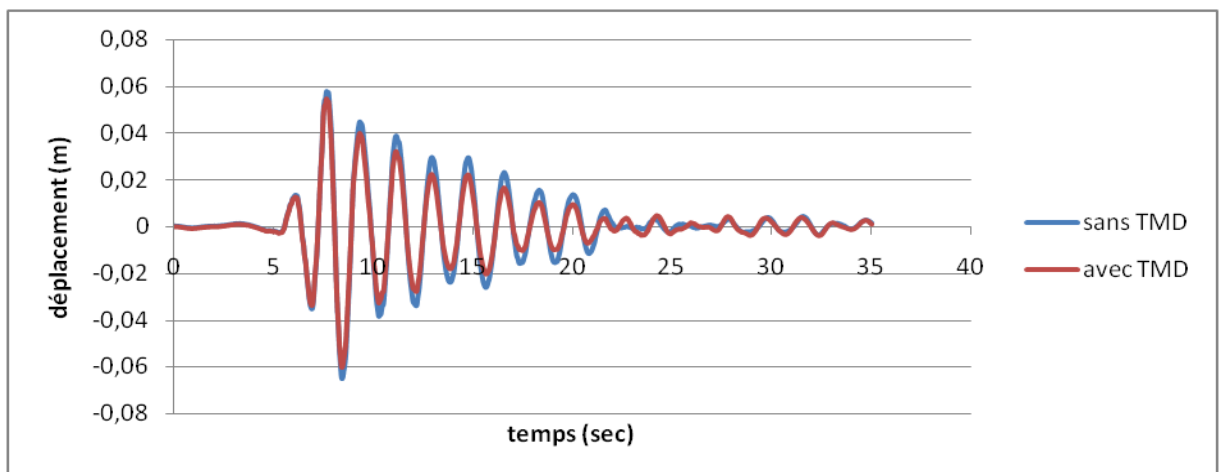


Figure 4.5 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 2).

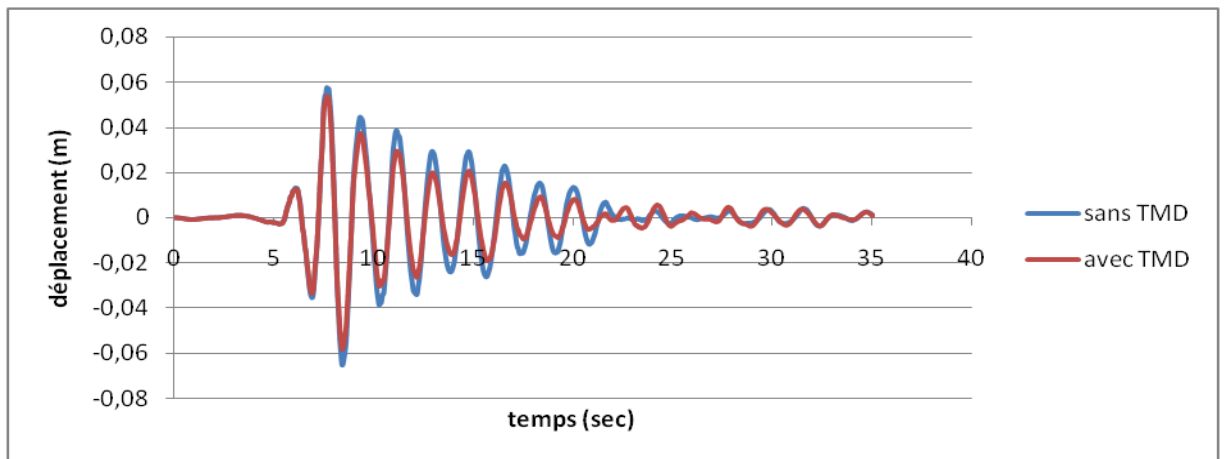


Figure 4.6 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas2).

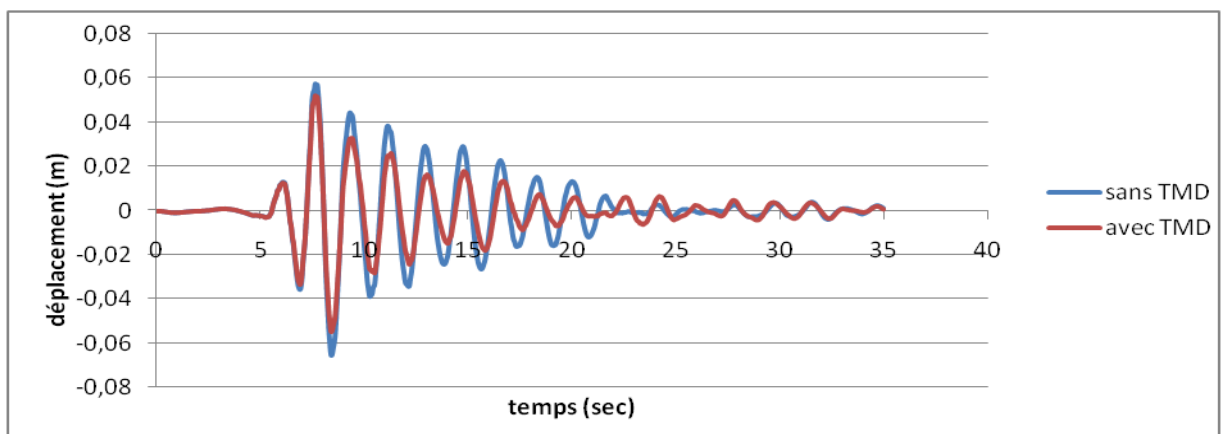


Figure 4.7 : Déplacement du pont avec/TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 2).

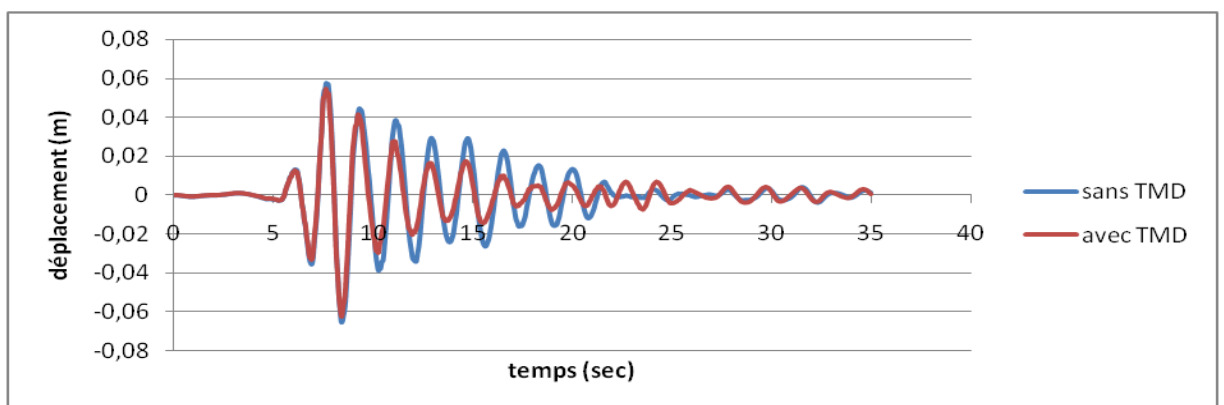


Figure 4.8 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas3).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

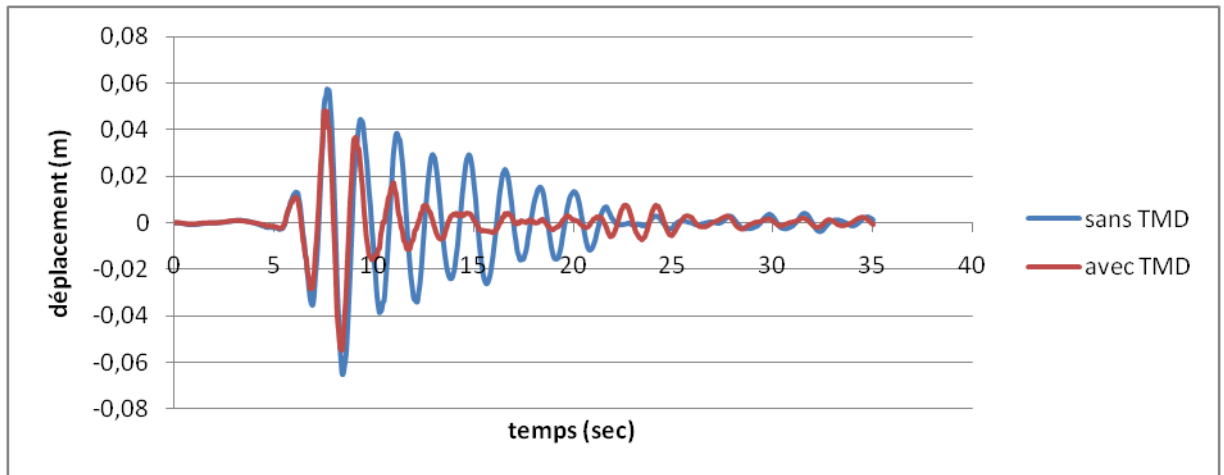


Figure 4.9 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas3).

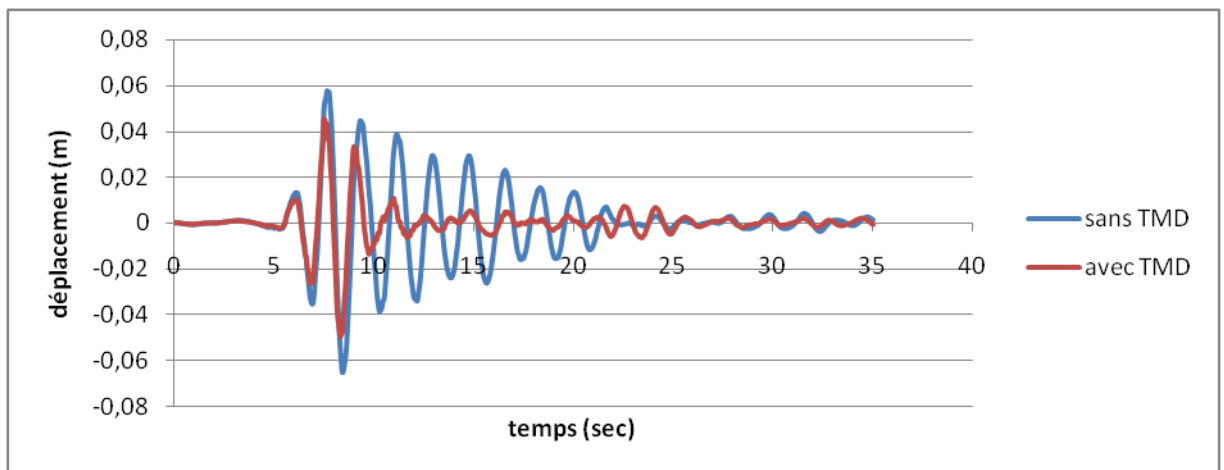


Figure 4.10 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 3).

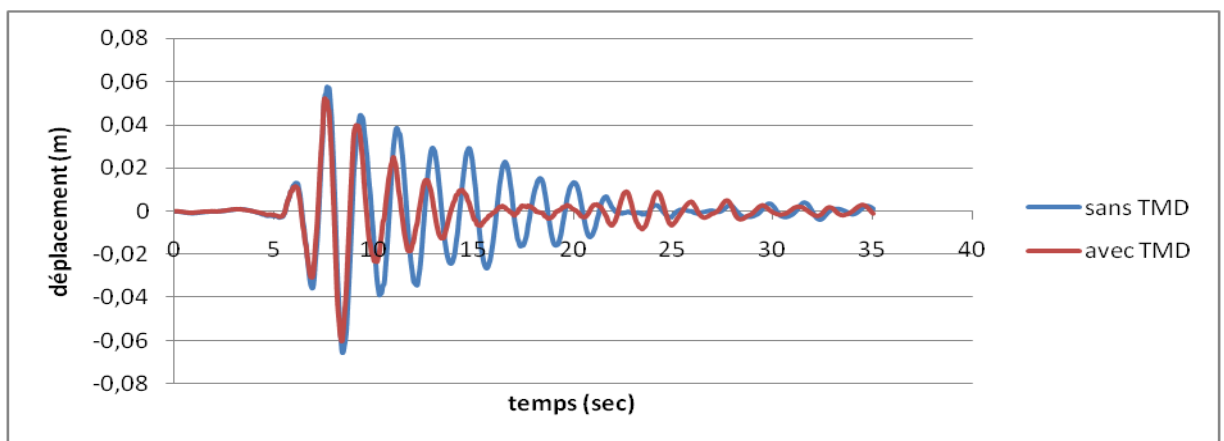


Figure 4.11 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,05$ (longitudinal) (cas 4).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

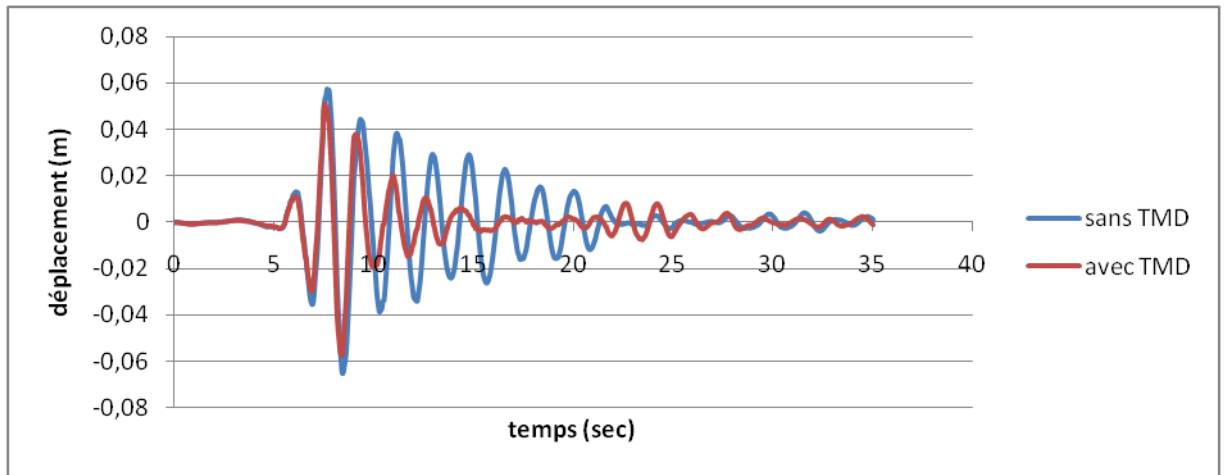


Figure 4.12 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,07$ (longitudinal) (cas 4).

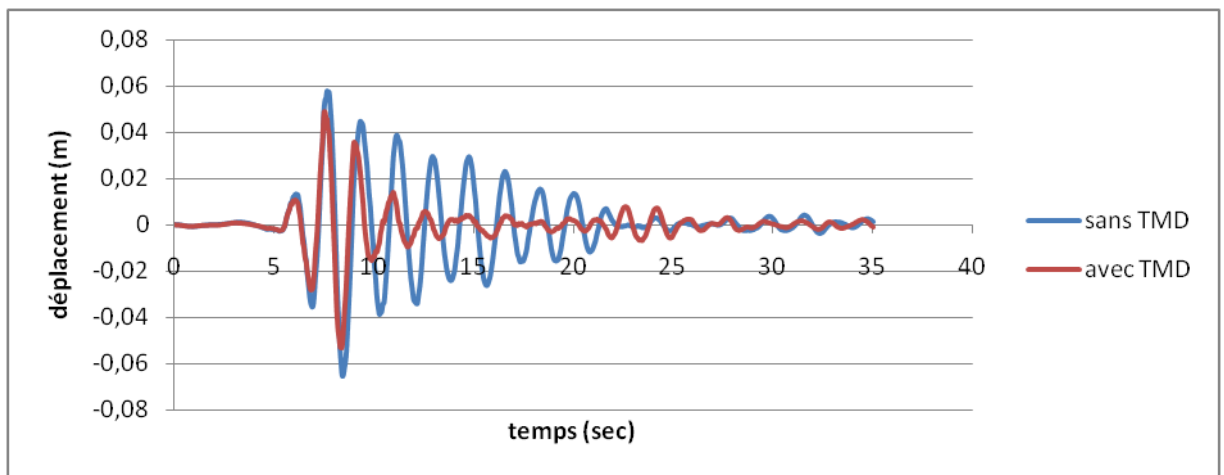


Figure 4.13 : Déplacement du pont avec/sans TMD pour $\mu=0,1$ (longitudinal) (cas 4).

Nous avons également calculé le facteur de réduction de masse pour les quatre cas d'emplacement du TMD considérés ainsi que pour les différents rapports de masse, ce en utilisant la relation (4.1). Les résultats obtenus sont représentés par le tableau 4.5.

$$\text{Réduction de déplacement} = \frac{\text{Dép sans TMD} - \text{Dép avec TMD}}{\text{Dép sans TMD}} \times 100 \quad (4.1)$$

Cas d'emplacement/ rapport de masse	5%	7%	10%
Cas1	0	16,66	20
Cas2	5,17	5,17	8,12
Cas3	6,89	22,41	25,86
Cas 4	5,17	6,89	13,79

Tableau 4.5 : Résultats de réductions de déplacement pour les différents cas d'emplacement et rapport de masse(longitudinal).

A travers les résultats du premier cas considéré (figures (4.2), (4.3) et (4.4)), nous remarquons que l'emplacement d'un seul TMD au niveau du pylône gauche pour un rapport de masse de 5% n'a aucune influence sur le déplacement par contre en augmentant ce dernier les déplacements commencent à se réduire jusqu'à atteindre 20% .

Pour le deuxième cas où le TMD est placé au milieu du tablier on remarque qu'avec un rapport de masse de 5 et 7% la réduction de déplacement est la même avec un pourcentage de 5.17% par contre pour un rapport de 10% la réduction est plus importante, elle est de 8.12% (voir figures (4.5), (4.6), (4.7)).

Dans le troisième cas où deux TMD sont placés aux pylônes sur les entretoises supérieures le déplacement est de 6,89% pour un rapport de masse de 5%, et en augmentant le rapport de masse à 7% et 10% la réduction du déplacement devient remarquable avec des valeurs maximales de 22,41% et 25,86% respectivement, nous

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

notons dans ce cas que la réduction est de plus en plus importante en fonction du temps. (Voir les figures (4.8), (4.9), (4.10)).

En ce qui concerne le quatrième cas où deux TMD sont placés aux extrémités du tablier, nous remarquons également qu'il y a une réduction de plus en plus importante en fonction du rapport de masse, cependant cette position ne donne pas un meilleur résultat comme le cas précédent le pourcentage de la réduction du déplacement est plus faible. (Voir les figures (4.11), (4.12), (4.13)).

Dans ce qui suit on présente les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) maximaux obtenus au niveau du pylône gauche par les tableaux (4.6), (4.7), (4.8) et (4.9) :

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	1444,2	1335,2	1292,3	1226
Moment fléchissant (KN.m)	17907,4	16494,6	15910,3	15029,2

Tableau 4.6 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(longitudinal) (cas 1)

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	1444,2	1444,1	1408	1362,1
Moment fléchissant (KN.m)	17907,4	17865,4	17470,1	16883,5

Tableau 4.7 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(longitudinal) (cas 2)

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	1444,2	1275,5	1203,8	1131,7
Moment fléchissant (KN.m)	17907,4	15934,1	15259,3	14401,7

Tableau 4.8 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(longitudinal) (cas 3)

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	1444,2	1415,2	1361,5	1281,4
Moment fléchissant (KN.m)	17907,4	17346,9	16647,3	15569,7

Tableau 4.9 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(longitudinal) (cas 4)

Les résultats obtenus pour le premier cas d'emplacement du TMD (tableau (4.6)) montrent que les efforts diminuent en augmentant le rapport de masse. Pour le deuxième cas (tableau (4.7)), nous observons qu'il ya aussi une diminution des efforts internes en fonction du rapport de masse mais plus faible que le cas précédent, donc cette position du TMD sous le tablier n'a pas une grande influence sur la réduction des efforts internes. Par contre nous notons que le troisième cas, où deux TMD sont placés aux pylônes, est le plus efficace dans ce cas la diminution des sollicitations est remarquable (voir tableaux (4.8)). Dans le quatrième cas (tableau (4.9)) nous remarquons une réduction de l'effort tranchant en fonction du rapport de masse. Les moments fléchissant présentent une légère réduction mais elle augmente au fur à mesure lorsqu'on varie le rapport de masse.

4.4.2 Analyse de l'effet d'emplacement du TMD sur la réponse dynamique transversal d'un pont :

Dans cette partie nous étudions l'effet de la masse, le nombre et l'emplacement du TMD sur la réponse dynamique du pont à haubans soumis au séisme de Boumerdés dans le sens transversal (suivant y). Dans ce cas les paramètres du TMD sont estimés à partir de la fréquence du premier mode de vibration, c'est le mode prépondérant suivant cette direction.

Dans ce cas, le TMD doit réduire la réponse dynamique dans le sens transversal du pont en conséquence il doit être placé aux endroits où l'amplitude modale est maximale. Pour cela nous considérons les trois premiers cas traités en 4.4.1, le quatrième cas ne sera pas examiné car le pont est bloqués au niveau des culés suivant le sens transversal.

Les déplacements obtenus au niveau du tablier et au niveau du pylône sont présentés par les figures (4.14-24) et le tableau (4.10). Ce pour les deux cas d'analyses avec et sans TMD.

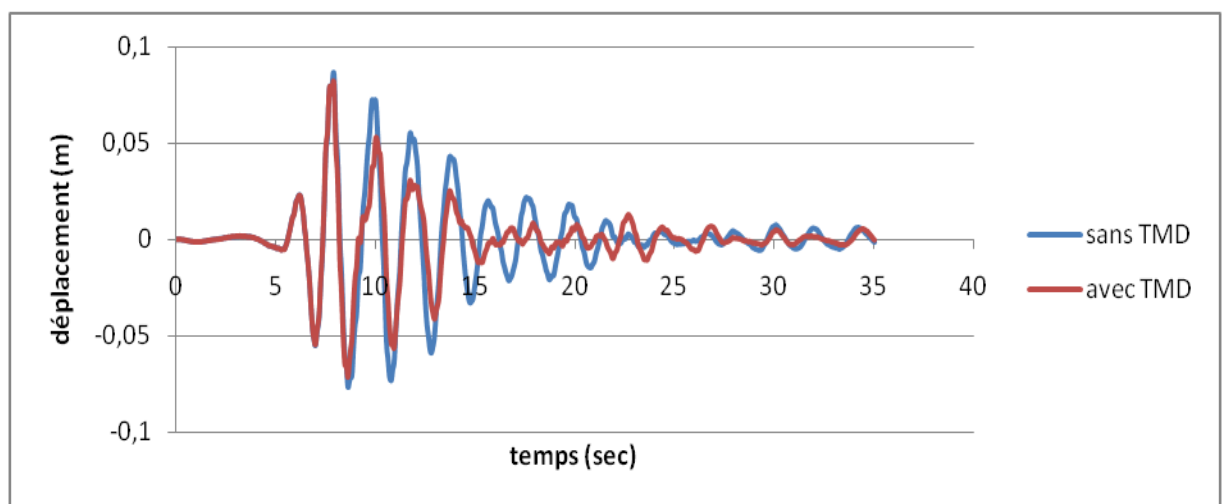


Figure 4.14 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal)(cas 1).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

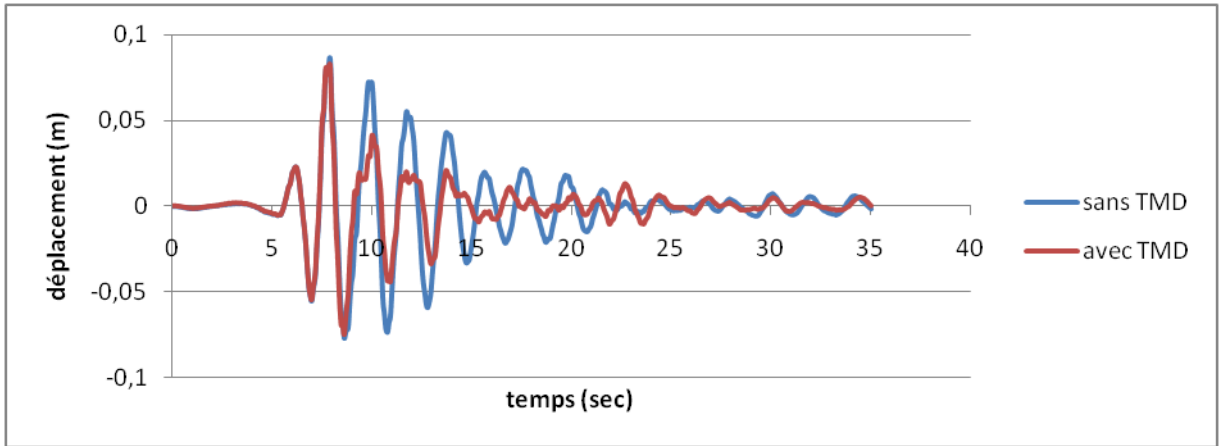


Figure 4.15 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 1).

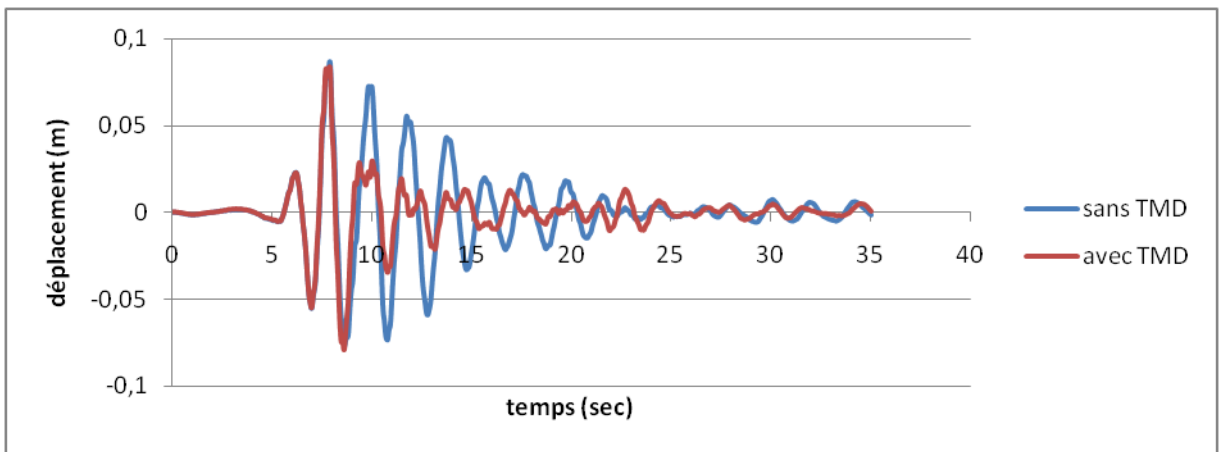


Figure 4.16 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 1).

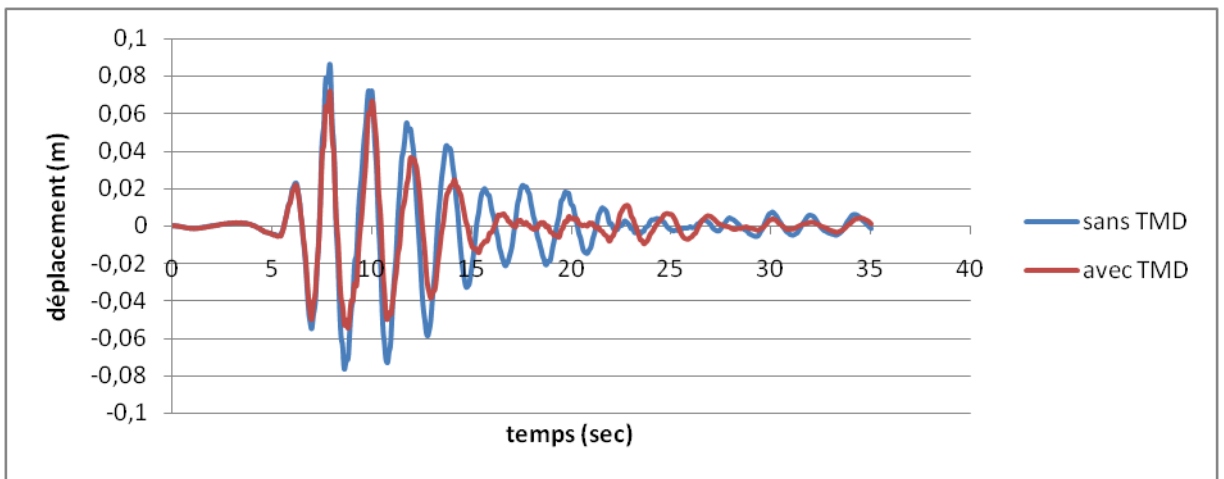


Figure 4.17 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal) (cas 2).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

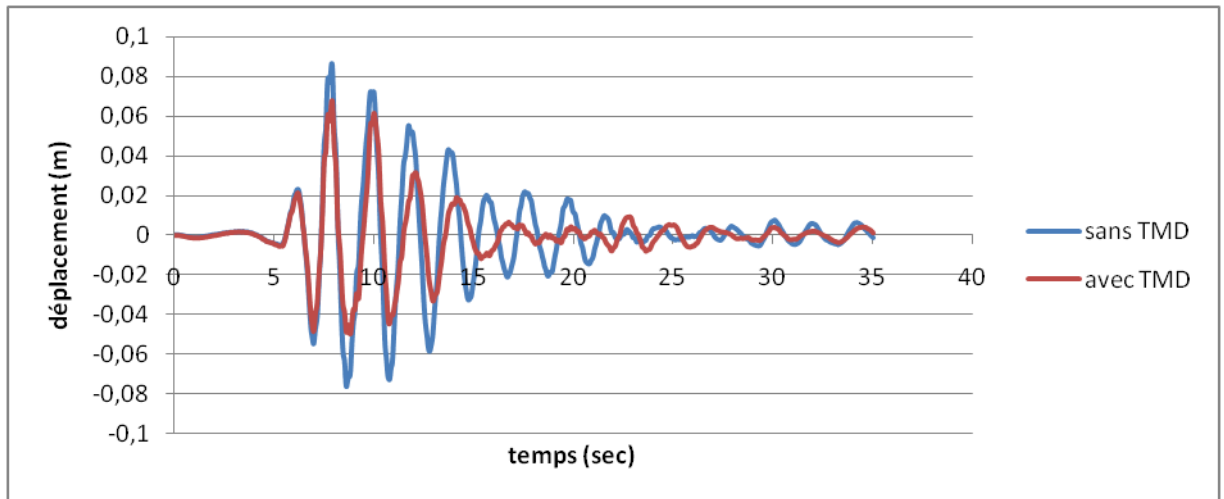


Figure 4.18 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 2).

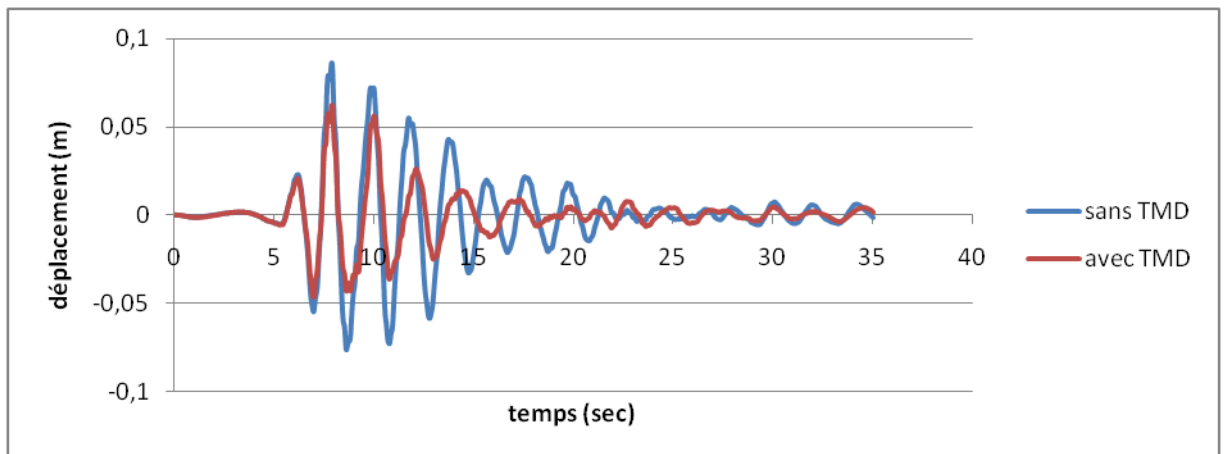


Figure 4.19 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 2).

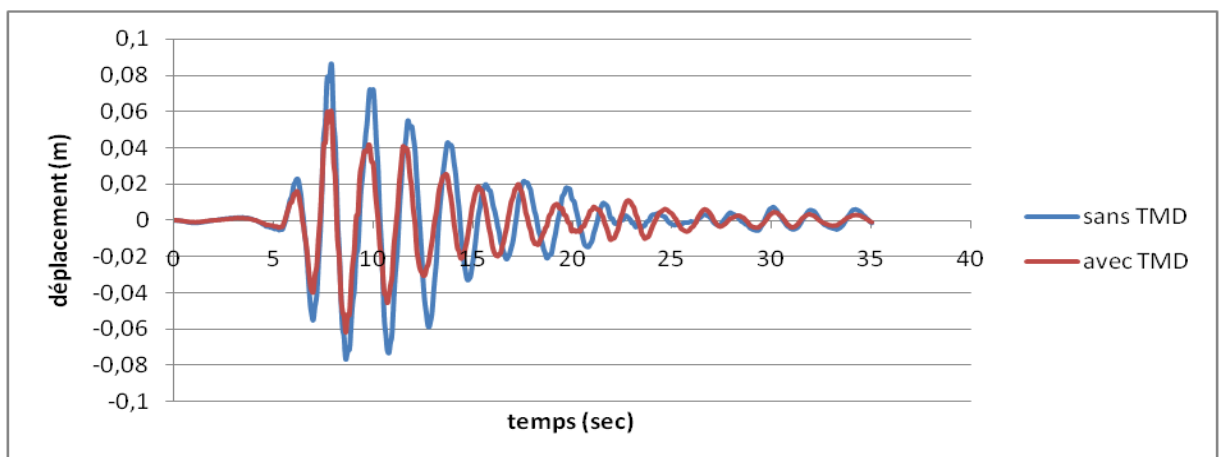


Figure 4.20 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,05$ (transversal) (cas 3).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

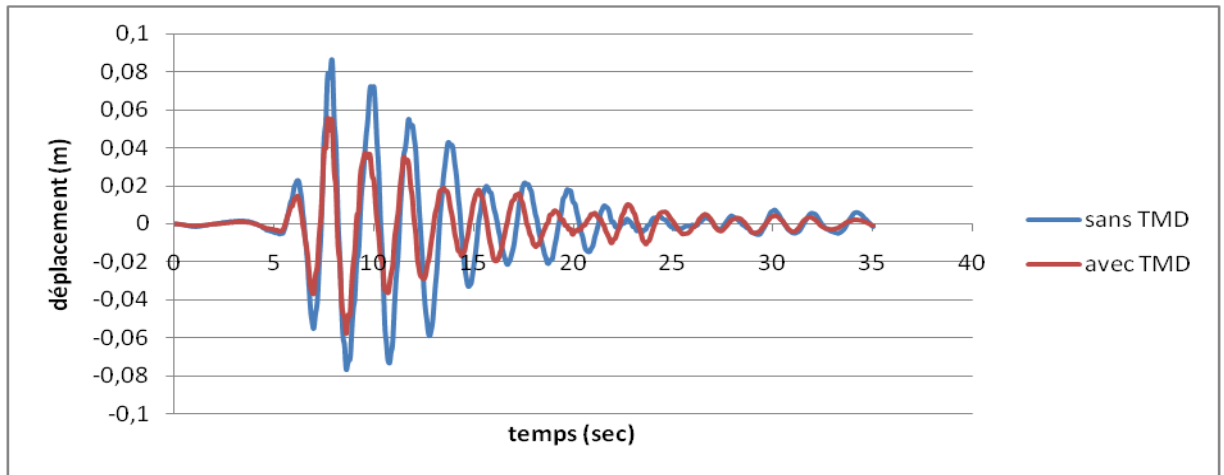


Figure 4.21 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,07$ (transversal) (cas 3).

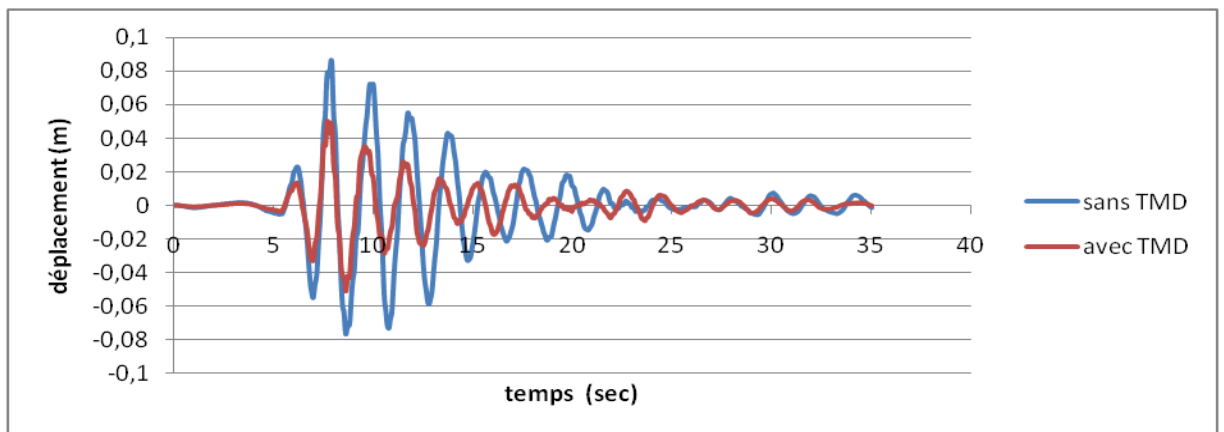


Figure 4.22 : Déplacement du pont avec /sans TMD pour $\mu=0,1$ (transversal) (cas 3).

Cas d'emplacement/ rapport de masse	5%	7%	10%
Cas1	5,88	5,88	5,88
Cas2	17,64	23,53	29,41
Cas3	29,41	35,29	41,17

Tableau 4.10 : Résultats de réductions de déplacement pour les différents cas d'emplacement et rapport de masse(transversal).

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

Les figures (4.14), (4.15) et (4.16) illustrent que lorsque un seul TMD est placé au niveau du pylône gauche le déplacement maximum reste constant avec un pourcentage de réduction faible, quelque soit le rapport de masse. Cependant nous remarquons que les déplacements commencent à se réduire à partir de d'un temps de 10 sec, nous notons dans ce cas que la réduction est de plus en plus importante en fonction du temps et en augmentant le rapport de masse.

Par ailleurs, pour le deuxième cas où le TMD est placé au milieu du tablier, nous remarquons que la réduction du déplacement augmente en augmentant la masse du TMD, elle atteint 29.41 %. Voir les figures (4.17), (4.18), (4.19).

Nous observons dans le troisième cas, où deux TMD sont placés sur les entretoises supérieures des deux pylônes, que la réduction du déplacement est de 29,41% pour un rapport de masse de 5%, et en augmentant le rapport de masse à 7% et 10% la réduction du déplacement devient remarquable avec des valeurs maximales de 35,29% et 41,17% respectivement (voir les figures (4.20), (4.21), (4.22)). Nous notons que ce cas est le plus efficace pour la réduction du déplacement suivant la direction transversal du pont.

Les tableaux (4.11), (4.12), et (4.13) donnent les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) maximums obtenus au niveau du pylône gauche.

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	509,1	519,7	517,5	516
Moment fléchissant (KN.m)	2466,1	2022,3	1959,4	1912,4

Tableau 4.11 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(transversal) (cas 1)

Analyse dynamique d'un pont à haubans équipé par un TMD

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	509,1	496,5	490,1	481,1
Moment fléchissant (KN.m)	2466,1	2092	1944,8	1761,2

Tableau 4.12 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(transversal) (cas 2)

	Sans TMD	Avec TMD		
		5%	7%	10%
Effort tranchant(KN)	509,1	616,6	606,8	595,7
Moment fléchissant (KN.m)	2466,1	2551,4	2490	2471,6

Tableau 4.13 : Les efforts internes du pont avec/sans TMD(transversal) (cas 3)

Nous remarquons à travers le tableau (4.11) que les efforts tranchants obtenus lorsque le pont est équipé d'un seul TMD au niveau du pylône sont plus importants par rapport au cas sans TMD. Par contre les moments diminuent en augmentant le rapport de masse. Pour le deuxième cas d'emplacement du TMD, le tableau (4.12) illustre une réduction des efforts internes en fonction du rapport de masse. Cependant dans le troisième cas où les deux TMD sont placés aux niveaux des pylônes, nous remarquons que les valeurs des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant pour les trois rapports de masses restent supérieures à celles obtenues lorsque le pont n'est pas équipé de TMD. Voir le tableau (4.13). Donc pour réduire les efforts internes la position d'un seul TMD au milieu du tablier est la plus efficace.

4.5 Conclusion :

L'analyse dynamique effectuée dans ce chapitre pour le pont à haubans sous le séisme de Boumerdès montre que les déplacements et les efforts internes peuvent être contrôlés en ajoutant des TMD.

Les résultats de l'étude paramétrique menée dans le sens longitudinal peuvent être résumés par les points suivants :

- les déplacements et les efforts internes obtenus lorsque le pont est équipé de TMD sont inférieurs par rapport au cas sans TMD. Ceci pour les différents emplacements et rapport de masse considérés.
- L'emplacement de deux TMD aux entretoises supérieures des pylônes est le plus efficace pour la réduction des déplacements. Dans ce cas, cette réduction est la plus importante, notamment pour un rapport de masse de 10% où elle atteint 25,86%.
- Pour les efforts internes le cas 3, où deux TMD sont placés aux entretoises supérieures des pylônes aboutit aux meilleurs résultats. La réduction des efforts tranchants est de 21,06% et celle des moments est de 19,57%.

Ainsi, l'analyse dynamique faite dans la direction transversale du pont conduit aux résultats suivants :

- Le deuxième et troisième cas d'emplacements du TMD traités dans ce cas réduisent les déplacements. Cette réduction est remarquable dans le cas 3 où deux TMD sont placés au niveau des pylônes, elle atteint 41,17%.
- Pour la réduction des efforts internes la position d'un seul TMD au milieu du tablier est la plus efficace. Elle atteint 5,3% pour le moment fléchissant et 28,58% pour l'effort tranchant.
- L'atténuation des déplacements et des efforts internes peut être contrôlée d'une manière efficace suivant la direction transversale du pont à haubans traité dans ce mémoire en ajoutant un seul TMD au milieu du Tablier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Permettre aux ouvrages de dissiper l'énergie vibratoire à l'aide des dispositifs mécaniques est devenu de plus en plus fréquent et plus attrayant. En effet, l'installation de systèmes dissipatifs d'énergie sismique permet d'atténuer l'impact des excitations dynamiques.

L'objectif de ce mémoire était de visualiser l'influence de l'installation des systèmes de protection sismique TMD sur la réponse dynamique des ponts. En effet, un pont à haubans équipé d'un TMD a été modélisé en 3D par le Sap2000 et analysé sous le chargement sismique de Boumerdès. Une étude paramétrique sur la masse, le nombre et l'emplacement TMD a été faite. Après avoir analysé les différents résultats obtenus à partir de cette étude. On peut conclure que

- Les déplacements et les efforts internes sont influencés lorsque le pont est associé à un TMD.
- Que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal le meilleur emplacement du TMD est celui d'installer deux TMD aux pylônes car il donne le résultat le plus satisfaisant en termes de déplacement, la réduction de déplacement augmente lorsqu'on augmente le rapport de masse.
- La réduction meilleure des efforts internes dans le sens longitudinal est celle lorsqu'on dispose deux TMD aux pylônes avec un rapport de masse égale à 10%, par contre dans le sens transversal l'emplacement d'un seul TMD sous le tablier donne une réduction notable et plus élevée des efforts internes.

Afin de mieux comprendre ce sujet, on propose comme perspectives :

- Considérer plusieurs signaux sismiques pour l'analyse dynamique.
- Faire une étude paramétrique sur une structure équipée de TMD avec différentes méthodes de calcul des paramètres de TMD.
- Elargir cette étude à d'autres types de contrôle : les LMD (Liquide Mass Dampers) et les AMD (Active Mass Dampers)

Bibliographie

- Aiken I.D, Nims D.K, Whittaker A.S, et Kelly J.M. Overview of the application of active/semi active control to building structures in japan. s.l. : Earthquake Spectra, 1993.
- Bekdaş, G., & Nigdeli, S. M. ,Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies. *International Journal of Mechanical Sciences*, 71, 68-84, 2013.
- Bentifour A., Etude parasismique sur un batiment equipe d'un amortisseur a masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitation sismiques, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- Biliszcuk J., Hawryszków P., Szczepanik K., Stempin P ,*The acting of people crowd on pedestrian bridges*, [in Polish: *Działanie tłumu na kładki dla pieszych*], *Inzynieriai Budownictwo*, 8, 440–445, 2003.
- Chey M.H., Chase J.G., Mander J.B. et Carr A.J., Semi-active tuned mass damper building systems: Application, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics (EESD)*, 39(1), 69:89, 2010.
- Constantinou MC, Soong TT, Dargush GF. Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit. MCEER monograph no. 1. Multidisciplinary enter for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, 1998.
- Den Hartog, J.P., *Mechanical Vibrations*, 4th Ed, New York, McGraw-Hill, 1956
- Den Hartog JP. *Mechanical vibrations*. 3rd ed. New York: Mc Graw-Hill, 1947.
- Djellouli L., Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider, Biskra, 2012.
- Frahm H., Devices for damping vibrations of bodies, Patent nr.p.959-989, 1909.
- Gerges R.R. et Vickery B.J. Wind tunnel study of the across-wind response od a slender tower with a nonlinear tuned mass damper. s.l. : *Jouranal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 91:1069–1092, 2003.

- Kaouadji.L et Kherbache.R , Conception et etude d'un pont a haubans reliant Oudjlida a Boudjlida-Tlemcen ,mémoire d'ingénieur d'état en Génie Civil , Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2009.
- Leung AYT,ZhangH. Particles warm optimization of tuned mass dampers .Eng Struct;31:715–28, 2009.
- Mahi M.I et Bouali A, M. Application d'un Système (TMD) pour l'Amélioration de la Réponse Sismique des Structures Bâtiments. s.l. : Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, 2012.
- Martínez-Rodrigo, M. D., & Filiatrault, A ,A case study on the application of passive control and seismic isolation techniques to cable-stayed bridges: A comparative investigation through non-linear dynamic analyses.*Engineering Structures*, 99, 232-252, 2015.
- Medjdoub.Y et Belarbi.A, Etude d'une structure équipée d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitations sismiques, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2015.
- Naeim.F et Kelly J.M “Design of seismic isolated structures: from theory to practice”, John Wiley et Sons, New York , 1999.
- Nawrotzki.P, Tuned mass systems of the dynamic upgrade of buildings and other structures, 2008.
- Ormondroyd J. et Den Hartog J.P. « The theory of the dynamic vibration absorber» Tran. American Society of Mech. Engineers, AMP-50-7, p. 9-22, 1928.
- Rüdinger F. Tuned mass damper with fractional derivative damping. s.l. : Engineering Structures,. Vol 28:1774–1779, 2006.
- Sadek F., Mohraz B., Taylor A.W., et Chung R. M., A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26:511-532, 1997.
- Soong T.T et Darghouch G.F. Passive Energy dissipation systems in structural engineering, 1997.
- Spencer.Jr. et Michael K. Sain , Controlling Buildings: “A New Frontier in Feedback1” , 1997.
- Villaverde R. Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorbers, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1985.

- Walther.R, Houriet.B ,Isler.W et Moia.P, pont a haubans, Ed. Presses polytechnique romandes, Lausanne (Suisse), 1985.
- Warburton.G.B. Optimum absorber parameters forvarious combinations of response and excitation parameters.Earth quake EngStruct D;10: 381–401, 1982.

Résumé :

Les systèmes dissipatifs d'énergie sont souvent utilisés pour atténuer l'impact des excitations dynamiques sur les ouvrages d'arts et les bâtiments. L'objectif de ce projet de fin d'étude est d'analyser la réponse dynamique d'un pont à haubans de 216m lorsqu'il est équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD). L'analyse dynamique a été effectuée suivant les deux directions principales du pont ; longitudinale et transversale, et ceci sous le mouvement sismique enregistré durant le séisme de Boumerdès en 2003. Une étude paramétrique a été menée en variant, la masse, le nombre et l'emplacement des TMD. La comparaison des résultats obtenus, en termes de déplacement et d'efforts internes, avec le cas où l'ouvrage n'est pas équipé d'un TMD démontre bien l'efficacité de cette technologie dans la réduction de la réponse sismique. Il a été illustré aussi que l'emplacement de deux TMD au niveau des pylônes aboutit à une réduction remarquable.

Mots clés : Pont à haubans, TMD, Contrôle sismique, Analyse dynamique

Abstract

Energy dissipation systems are often used to mitigate the impact of dynamic excitations on bridges and buildings. The objective of this final project study is to analyze the dynamic response of a 216m cable-stayed bridge when it is equipped with a tuned mass damper (TMD). The dynamic analysis was performed according to the bridge's two main directions; longitudinal and transversal, and this under the 2003 Boumerdès ground motion record. A parametric study was conducted by varying the mass, the number and location of TMDs. Comparison of the obtained results, in terms of displacement and internal efforts, with the case where the structure in its virgin state demonstrates the effectiveness of this technology in reducing the seismic response. It was shown also that when the two TMDs are located at the pylons lead to a remarkable reduction.

Keywords: Cable-stayed bridge, TMD, seismic control, dynamic analysis

ملخص

تستخدم أنظمة تبديد الطاقة غالبا للتخفيف من تأثير القوى الحركية على الجسور والمباني. الهدف من هذه الدراسة هو تحليل الاستجابة الحركية لجسر بطول 216 م عندما يتم تجهيزه بمخمدات من نوع TMD. تم إجراء التحليل الديناميكي وفقا للاتجاهين الرئيسيين للجسر، الطولي والعرضي، وهذا بموجب تأثير زلزال بومرداس لعام 2003. أجريت دراسة حدية من خلال تغيير كتلة، عدد وموقع المخمدات. برهنت المقارنة بين النتائج المحصل عليها، من حيث الانتقال والقوى الداخلية، مع الحالة التي لا يجهز فيها الجسر بمخمدات على فعالية هذه التقنية في تقليل الاستجابة الزلزالية. تبين أيضا أن وضع مخمدتين في الأبراج يؤدي إلى انخفاض ملحوظ في الاستجابة.

الكلمات المفتاحية: جسر، مخمدات من نوع TMD، مراقبة الزلازل، والتحليل الحركي