

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 de Fin d'Etude pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Ingénierie des Structures

**ETUDE D'UNE STRUCTURE EQUIPEÉ D'UN
AMORTISSEUR À MASSE ACCORDÉE (TMD) POUR LE
CONTROLE DES EXCITATIONS SISMIQUES**

Présenté par :

**MEDJDOUB Younes
BELARBI Assam**

Soutenu le 11 Juin 2015, devant le jury composé de :

Dr. ZENDAGUI Djawed	Président
Prof. MEGNOUNIF Abdellatif	Examinateur
Dr. BENADLA Zahira	Examinatrice
Dr. MEDDANE Nassima	Encadreur
Dr. HAMDAOUI Karim	Encadreur

Année universitaire 2014/2015

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. HAMDAOUI K. et Dr. MEDDANE N. pour leurs soutiens et leurs aides.

Nous tenons également à remercier les membres du jury ; notre président Dr. ZENDAGUI D. 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 1

Tous d'abord je remercie le bon DIEU qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.
- Mes chers frères et chères sœurs.
- Mon ami et binôme Assam.
- Mes amies ; Amin, Housseem.
- Tous les étudiants de la promotion « Ingénierie des Structures, 2015 ».
- Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

MEDJDOUB Younes

Dédicace 2

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.

A mon frère et ma sœur et toute la famille BELARBI.

A tous mes amis MEDJDOUB Younes, BENALLAL Mohammed El amine, CHITAOUI Houssam et DIF Zohier.

A tout la promotion de Génie Civil 2015.

A tous ceux qui m'aiment.

Merci à tous
BELARBI Assam

Résumé :

Dans ce projet de fin d'étude, l'analyse conduite sur une structure équipée d'un amortisseur à masse accordée (TMD) est présentée. Ce travail commence par une présentation sur quelques systèmes de protection sismique et leurs principes de fonctionnement, y compris le système proposé dans cette étude ; le TMD. Ce dernier est installé ensuite sur un bâtiment en béton armé composé de 10 étages, et ceci dans le but de voir l'amélioration de sa réponse dynamique en termes de déplacement sous chargements sismiques. Une étude paramétrique est ensuite menée en variant trois paramètres ; la masse du TMD, sa position ainsi que le nombre. Les résultats obtenus sont enfin comparés avec ceux lorsque la structure est contreventée par des murs voiles. Cette comparaison démontre l'efficacité de cette technologie dans la réduction de la réponse dynamique.

Mot clés : Contrôle passif, amortisseurs à masse accordée, amélioration de la réponse.

Summary:

In this final project study, the analysis conducted on a structure equipped with a tuned mass damper (TMD) is presented. This work begins with a literature review on some seismic protection systems and their operating principles, including the proposed one; the TMD. This later is then installed on a reinforced concrete building of 10 floors in order to improve its dynamic response in terms of displacement under seismic loading. A parametric study is also conducted by varying three parameters; the TMD mass', its position and number. Afterward, the obtained results are compared with those when the structure is braced by shears walls. This comparison demonstrates the effectiveness of this technology in reducing the dynamic response.

Key words: Passive control, tuned mass dampers, improved response.

ملخص:

في إطار مشروع نهائية الدراسة، قمنا بإجراء تحليل على هيكل مجهز بمخمد متصل بكتلة (TMD). نبدأ في هذا العمل بعرض بعض أنظمة الحماية الزلزالية وكذا مبادئ تشغيلها، بما في ذلك النظام المقترح؛ المخمد المتصل بكتلة (TMD). تم تثبيت هذا الأخير على مبنى من الخرسانة المسلحة مكون من 10 طوابق، وذلك من أجل تحسين الاستجابة الحركية من حيث الانسحاب تحت تأثير التحميل الزلزالي. أجرينا بعد ذلك دراسة المتغيرات من خلال تغيير ثلاث عوامل: كتلة المخمد، أماكن وضعها والعدد. بعد ذلك، تمت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها مع تلك عندما يكون الهيكل مجهز بجدران الإسمنتية. توضح هذه المقارنة فعالية هذه التكنولوجيا في تقليل الاستجابة الحركية.

الكلمات المفتاحية: السيطرة سلبية، المخمدات المتصلة بكتلة، تحسين الاستجابة

Sommaire

REMERCIEMENT	I
Dédicace 1	II
Dédicace 2	III
Résumé	IV
Summary	IV
ملخص	IV
Sommaire	V
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	IX
Définition des notations	X
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralités et Recherche Bibliographique	4
1.1 Introduction	5
1.2 Les différentes méthodes de contrôle utilisées dans les structures	5
1.2.1 Systèmes de contrôle passif	5
1.2.2. Le contrôle actif	10
1.2.3 Système de contrôle hybride	13
1.3 Les amortisseurs à masse accordée TMD	15
1.3.1 Histoire de TMD	15
1.3.2 Explication de la fonction des amortisseurs à masse accordée	15
1.3.3 Applications de système TMD en génie civil	17
1.3.4 Exemples d'applications de TMD dans le monde	19
1.4 Conclusion	19
Chapitre 2 : Conception des TMD	20
2.1 Introduction	21
2.2 Fonctionnement du TMD	21
2.2.1 Equation du mouvement	21
2.2.2 Caractéristiques des TMD	22
2.2.3 Etude paramétrique	23
2.3 Objectif de l'étude	25
2.3.1 Présentation d'un cas bibliographique	25
2.3.2 Etudier l'effet de la disposition des TMD	27
2.3.3 Discussions des résultats	28
2.4 Conclusion de l'étude présentée	36

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage	37
3.1 Introduction	38
3.2 Description du bâtiment	38
3.2.1 Les dimensions	38
3.2.2 Les plans	39
3.3 Descente des charges	40
3.3.1 Les charges permanentes	40
3.3.2 Les charges d'exploitation.....	42
3.4 Dimensionnement des éléments du bâtiment	42
3.4.1 Planchers	42
3.4.2 Les poteaux	43
3.4.3 Les poutres	43
3.4.4 Les voiles	44
3.5 Les propriétés dynamiques de la structure sans voiles	48
3.6 Conclusion	49
Chapitre 4 : Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par un TMD.....	50
4.1 Introduction	51
4.2 Action sismique.....	51
4.3 Etude paramétrique de TMD	52
4.3.1 Estimation des paramètres du TMD	52
4.3.2 Effet de la masse du TMD	55
4.3.3 Etude paramétrique du bâtiment équipé par un seul TMD	58
4.3.4 Etude paramétrique du bâtiment équipé par un Groupe de TMD	62
4.4 Etude comparative d'un bâtiment équipé par TMD et contreventé par des voiles	69
4.5 Réponse sous séisme de Boumerdes	72
4.6 Conclusion	75
Conclusion générale	76
Bibliographie.....	78
ANNEXE.....	80

Liste des figures

Figure 1. 1: Les catégories des systèmes de protection sismique (Djellouli, 2012).	5
Figure 1. 2: Isolation parasismique.	7
Figure 1. 3: Isolateur de type pendule à friction (Ben Mekki, 2006).	7
Figure 1. 4: Amortisseurs visqueux (Bentifour, 2013).	8
Figure 1. 5: Amortisseurs à frottement (Bentifour, 2013).	9
Figure 1. 6: Structure One Rincon Hill (San Francisco) (Bentifour, 2013).	9
Figure 1. 7: Une masse TMD installé dans le tour de TEIPEI.	10
Figure 1. 8: Diagramme de contrôle actif (Ben Mekki, 2006).	11
Figure 1. 9: Amortisseur de tendeur actif (Tayebi et Abed, 2013).	12
Figure 1. 10: Bâtiment de Kyobashi Seiwa avec le système AMD (Ben Mekki, 2006).	12
Figure 1. 11: Le bâtiment de Sendagaya INTES (Djellouli, 2012).	14
Figure 1. 12: Structure avec contrôle semi actif (Djellouli, 2012).	14
Figure 1. 13: TMD simplifié modèle de 2 masses (Tayebi, 2013).	16
Figure 1. 14: L'analyse modale des structures avec TMD (Chey et al, 2010).	16
Figure 1. 15: TMD pendulaire de la tour de Taipei (Taybi, 2013).	17
Figure 1. 16: Le pont du Millenium, Londres, 2001 et l'utilisation du TMD.	18
Figure 2. 1: Schéma représentative.	21
Figure 2. 2: Le schéma du TMD appliqué à la structure dans le sens X et le sens Y (A.Farghaly, 2012)	25
Figure 2. 3: Plan des étages du bâtiment avec voile et sans voile.	26
Figure 2. 4: La disposition horizontale des TMD (Farghaly, 2012).	27
Figure 2. 5: La disposition verticale des TMD (Farghaly, 2012).	28
Figure 2. 6: Comparaison des déplacements du model sous un chargement sismique (Farghaly, 2012).	29
Figure 2. 7: Effort tranchant dans la colonne 1(Farghaly, 2012).	30
Figure 2. 8: Effort tranchant dans la colonne 2 (Farghaly, 2012).	31
Figure 2. 9: Effort tranchant dans la colonne 3(Farghaly, 2012).	32
Figure 2. 10: Effort tranchant dans la colonne 4 (Farghaly, 2012).	33
Figure 2. 11: La variation de l'effort tranchant à la base et le déplacement avec et sans TMD (Farghaly, 2012).	35
Figure 3. 1: (A) plan de façade principale, (B) plan de coupe B-B.	39
Figure 3. 2: Plan du RDC à usage commerciale.	39
Figure 3. 3: Plan d'étage courant à usage d'habitation.	40
Figure 3. 4: Coupe de voile en élévation.	44
Figure 3. 5: Coupe des voiles en plan.	44
Figure 3. 6: Plan des voiles.	45
Figure 3. 7: Représentation de bâtiment avec voiles par SAP2000.	45
Figure 3. 8: Les trois premiers modes de structure avec voile.	47
Figure 4. 1: Spectre de réponse utilisé	51
Figure 4. 2: Valeur optimums du coefficient d'amortissement $\xi_{P2\ opt}$ et du rapport de la fréquence $f_{P2\ opt}$ de TMD en fonction du rapport de la masse.	54
Figure 4. 3: Valeurs optimums de la rigidité $k_{P2\ opt}$ et l'amortissement $c_{P2\ opt}$ de TMD en fonction du rapport du masse .54	
Figure 4. 4: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMDs.	56

Figure 4. 5: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.	57
Figure 4. 6: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.	59
Figure 4. 7: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.	59
Figure 4. 8: La répartition du TMD en plan.	61
Figure 4. 9: Un TMD en plan.	62
Figure 4. 10: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.	63
Figure 4. 11: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.	64
Figure 4. 12: Quatre TMD.	65
Figure 4. 13: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.	66
Figure 4. 14: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.	66
Figure 4. 15: 8 TMD en plan.	67
Figure 4. 16: Efforts tranchant du bâtiment avec /sans TMD.	68
Figure 4. 17: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.	68
Figure 4. 18: La comparaison entre déplacement de structure avec TMD et mure voile.	69
Figure 4. 19: Accélérogramme du séisme de Boumerdès.	72
Figure 4. 20: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 1*11.	73
Figure 4. 21: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 4*6.	73
Figure 4. 22: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 8*6.	74

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Applications des TMD dans le monde (Bentifour, 2013).....	19
Tableau 3. 1: Charge permanente plancher terrasse.....	40
Tableau 3. 2: Charge permanente étage courant.	40
Tableau 3. 3: Charge permanente dalle pleine.	41
Tableau 3. 4: Charge permanente murs intérieur.	41
Tableau 3. 5: Charge permanente murs extérieur.	41
Tableau 3. 6: Charge permanente des voiles.....	42
Tableau 3. 7: Surcharge d'exploitation.	42
Tableau 3. 8: Pré dimensionnement des poteaux centraux.	43
Tableau 3. 9: Pré dimensionnement des poutres.....	43
Tableau 3. 10: Vérification de la force sismique.	48
Tableau 3. 11: Résultats d'analyse modale.	48
Tableau 3. 12: Propriétés dynamiques du bâtiment.	49
Tableau 4. 1: Le milieu fondamental de bâtiment.....	53
Tableau 4. 2: Les valeurs optimums.....	53
Tableau 4. 3: Les paramètres optimaux des TMD utilisé.	55
Tableau 4. 4: Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en seconde.....	56
Tableau 4. 5: Effort tranchant à la base en fonction du rapport de la masse du TMD.....	57
Tableau 4. 6: Les périodes des 4 premiers modes de vibration du bâtiment.....	58
Tableau 4. 7: Effort tranchant à la base.....	60
Tableau 4. 8: Effort tranchant à la base en fonction de la position du TMD	61
Tableau 4. 9: Caractéristiques des TMD.....	62
Tableau 4. 10: Les périodes de 4 premiers modes de bâtiment.....	63
Tableau 4. 11: Effort tranchant à la base pour un seul TMD.....	64
Tableau 4. 12: Les périodes de 4 premiers modes de bâtiments.....	65
Tableau 4. 13: Effort tranchant à la base pour la combinaison des quartes TMD.....	66
Tableau 4. 14: les périodes de 4 premiers modes de bâtiments.	68
Tableau 4. 15: Effort tranchant à la base pour la combinaison de 8 TMD.....	69
Tableau 4. 16: La comparaison de l'effort tranchant à la base.	70
Tableau 4. 17: La comparaison de la période.....	70
Tableau 4. 18: La réduction de déplacement.....	71
Tableau 4. 19: Comparaison de la masse de voile et TMD.....	71
Tableau 4. 20: La comparaison de l'effort tranchant à la base.	74
Tableau 4. 21: La réduction de déplacement.....	75

Définition des notations

c_1	: Coefficient d'amortissement du système principal
c_2	: Coefficient d'amortissement de TMD
$\underline{\underline{C}}$: Matrice d'amortissement
$c_{2\ opt}$: Amortissement du TMD de 2-DDL
$c_{P2\ opt}$: Amortissement du TMD de bâtiment.
D	: La matrice modale
$f_{P2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de bâtiment
$f_{2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de 2-DDL
G	: Charge permanente
$\underline{\underline{K}}$: Matrice de rigidité de la structure
$k_{P2\ opt}$: Rigidité du TMD de bâtiment
$k_{2\ opt}$: Rigidité du TMD de 2-DDL
L_i	: Facteur d'excitation sismique
$\underline{\underline{M}}$: Matrice masse de la structure
M_i	: Masse généralisée
m_i^*	: La masse modale
m_1	: Masse de Système principal
m_2	: Masse du TMD
P	: Vecteur charge
Q	: Charge d'exploitation
s_a	: Spectre d'accélération
s_d	: Spectre de déplacement

- U, \dot{U}, \ddot{U} : Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure
 x_1 : Déplacement du système principal
 x_2 : Déplacement de TMD
 x_g : Déplacement du sol
 μ : Rapport des masses
 $\xi_{2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMD de 2-DDL
 $\xi_{P2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMD de bâtiment
 ω_1 : Pulsation de la structure
 ω_2 : Pulsation du TMD
 Γ_i : Facteur de participation modale
 Φ : Amplitude du premier mode où se trouve le système
 $\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre
 $\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre
 \emptyset_1 : Le mode fondamentale
 $\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation

Introduction générale

Introduction générale

Chaque année, des milliers de tremblements de terre surviennent avec différentes intensités, parfois ils ne présentent pas de risque sur les structures, mais parfois ils peuvent les détruire et causer des catastrophes et dégâts importantes avec beaucoup de victimes.

Le séisme est induit par la propagation des ondes après le mouvement des plaques tectoniques, ce dernier peut se dissiper dans les couches profondes, comme il peut y arriver à la surface avec diverses intensités et cause un mouvement bref du sol, et donc une vibration traduite par des déformations des structures, et un niveau très élevé de propagation de ces ondes peut engendrer un risque important.

Donc, le concepteur doit toujours prendre en compte ce facteur pour la construction des ouvrages, en essayant de trouver des techniques qui évitent que ces vibrations causent des problèmes pour la construction, dans ce cas là, les ingénieurs ont innovés des techniques pour le contrôle des structures.

Dernièrement, les bâtiments et les grattes ciels sont devenues plus minces et plus souples, qui induit une grande sensibilité aux vibrations et donc un risque d'effondrement, et l'étude de ce risque se fait en dynamique, car les phénomènes sont liés à la résonance qui correspond à la coïncidence de la fréquence de vibration de l'excitation avec celle des fréquences de vibration propre de la structure.

Pour éviter ce risque, il faut diminuer l'énergie reçue par le séisme afin d'augmenter la stabilité de structure, réduire les vibrations ; donc la protection contre les séismes et les vents, et pour être efficace contre ces actions éventuelles dues au chargement dynamique, il est préférable d'introduire des dispositifs qui permettent de détecter la fréquence de vibration de la structure à amortir et celle de l'excitation et de limiter l'effet de cette dernière par l'introduction de la rigidité et/ou d'amortissement, et ça c'est ce qu'on appelle le contrôle.

Les méthodes innovantes de contrôle des structures sont devenues, dans les dernières années d'actualité importante, elles permettent de projeter des structures pour résister encore plus, sans dégâts appréciables à des actions dynamiques, parmi ces méthodes on peut choisir les contreventements tels que les murs voiles, les amortisseurs antisismiques.

Introduction générale

L'objectif de ce projet est l'analyse d'une structure en béton armé équipée d'un nouveau système de contrôle des excitations basée sur l'utilisation des amortisseurs à masse accordée (en anglais, « Tuned Mass Dumper » abrégé « TMD »).

Dans ce mémoire, on commence, en chapitre 1, par une brève revue bibliographique sur les différents types de systèmes de contrôle de réponse sismique en précisant leurs principes de fonctionnement. Celui du système TMD est défini en chapitre 2, ou un exemple d'un cas bibliographique est détaillée. Dans le chapitre 3, l'ouvrage a étudié est présenté (dimensions, charges...) et analysé dynamiquement. Une analyse paramétrique a été ensuite menée sur le bâtiment proposé lorsqu'il est équipé d'un TMD, et est résumé dans le chapitre 4. La variation du rapport des masses, les positions du TMD en plan et en élévation ainsi que le nombre des dispositifs TMD sont les principaux paramètres qui ont été prise en compte. Dans la fin de ce chapitre, une étude comparative a été faite lorsque la même structure est contreventée par des murs voiles. Les résultats obtenus montrent que les TMD ont une influence positive en termes de réduction de réponse dynamique.

Chapitre 1 : Généralités et Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

Afin de minimiser l'effet des vibrations importantes des structures lors d'application des chargements dynamiques, les ingénieurs ont présenté et développé de différents systèmes pour contrôler les excitations sismiques des structures et diminuer ainsi leur réponses. On présente dans ce chapitre ces systèmes qui diffèrent d'un type à un autre selon le fonctionnement et la façon de contrôler la structure.

1.2 Les différentes méthodes de contrôle utilisées dans les structures :

Les systèmes de protection sismique peuvent être classés en quatre catégories comme le montre la figure (1.1). Ces catégories sont expliquées dans les sections 1.2.1 à 1.2.4.

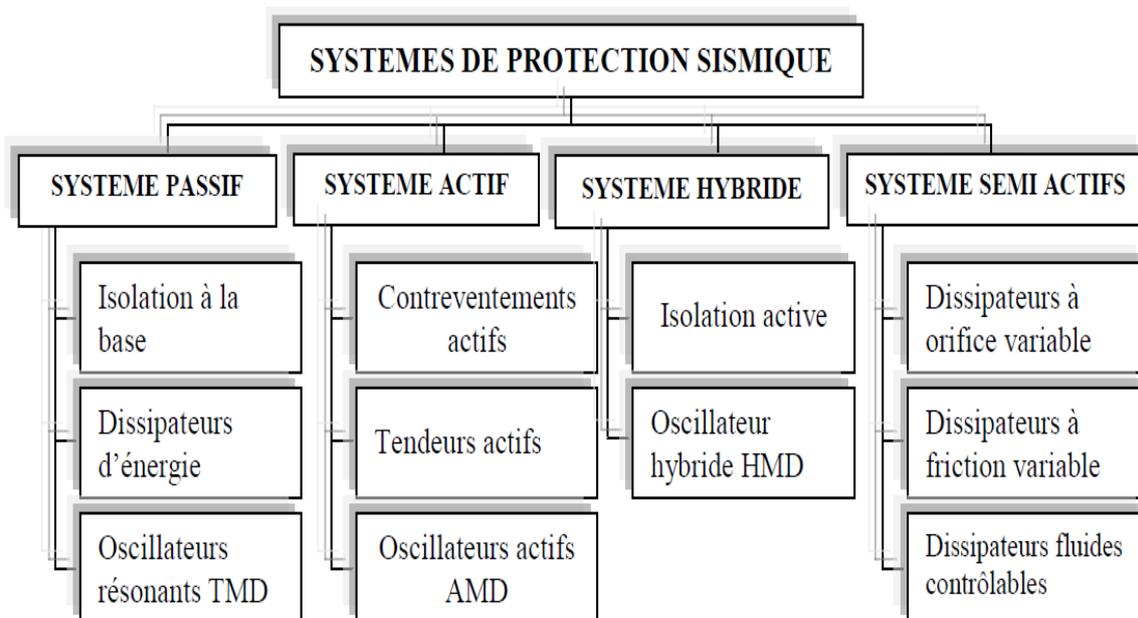


Figure 1. 1: Les catégories des systèmes de protection sismique (Djellouli, 2012).

1.2.1 Systèmes de contrôle passif :

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout des matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissant, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure.

Principalement, il existe trois catégories de systèmes passifs ; la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie (Ben Mekki, 2006) et la troisième c'est les oscillateurs résonants TMD.

1.2.1.1 Systèmes d'isolation sismique :

Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations (Ducarne, 2005).

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites.

Les systèmes d'isolations sismique sont composés principalement par :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale.
- Un dispositif de dissipation d'énergie, il sert à contrôler la déformation.
- Un système de retenue

En trouve deux types de systèmes :

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 qu'il est illustré à la figure 1.2.

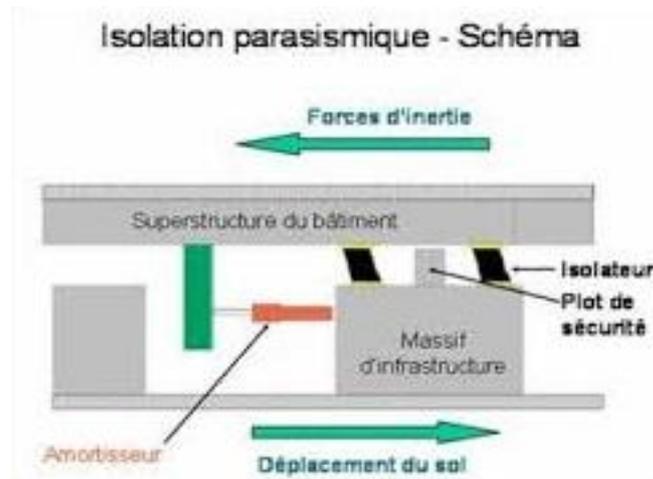


Figure 1. 2: Isolation parasismique.

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 (Ben Mekki, 2006).

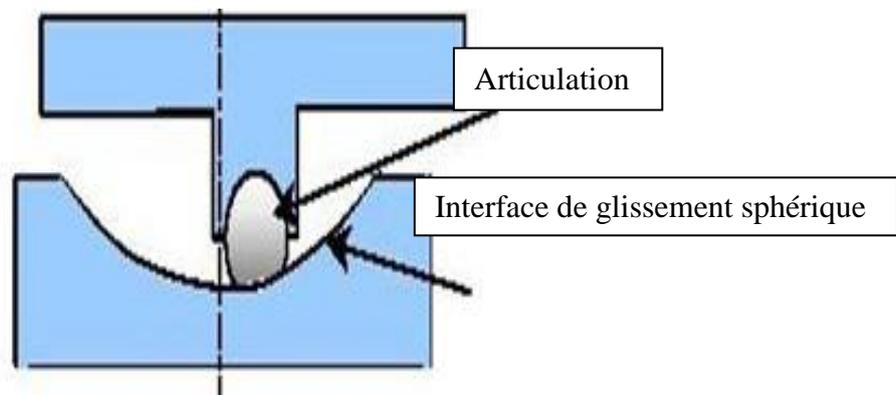


Figure 1. 3: Isolateur de type pendule à friction (Ben Mekki, 2006).

1.2.1.2. Systèmes de dissipation d'énergie :

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure (Bentifour, 2013), on trouve les types suivants :

a- Les amortisseurs à fluides visqueux :

Les amortisseurs à fluide visqueux (fig1.4) 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 (Bentifour, 2013).

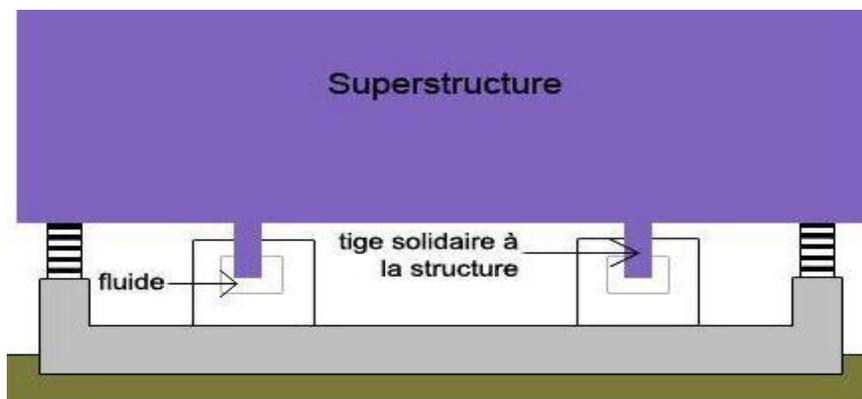


Figure 1. 4: Amortisseurs visqueux (Bentifour, 2013).

b- Les amortisseurs à frottement :

Après un séisme, ces amortisseurs ceux-ci se déforment peu et retrouvent aisément leur position initiale. Dans le cas de ces 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 1.5) (Bentifour, 2013).



Figure 1. 5: Amortisseurs à frottement (Bentifour, 2013).

c- Les amortisseurs à liquide accordé (Tuned liquid damper) :

L'amortisseur à liquide accordée est un système qui 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 (Djellouli, 2012), la figure (1.6) présente un exemple de ce type d'amortisseur.



Figure 1. 6: Structure One Rincon Hill (San Francisco) (Bentifour, 2013).

e- Les amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper (TMD)) :

Les Amortisseurs à masse accordée sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art, permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou d'autres causes (Spencer, 2003). Ceci est attaché à la structure afin de réduire la réponse dynamique de la structure.

L'amortisseur est « accordé » parce que sa fréquence est réglée à une valeur particulière de telles sortes que lorsque la fréquence est excitée, l'amortisseur résonnera hors de la phase avec le mouvement de la structure, absorbant de se fait l'énergie sur la structure.

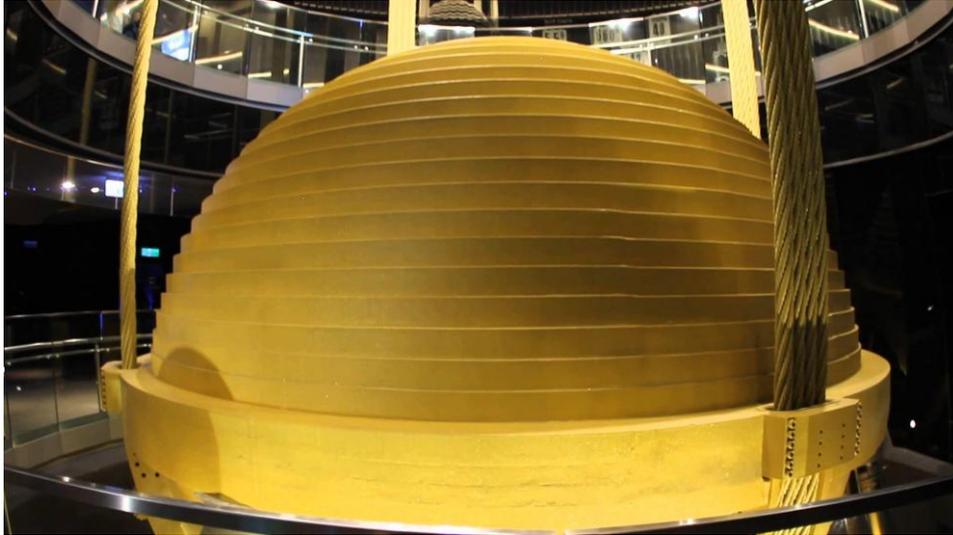


Figure 1. 7: Une masse TMD installé dans le tour de TEIPEI.

1.2.2. Le contrôle actif :

Un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs utilisent des informations fournies par des capteurs qui mesurent l'excitation de la structure pour élaborer une commande. Cette commande est envoyée grâce à un amplificateur sur les éléments piézoélectriques (Bentfour, 2013), en utilisant pour leur fonctionnement une source d'énergie externe importante, qui est de l'ordre de dizaines de kilowatts pour les petites structures et peut atteindre plusieurs mégawatts pour les grandes structures (Ben Mekki, 2006). Ces forces peuvent être utilisées pour ajouter ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Ce sont des systèmes très coûteux à concevoir et sont chers d'utiliser en raison des grandes quantités d'énergie dont ils ont besoin (Ben Mekki, 2006).

Un système de contrôle actif des structures à la configuration de base indiquée dans la figure 1.8:

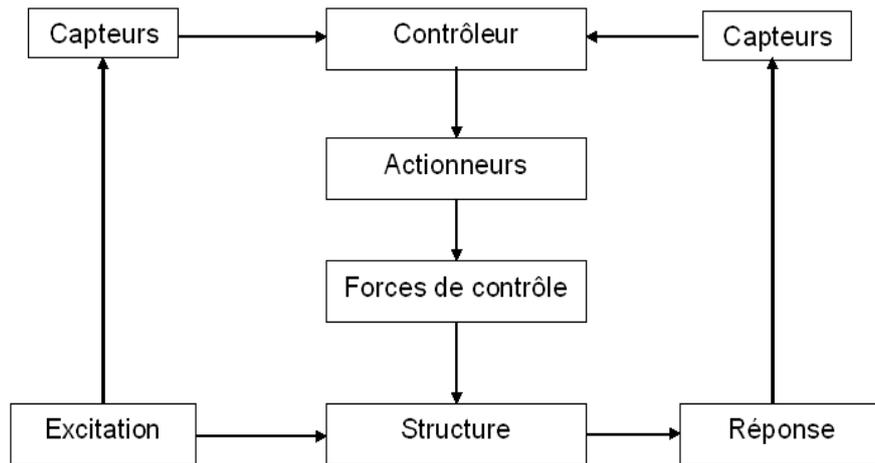


Figure 1. 8: Diagramme de contrôle actif (Ben Mekki, 2006).

Pour ce contrôle on a plusieurs types d'amortisseur :

1.2.2.1 Amortisseur de contreventement actif :

Ce système de contrôle permet l'expansion et la contraction longitudinale des entretoises par des actionneurs hydrauliques insérés entre les éléments de contreventement et formant une partie interne du système de contreventement. Le système de contrôle inclut également une force d'alimentation hydraulique, un contrôleur analogique et numérique et des capteurs analogiques [8].

1.2.2.2 Amortisseur de tendeur actif :

Le système de tendeur actif (figure.1.9) se compose de quatre câbles et un actionneur hydraulique. Les câbles sont attachés à l'étage supérieur par une de leurs extrémités tandis que les autres extrémités sont attachées à un cadre horizontal rigide quatre poulies. La structure est reliée à la tige du piston d'un actionneur hydraulique dont le mouvement est contrôlé par une servovalve proportionnelle à la différence entre le signal analogique et le déplacement effectif du piston de tige. De cette façon, les tensions des câbles sont activement modifiées, et produisent des forces de contrôle horizontales sur la structure (Tayebi et Abed, 2013).

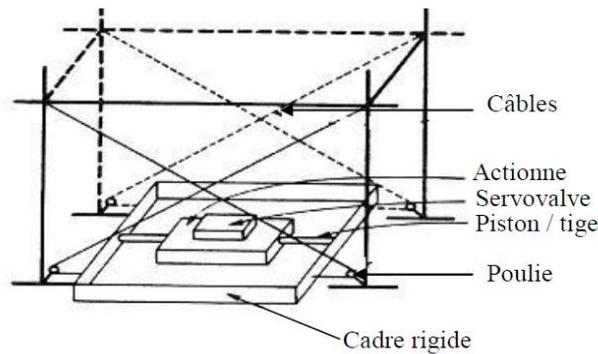


Figure 1. 9: Amortisseur de tendeur actif (Tayebi et Abed, 2013).

1.2.2.3 Amortisseur de masse active (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. 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 permet le contrôle de la réponse au cas de séisme (Ben Mekki, 2006). Un exemple de ce type d'amortisseur est montré par la figure 1.10.

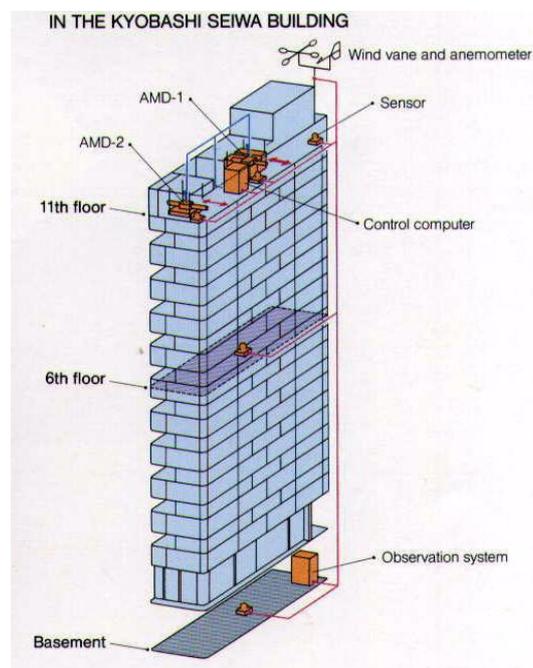


Figure 1. 10: Bâtiment de Kyobashi Seiwa avec le système AMD (Ben Mekki, 2006).

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 (Landry et Imura, 2008) 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. On trouve dans ce cas les types suivants :

1.2.3.1 Isolation active :

Ce système d'isolation peut réduire le déplacement relatif des étages et l'accélération absolue de la structure, la combinaison avec le contrôle actif est capable d'obtenir à la fois un faible déplacement et, en même temps, de limiter le maximum de déplacement de base avec un ensemble simple de forces de contrôle, (Ben Mekki, 2006).

1.2.3.2 Amortisseur de masse hybride (HMD) :

Il est une combinaison d'un amortisseur de masse accordée (TMD) et d'un actionneur de contrôle actif. La capacité de ce dispositif de réduire les réponses structurelles se fonde principalement sur le mouvement normal du TMD. Et son efficacité dépend des forces de l'actionneur de contrôle, ce dernier sont utilisées pour augmenter l'efficacité de l'HMD et d'augmenter sa fiabilité aux changements des caractéristiques dynamiques de la structure.

Le HMD consomme moins d'énergie, Un exemple réussi de l'exécution du système HMD est le bâtiment de Sendagaya INTES à Tokyo en 1991 (Djellouli, 2012), Comme l'illustre la figure1.11.



Figure 1. 11: Le bâtiment de Sendagaya INTES (Djellouli, 2012).

1.2.3.3 Système de contrôle semi actif :

Comme pour le contrôle actif, le système de contrôle semi actif nécessite des capteurs, processeurs et actionneurs (figure 1.12). L'énergie demandée peut être fournie par une simple batterie. Cette énergie sert seulement à modifier les caractéristiques mécaniques des dispositifs de contrôle passif, donc, ce système représente une évolution des systèmes passifs (Ben Mekki, 2006).

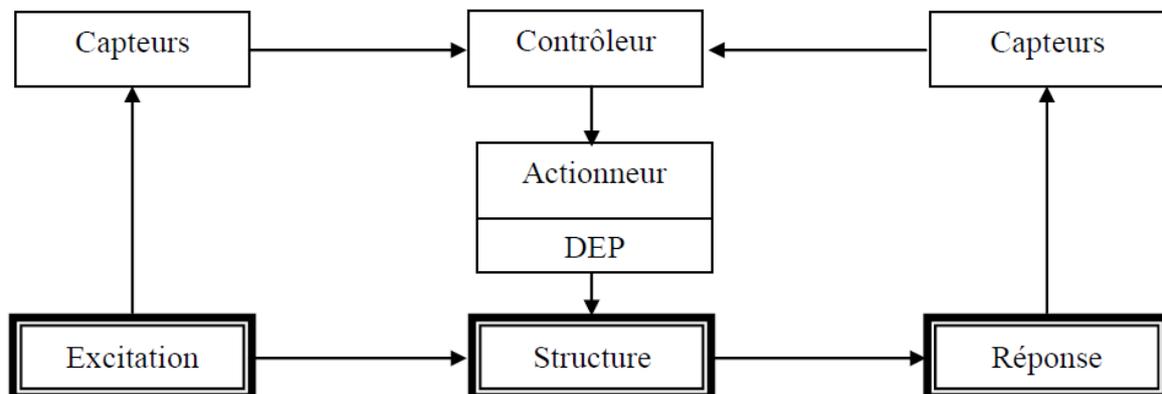


Figure 1. 12: Structure avec contrôle semi actif (Djellouli, 2012).

Le système de contrôle semi actif est plus fiable et plus simple que le système de contrôle actif puisque il fonctionne comme des dispositifs passifs en cas de panne de courant est plus efficace pour réduire la réponse structurelle que d'autre système de contrôle passif.

Cette technique convient pour être utilisée dans certains bâtiments ou équipements importants. Actuellement, il existe différents types d'amortisseurs semi actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil :

- Amortisseur à orifice variable.
- Amortisseur à friction variable.
- Amortisseur à fluide contrôlable.

1.3 Les amortisseurs à masse accordée TMD :

1.3.1 Histoire de TMD :

Le concept TMD a été d'abord appliqué par Frahm en 1909 (Frahm, 1909), pour réduire le mouvement des bateaux quand ils subirent 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 Den Hartog, 1928), suivie d'une discussion détaillée des réglages optimaux et de l'amortissement dans le livre de Den Hartog (Den Hartog, 1947) 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 (Bentifour, 2013).

1.3.2 Explication de la fonction des amortisseurs à masse accordée :

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 contrepoids pour une structure (Bentifour, 2013) ; Quand la structure commence à vibrer, le TMD est excité par le mouvement de la structure (figure 1.13), sa masse s'oppose toujours au mouvement de la structure et par conséquent amortie ou réduit le mouvement vibratoire de la structure (Tayebi, 2013). La fréquence normale du dispositif est toujours choisie pour assortir une des fréquences normales du système vibratoire.

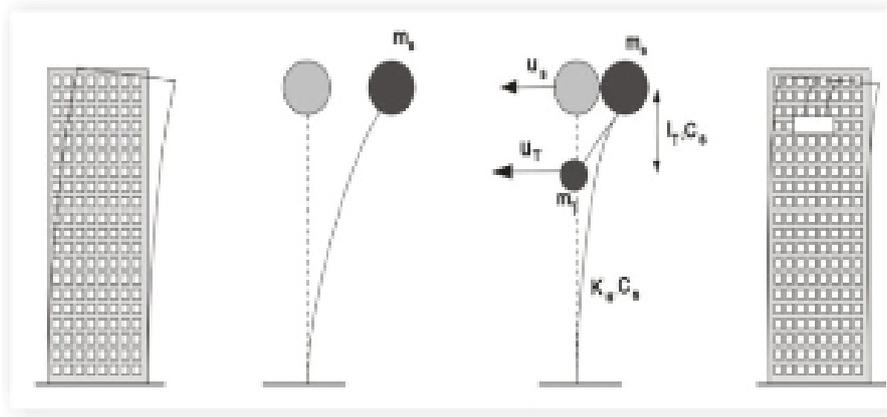


Figure 1. 13: TMD simplifié modèle de 2 masses (Tayebi, 2013).

Ces amortisseurs sont couramment utilisés dans différentes structures du génie civil, comme les bâtiments et les ouvrages souples tels que les passerelles, les ponts suspendus et les ponts à haubans, la performance de ces amortisseurs est très liée aux réglages de leurs paramètres (Landry et Winkel, 2008).

Dans la figure ci-dessous, on présente les trois premiers modes de vibrations d'un bâtiment à 12 étages, l'analyse modal a été faite pour trois exemples, premier qui ne possède pas de TMD ,le deuxièmes avec TMD placé au 10eme étages et le troisièmes au 8eme étages ,(Chey et al, 2010) .

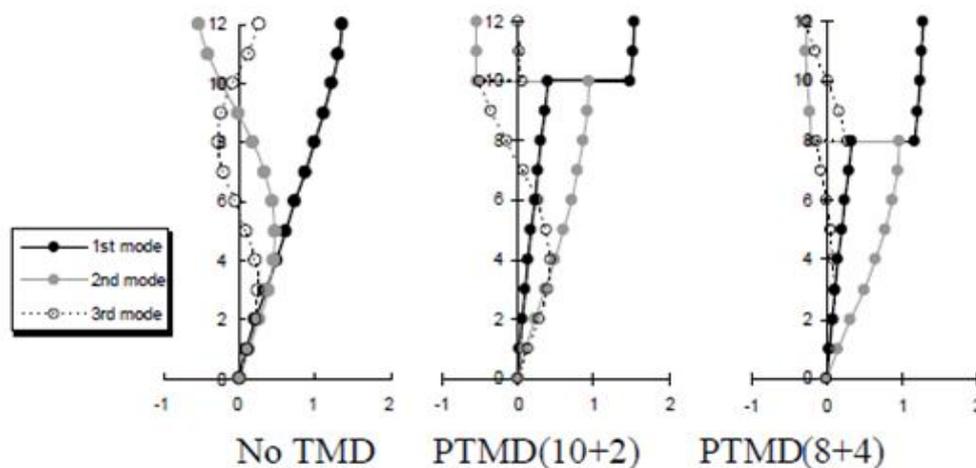


Figure 1. 14: L'analyse modale des structures avec TMD (Chey et al, 2010).

On remarque que les structures avec TMD ont suivi deux comportements de vibrations déferents ; le premier comportement domine les étages supérieurs et le second, d'amplitude beaucoup plus faible et domine les étages inférieurs. Ces deux comportements de vibration sont découplés par la couche d'isolation dans l'étage qui contient le TMD, et une partie de l'énergie reçue par le séisme sera piégé.

Pour celui l'incontrôlé (sans TMD) ne subit qu'un seul mode de vibration pour tous les niveaux, ce qui indique vraiment que l'endroit de l'installation du TMD a une grande efficacité pour avoir un bon comportement lors de l'application du chargement.

1.3.3 Applications de système TMD en génie civil :

1.3.3.1 Applications de TMD sur les structures de grande hauteur :

Les tours et les structures sont les ouvrages les plus menacés de rupture par les chargements dynamiques (séisme, vent), et l'application de la masse accordée permet de réduire les excitations et les vibrations.

L'un des exemples les plus spectaculaires de l'application des systèmes TMD dans les bâtiments est la tour de Taipei101 qui se trouve dans la zone de *Xinyi* à Taipei (Taiwan), Taipei101 est actuellement le deuxième gratte-ciel réalisé le plus haut du monde.

Il a 101 étages au-dessus du sol et 5 étages en sous sol, avec une hauteur totale de 508 mètres de la terre jusqu'au sommet, et le plus grand amortisseur à masse accordé (TMD) du monde (figure 1.15) (Tayebi, 2013).



Figure 1. 15: TMD pendulaire de la tour de Taipei (Taybi, 2013).

1.3.3.2 Applications de TMD sur les ponts :

Aujourd'hui, il existe de nombreux ponts conçus en utilisant la technologie des TMD. Il est clair qu'un pont est soumis à différents types de sollicitations, comme le vent et les séismes. C'est pour cela que l'application de l'amortissement à masse accordée peut être une méthode de contrôle ou réduction des vibrations quand le pont est soumis à un mouvement sismique.

L'un des exemples les plus spectaculaires de l'application des systèmes TMD dans les ponts est le Millenium Bridge (figure 1.16), c'est un pont suspendu en acier pour piétons qui traversent la Tamise à Londres, il est détenu et géré par Bridge House Estates. La construction du pont a commencé en 1998, avec l'ouverture en 10 Juin l'an 2000. Il a été fermé après deux jours de son ouverture après une marche au nom de « Save the Children », et a cause de certaine mouvements de balancement dans les deux premiers jours le pont a été fermé pendant deux ans pour éliminer les oscillations et il a été ouvert en 2002 (Ben Mekki, 2006).



Figure 1. 16: Le pont du Millenium, Londres, 2001 et l'utilisation du TMD.

Généralité et Recherche Bibliographique

Il se compose de 50 TMD vertical, de poids : 1000 -2000kg, fréquence 1,2- 2,2 Hz et de 8 TMD horizontal qui pèsent 2500Kg, leur fréquence est de 0,45 avec, une longueur de 330m et une largeur de 4m.

1.3.4 Exemples d'applications de TMD dans le monde :

Le tableau 1.1 présente quelque exemple d'utilisation des TMD dans le monde.

Tableau 1. 1: Applications des TMD dans le monde (Bentifour, 2013).

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

1.4 Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les différentes méthodes et technologies disponibles pour résister aux effets sismiques et protéger ainsi nos structures. D'après la bibliographie, le TMD démontre une bonne efficacité pour la réduction des déplacements des structures lors d'application d'un chargement dynamique tel que le séisme ou le vent.

Afin d'avoir un bon fonctionnement du système TMD lors du séisme, il est impératif de savoir comment le dimensionner et comment l'installer, chose qui va être détaillée dans le chapitre qui suit.

Chapitre 2 : Conception des TMD

2.1 Introduction :

Les bâtiments élevés sont très sensibles envers les excitations dynamiques telles que les séismes et les vents. Dans ce chapitre, la conception ainsi que le principe de fonctionnement des TMD est détaillé. Un cas disponible en bibliographique est aussi présenté afin d'avoir une base de notre étude.

2.2 Fonctionnement du TMD :

2.2.1 Equation du mouvement :

Le TMD contient une masse, un ressort, un amortisseur comme il est indiqué dans la figure 2.1. Les termes m_1 , k_1 , c_1 et x_1 représentent la masse, la rigidité et l'amortissement de la structure, et m_2 , k_2 , c_2 et x_2 représentent la masse, le déplacement et l'amortissement du TMD. $F(t)$ est la force d'excitation. Le système est représenté dans la figure suivante:

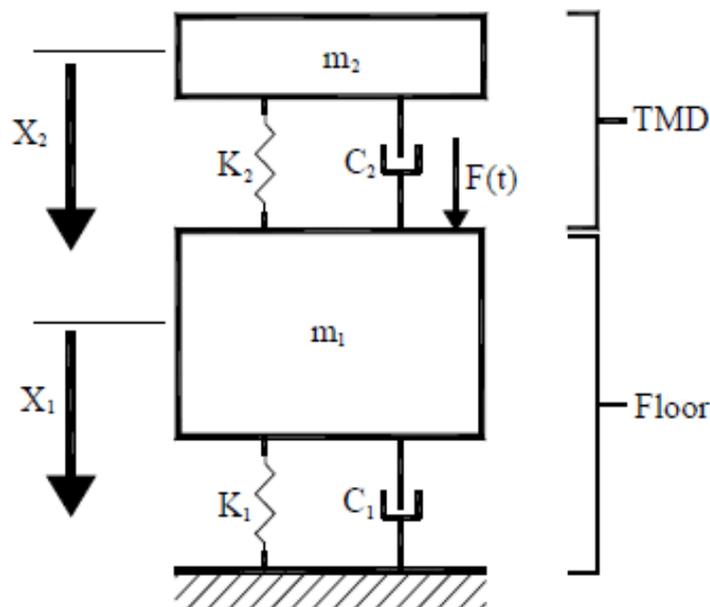


Figure 2. 1: Schéma représentative.

Les structures avec TMD peuvent être représentées par des systèmes avec 2 DDL, définie par une paire d'équations différentielles couplées de second ordre.

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

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

Où

c_2 : Amortissement du TMD

x_1 : Déplacement absolue du système principal

x_2 : Déplacement absolue du TMD

x_g : Déplacement du sol

2.2.2 Caractéristiques des TMD:

Premièrement le concepteur doit commencer par une étude paramétrique sur les caractéristiques du TMD avant sa réalisation, et déterminées le rapport de la fréquence et le coefficient d'amortissement du TMD pour avoir 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 combinée 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, Villaverde (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 ou se trouve le système

μ : Le rapport de masse

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 :

$$\mu = \frac{m_2}{\Phi_1^T [M] \Phi_1} \quad (2.5)$$

[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 des grands rapports de masse sont utilisés (moins de 0,5).

Conception des TMD

Alors, pour résoudre le problème des grands rapports masse ont proposé une 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_{2opt} , des systèmes de TMD sont définis comme suit:

$$f_{2opt} = \frac{1}{1+\mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}\right) \quad (2.6)$$

$$\xi_{p2opt} = \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}\right) \quad (2.7)$$

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

$$k_{2opt} = m_2 \omega_1^2 f_{2opt}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1+\mu}\right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}\right)^2 \quad (2.8)$$

$$c_{2opt} = 2m_2 \omega_1 f_{2opt} \xi_{p2opt} = \frac{2m_2 \omega_1}{1+\mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}\right) \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}\right) \quad (2.9)$$

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

2.2.3 Etude paramétrique :

Concernant les paramètres du TMD, le rapport de la fréquence optimale pour une structure a plusieurs degré de liberté f_{p2opt} et égale au rapport de la fréquence d'un système a 2 DDL pour un rapport de masse μ , c. a. d

$$f_{p2opt}(\mu) = f_{2opt}(\mu\emptyset) \quad (2.10)$$

\emptyset : est l'amplitude du premier mode ou se trouve le système TMD, et pour un facteur de participation unitaire.

L'équation de rapport de la fréquence optimale est obtenue à partir de l'équation de système de 2DDL en remplaçant μ par $\emptyset\mu$ (Sadek et al 1997).

$$f_{p2opt} = \frac{1}{1+\emptyset\mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\emptyset}{1+\emptyset\mu}}\right) \quad (2.11)$$

Le coefficient d'amortissement du TMD est égale au coefficient d'amortissement du système a 2 DDL multipliée par \emptyset :

$$\xi_{p2opt} = \emptyset \xi_{2opt} \quad (2.12)$$

L'équation du coefficient d'amortissement ξ_{p2opt} est définie comme suit :

Conception des TMD

$$\xi_{p2opt} = \emptyset \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (2.13)$$

Pour les structure a plusieurs degré de libertés, les paramètres optimaux de la rigidité et de l'amortissement peuvent être écrit donc comme suit :

$$k_{p2opt} = m_2 \omega_1^2 f_{p2opt}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1+\mu\emptyset} \right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\emptyset}{1+\mu\emptyset}} \right)^2 \quad (2.14)$$

$$c_{p2opt} = 2m_2 \omega_1 f_{p2opt} \xi_{p2opt} = \frac{2m_2 \omega_1}{1+\mu\emptyset} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\emptyset}{1+\mu\emptyset}} \right) \emptyset \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (2.15)$$

Sachant que les modes propres donnés par le Sap2000 sont normalisés par rapport à la matrice masse, il faut d'abords calculer les modes propres pour un facteur de participation modale unitaire. Le calcul de ces modes propres est donné par la suite :

Le facteur de participation modale pour un mode i est défini comme suit :

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (2.16)$$

$$L_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\Delta\} \quad (2.17)$$

$$M_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i \quad (2.18)$$

Où :

Γ_i : Facteur de participation modale.

L_i : Facteur d'excitation sismique.

M_i : Masse généralisée.

$[M]$: Matrice masse de la structure.

$\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre.

$\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre.

$\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation.

Le facteur de participation modale unitaire conduit à $\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = 1$ et donc $L_i = M_i$.

La masse modale est définie par $m_i^* = \frac{L_i^2}{M_i}$.

2.3 Objectif de l'étude:

L'objectif de cette recherche est de trouver une méthode qui améliore la résistance des bâtiments élevés pour résister au chargement dynamique et réduire leurs réponses, les objectifs se résument par les points suivants :

- Modélisation de la structure avec le système TMD.
- Etude de l'effet de la distribution des TMD en plan pour trouver le model qui donnera le bon comportement.
- L'utilisation du système TMD comme un système alternative pour résister aux forces latérales qui résultent du séisme.

2.3.1 Présentation d'un cas bibliographique :

Le modèle à présenté dans ce chapitre est un bâtiment de 20 étages, sa réponse a été étudiée sans et avec plusieurs dispositions du TMD.

La figure 2.2 présente le schéma du TMD utilisé dans cette étude, il se compose d'un système à deux degrés de libertiné x et y, avec M_x , M_y , et C_x sont respectivement la masse, rigidité et amortissement du système dans la direction x et M_y , K_y et C_y sont respectivement la masse, la rigidité et l'amortissement du système dans la direction y.

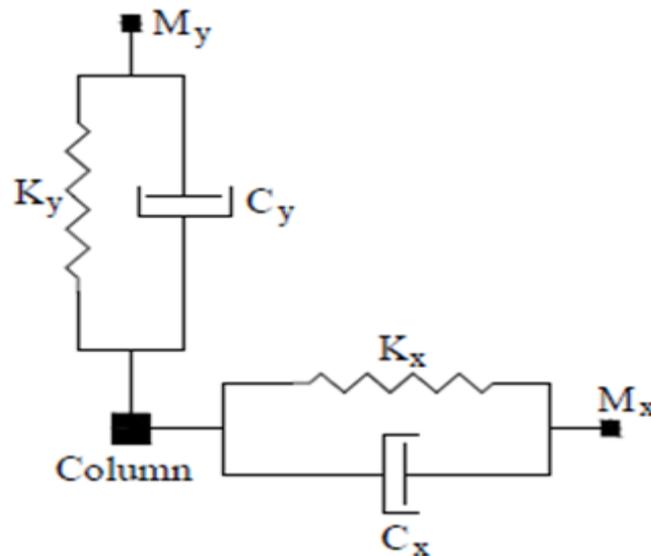


Figure 2. 2: Le schéma du TMD appliqué à la structure dans le sens X et le sens Y (A.Farghaly, 2012)

Conception des TMD

La figure 2.3 montre le plan de l'étage du bâtiment étudié :

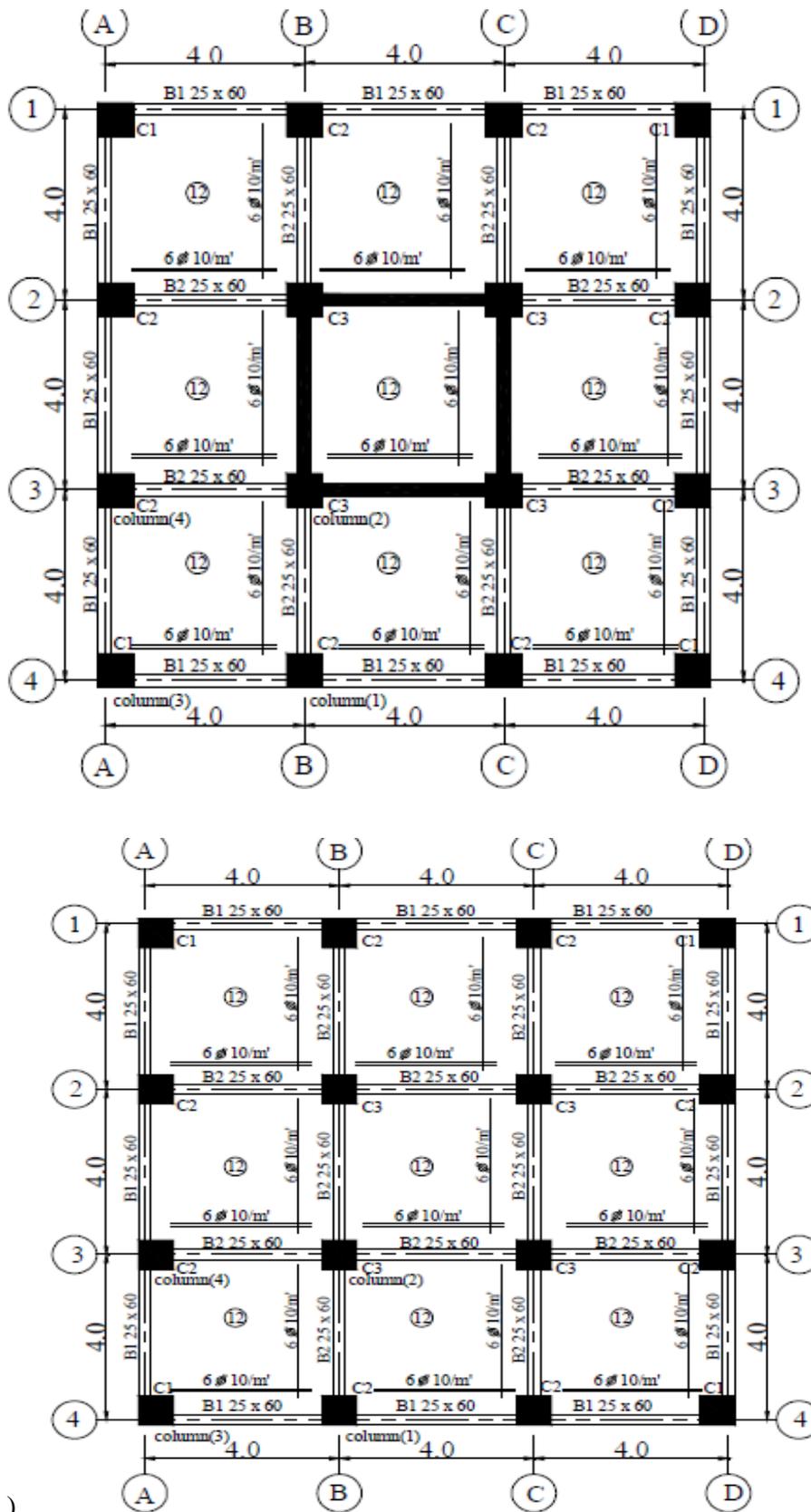


Figure 2. 3: Plan des étages du bâtiment avec voile et sans voile

2.3.2 Etudier l'effet de la disposition des TMD :

Pur étudier l'effet de la TMD sur le comportement du bâtiment lors d'un séisme quatre systèmes TMD ont été appliqués sur les 20 étages (hauteur d'étage de 3m) les différentes dispositions analysées sont présentés dans les figure 2.4 et 2.5.

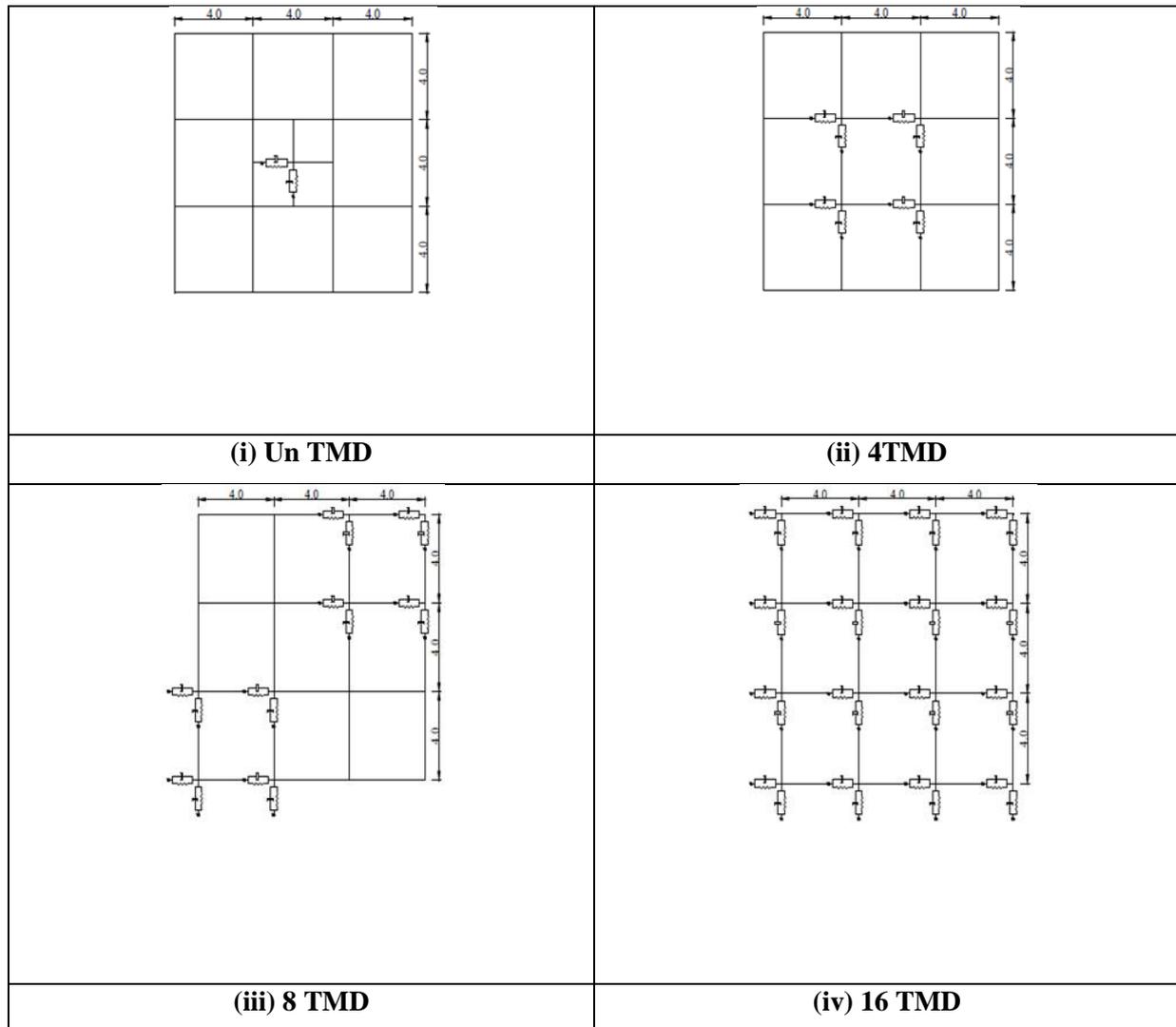
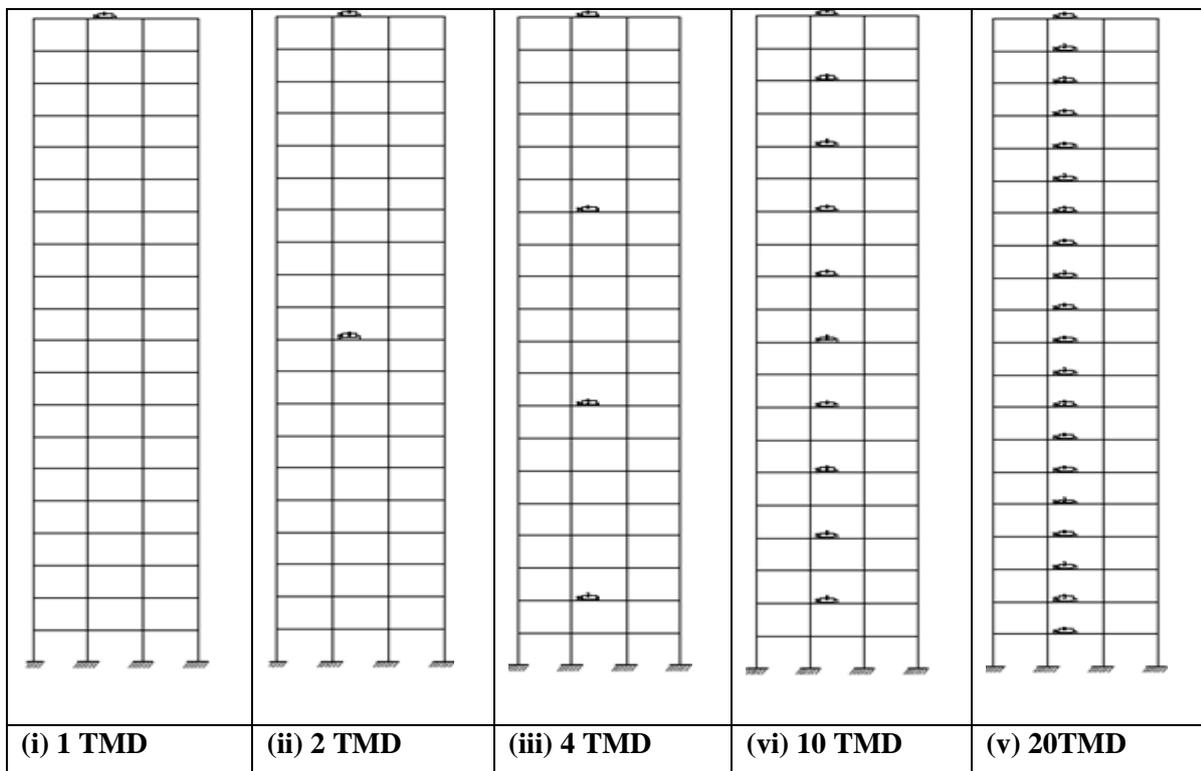


Figure 2. 4: La disposition horizontale des TMD (Farghaly, 2012).

2.3.3 Discussions des résultats :

2.3.3.1 l'analyse des déplacements :

Figure 2. 5: La disposition verticale des TMD (Farghaly, 2012).



Conception des TMD

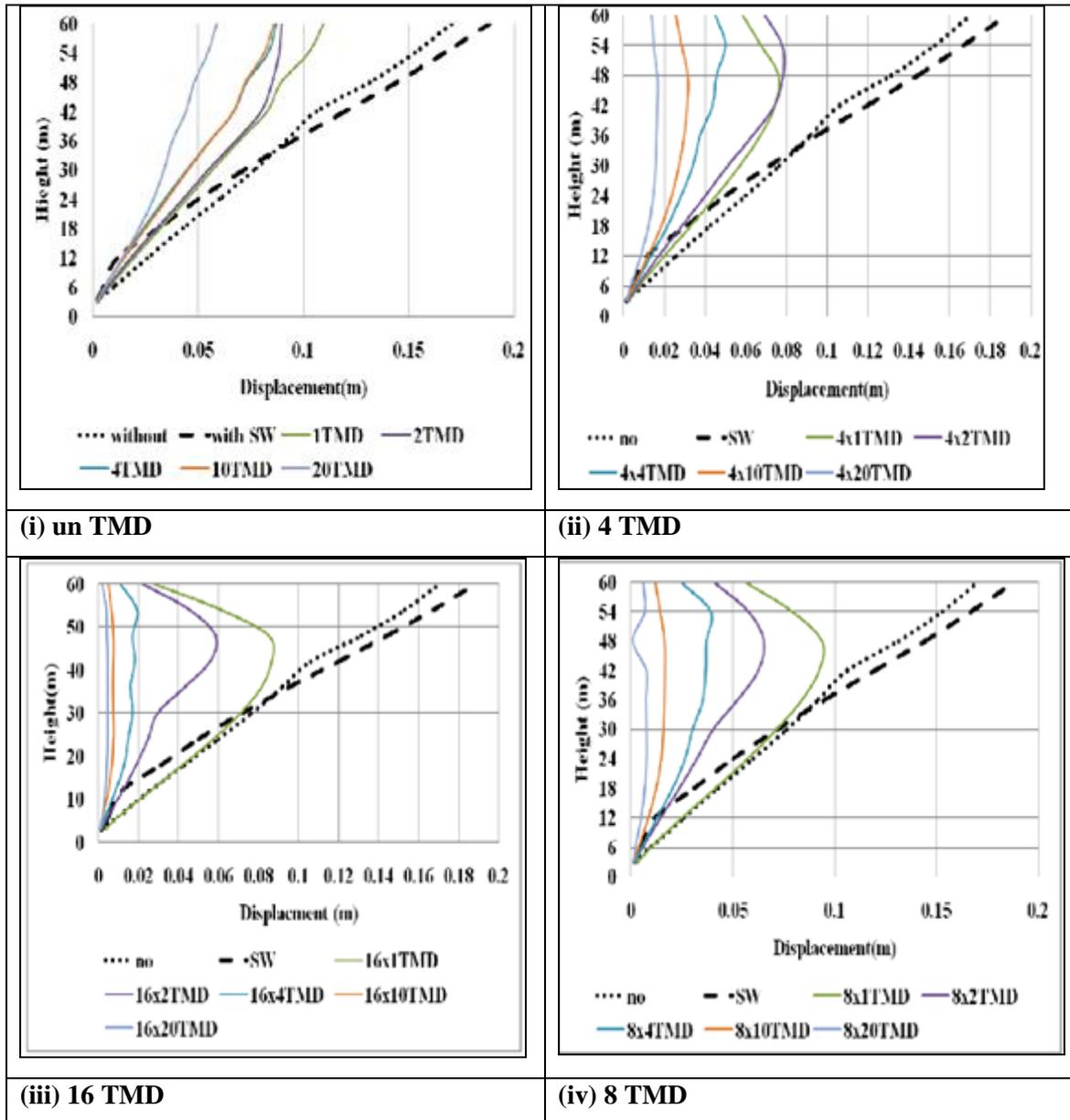


Figure 2. 6: Comparaison des déplacements du model sous un chargement sismique (Farghaly, 2012).

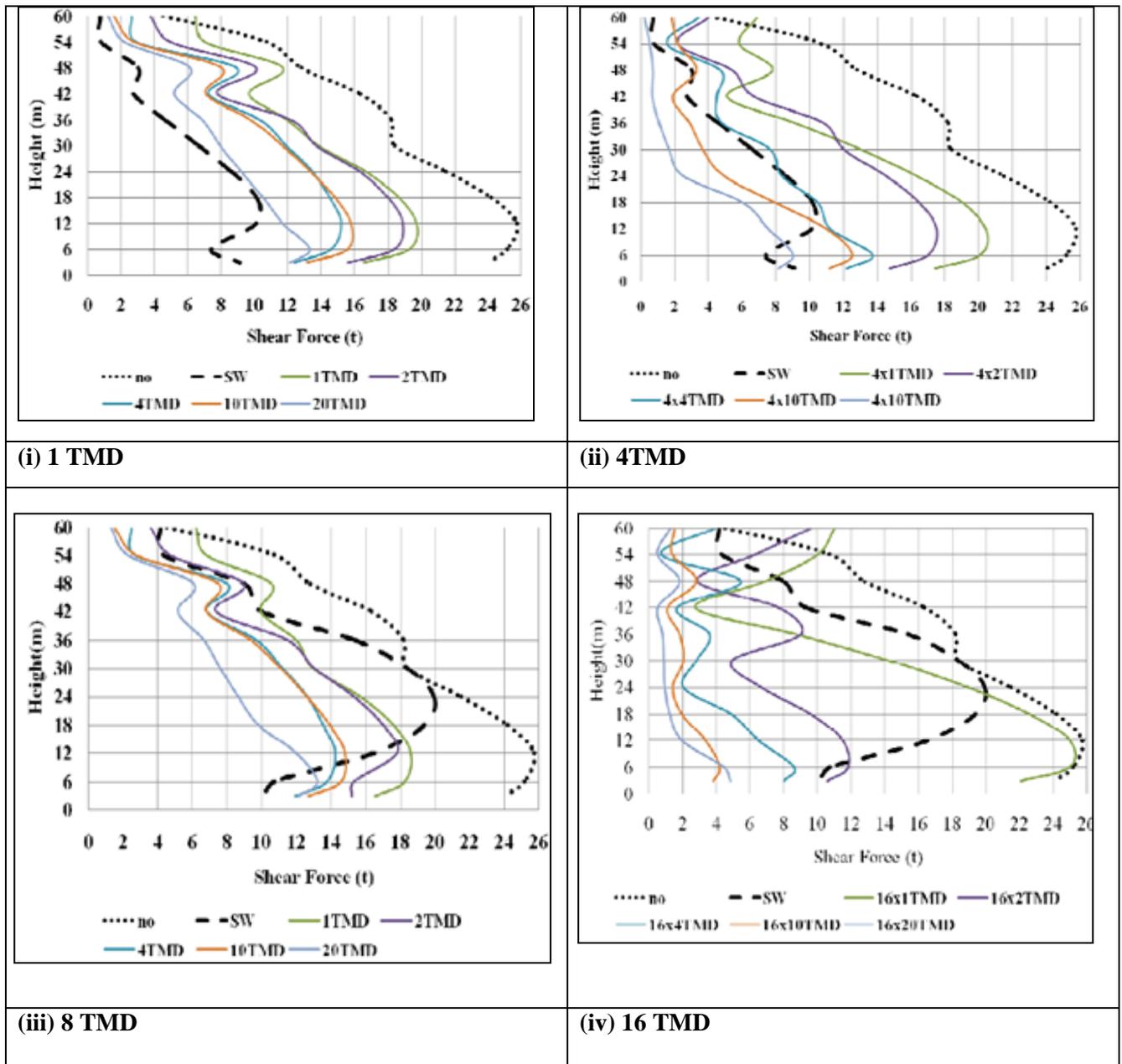
La figure 2.6 montre les résultats des déplacements de chaque étage sous le chargement sismique en utilisant la disposition des TMD proposés avant, les déplacements sont comparés avec les cas non TMD et avec voile (SW).

Selon les résultats les groupes d'arrangement qui ont été efficace dans la réduction du déplacement des étages apparaitre dans les groupes (exemple 20x16 : 20étages chaqu'un contient 16TMD), 20x16, 10x16, 20x8, 20x4, 10x8, 10x4, 4x8, 4x5, 2x16 , 2x8, 1x4 , 1x8.

2.3.3.2 Analyses des efforts tranchants :

Les figures suivantes montrent les résultats de l'effort de cisaillement appliqué sur les poteaux dans chaque étage sous un chargement sismique en utilisant les arrangements du TMD présentés précédemment en faisant la comparaison avec les cas non TMD et avec voile (SW).

Figure 2. 7: Effort tranchant dans la colonne 1(Farghaly, 2012).



Conception des TMD

Figure 2. 8: Effort tranchant dans la colonne 2 (Farghaly, 2012).

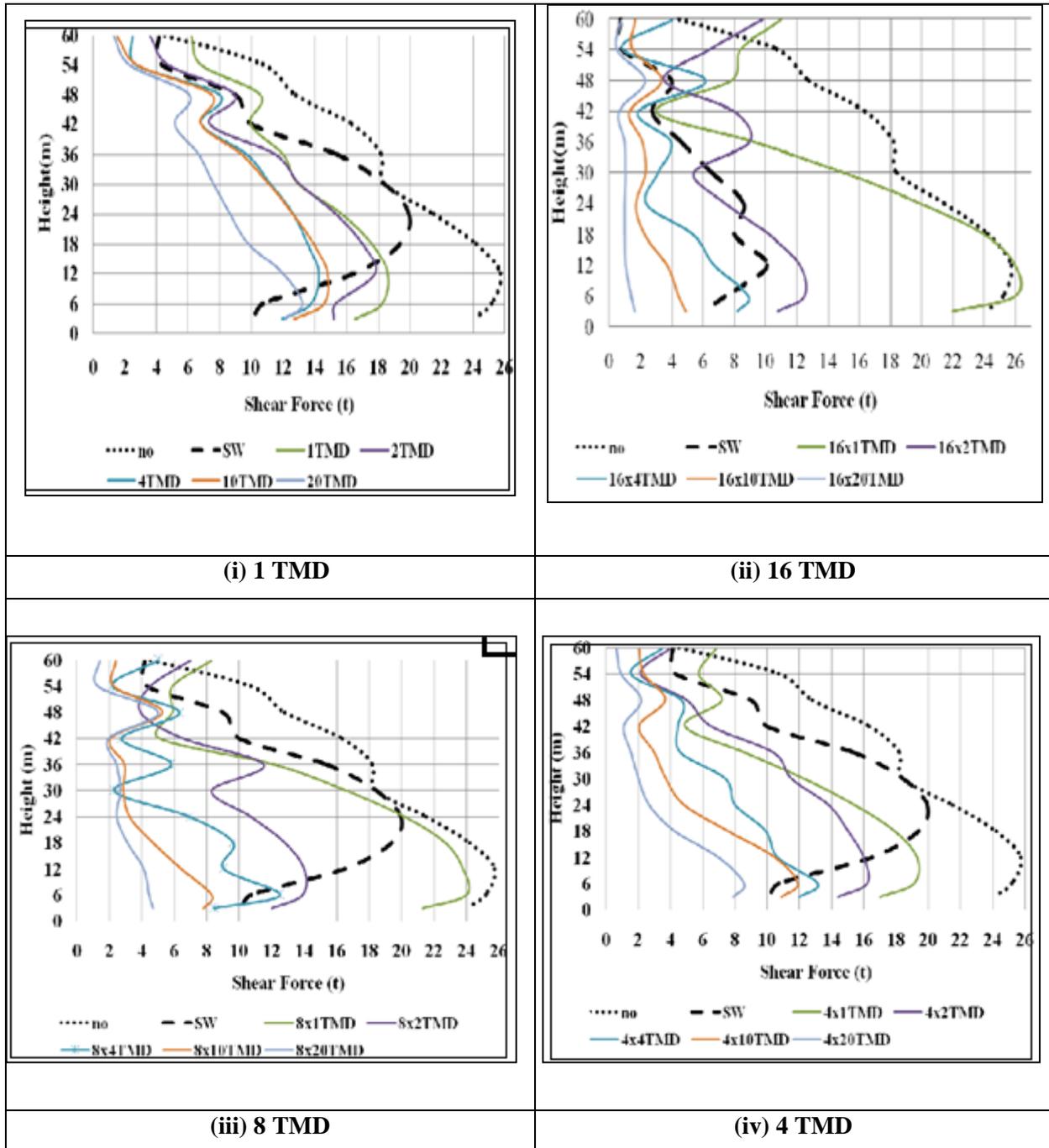


Figure 2. 9: Effort tranchant dans la colonne 3(Farghaly, 2012).

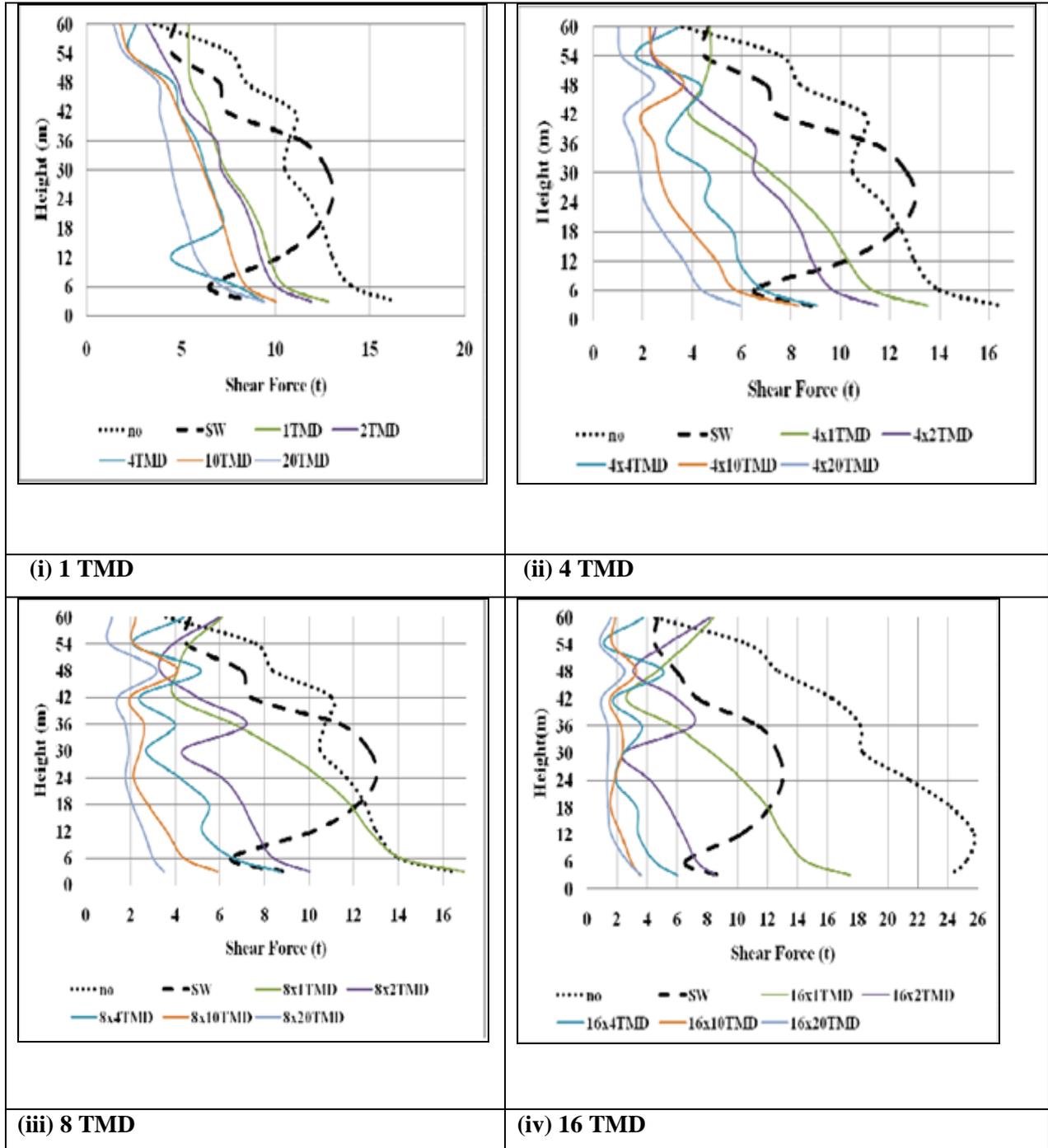
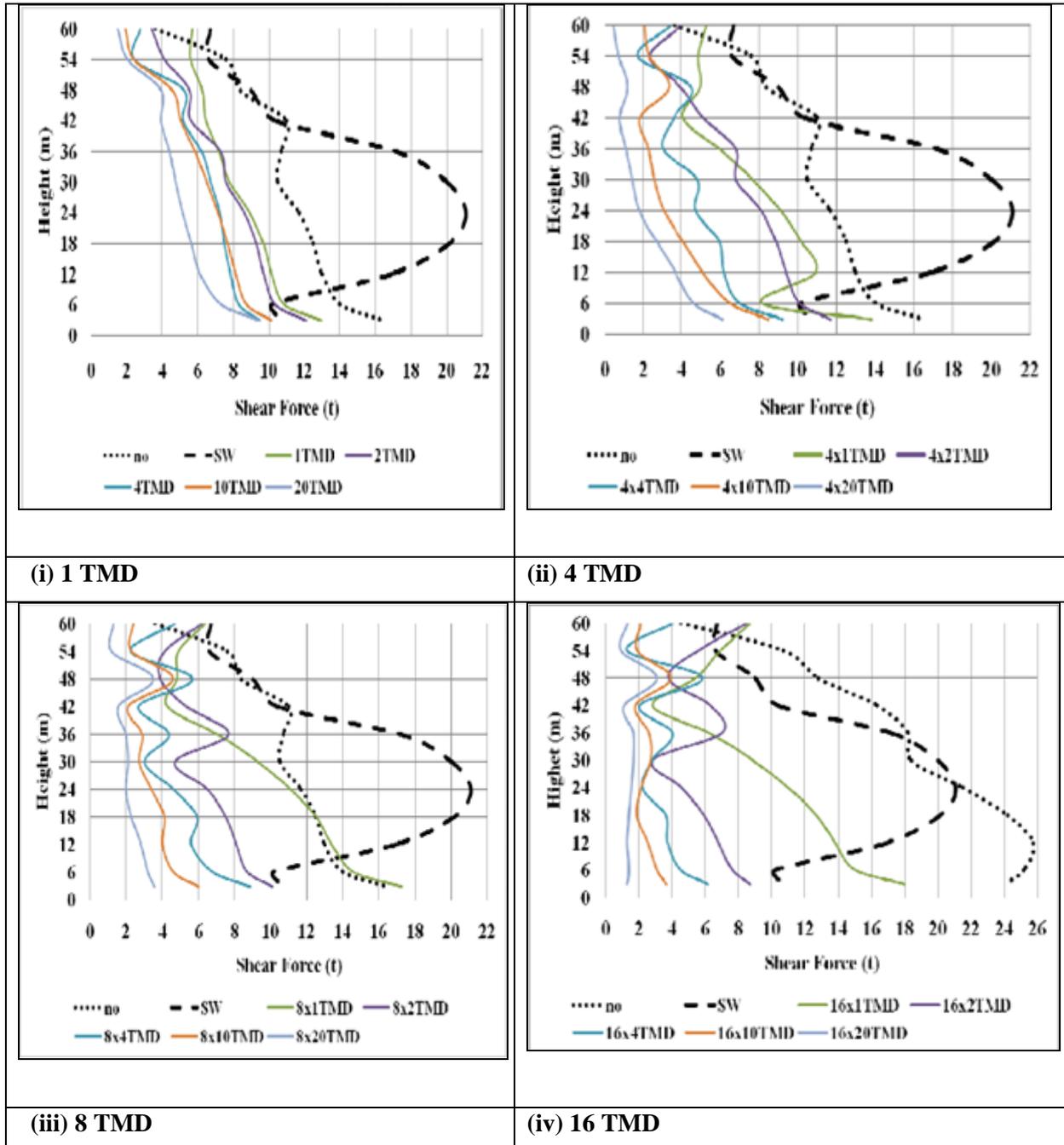


Figure 2. 10: Effort tranchant dans la colonne 4 (Farghaly, 2012).



La figure 2.7 montre le rapport entre les efforts tranchants à la base du poteau 1 avec et sans voiles est proche de 2,4.

La figure 2.8 montre le rapport entre les efforts tranchants à la base du poteau 2 avec ou sans voiles est proche de 2,64.

La figure 2.9 montre le rapport entre les efforts tranchants à la base du poteau 3 avec ou sans voiles est proche de 1,85.

La figure 2.10 montre le rapport entre les efforts tranchants à la base du poteau 4 avec ou sans voiles est proche de 1,53.

La performance des groupes des TMD dans la réduction de l'effort tranchant à la base du poteau (1) sont respectivement : 20x16, 10x16, 20x8, 20x4, 10x8, 10x4, 4x8 , 2x16, 2x8 , 1x4, et 1x16.

La performance des groupes des TMD dans la réduction de l'effort tranchant à la base du poteau (2) sont respectivement : 20x16, 20x4, 10x16, 20x8, 10x8, 10x4, 4x8, 4x16, 2x4, 2x8, 2x16, 1x4, 1x8 et 1x16.

La performance des groupes des TMD dans la réduction de l'effort tranchant à la base du poteau (3) sont respectivement : 20x16, 20x8, 10x16, 20x4, 7x16, 10x8, 10x4, 4x16, 4x8, 4x5, 2x4, 2x16, 2x8, 1x4, 1x8 et 1x16.

La performance des groupes des TMD dans la réduction de l'effort tranchant à la base du poteau (4) sont respectivement : 20x16, 20x4, 20x8, 10x16, 10x8, 5x16, 10x4, 4x5, 4x16, 4x8, 2x4, 2x8, 2x16, 1x4, 1x8 et 1x16.

2.3.3.3 Variation de l'effort tranchant à la base avec le déplacement pour les cas avec et sans TMD :

La figure 2.11 présente les graphes qui relient le déplacement avec l'effort tranchant à la base :

Conception des TMD

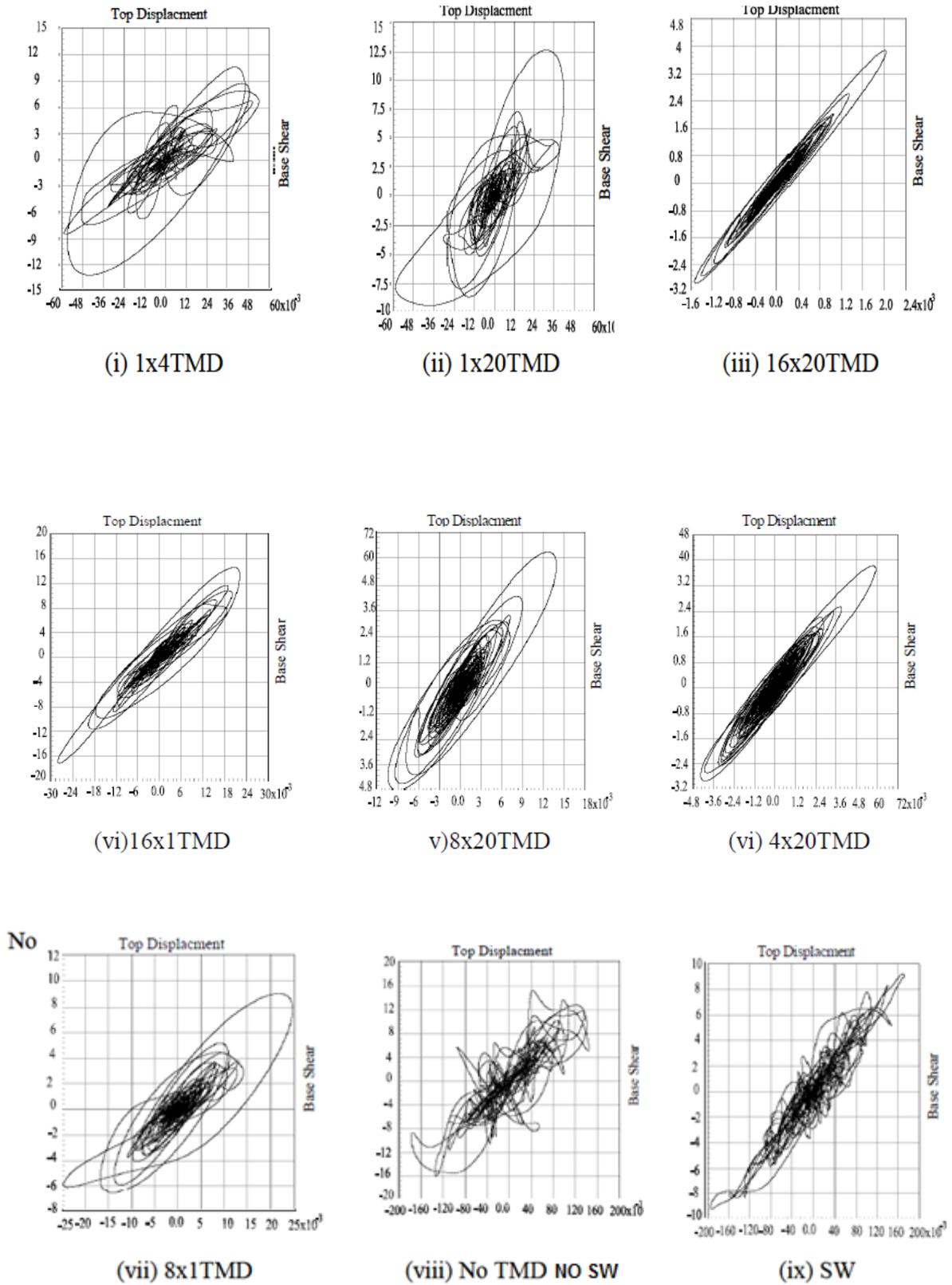


Figure 2. 11: La variation de l'effort tranchant à la base et le déplacement avec et sans TMD (Farghaly, 2012)

Conception des TMD

La figure 2.11 illustre la variation des efforts tranchants à la base avec les déplacements pour les différents modèles des TMD.

D'après les figures 2.11 (i) (ii), l'utilisation d'un seul TMD en plan le modèle a créé une allure irrégulière de la courbe qui relie les déplacements et les efforts tranchants à la base, ainsi un seul TMD appliqué sur chaque étage donne une forme aussi irrégulière à la courbe.

On remarque aussi que le regroupement des TMD par plan dans le modèle réduit la distribution irrégulière de la courbe.

Le groupe 16x20 a donné une forme linéaire à la courbe de variation de l'effort tranchant en fonction du déplacement.

2.4 Conclusion de l'étude présentée :

L'étude de la réponse sismique du bâtiment de grande hauteur en utilisant le système TMD montre l'efficacité de ce dernier à dissiper l'énergie sismique avec différents modèles et plusieurs arrangements :

- On peut réduire la réponse sismique de la structure avec l'utilisation du système TMD.
- L'application d'un seul TMD dans chaque étage a donné un bon comportement pour la réduction des déplacements et mieux qu'un seul TMD en étage supérieure.
- L'application d'un groupe de TMD est plus efficace dans la réduction des déplacements.
- Le groupe de 16 TMD est très efficace pour la réduction des déplacements et l'effort tranchant mais n'est pas économique.
- L'utilisation du système à 4TMD distribué en étages en élévation du modèle donne de bons résultats que le mur voile.
- La bonne distribution c'est mettre plusieurs TMD dans chaque étage en élévation pour le contrôle des vibrations.

Chapitre 3 : Présentation de l'ouvrage

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et dix étages est proposé d'être le cas de cette étude. Les dimensions des poteaux, poutres, planchers et voiles utilisées ici respectent les règlements en vigueur (BAEL et RPA). Une analyse dynamique sur la structure a été conduite afin d'extraire les caractéristiques dynamiques.

3.2 Description du bâtiment :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+10) implanté à ORAN qui est une zone de moyenne sismicité (zone 2a) classé dans le groupe 2 selon RPA99V2003, constitué d'un centre commercial au premier étage avec une cage d'escalier et cage d'assener.

Le bâtiment étudié a été dimensionné et modélisé dans le cadre d'un ancien mémoire de fin d'étude, celui de MERZOUK Mohammed Anwar, en 2013 (Merzouk, 2013). On note que quelques changements sur son plan ont été introduits.

3.2.1 Les dimensions :

Les caractéristiques en plan et en élévation sont les suivants :

- La largeur de construction : 10,50 m.
- La longueur de construction : 24,70m.
- La hauteur totale du bâtiment : 34,20m
- La hauteur du rez de chaussé : 02,80m.
- La hauteur d'étage: 02,80 m.
- La hauteur de la cage d'escalier : 2,80m

Présentation de l'ouvrage

3.2.2 Les plans :

Les figures 3.1 et 3.2 présentent respectivement les plans de façade principale et la coupe B-B :

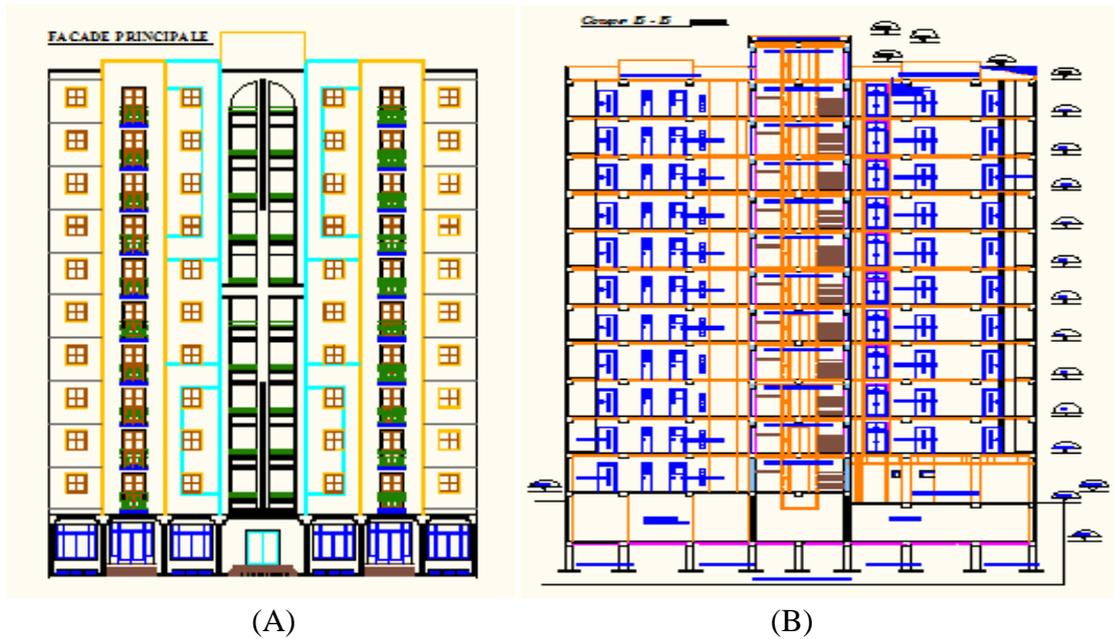


Figure 3. 1: (A) plan de façade principale, (B) plan de coupe B-B.

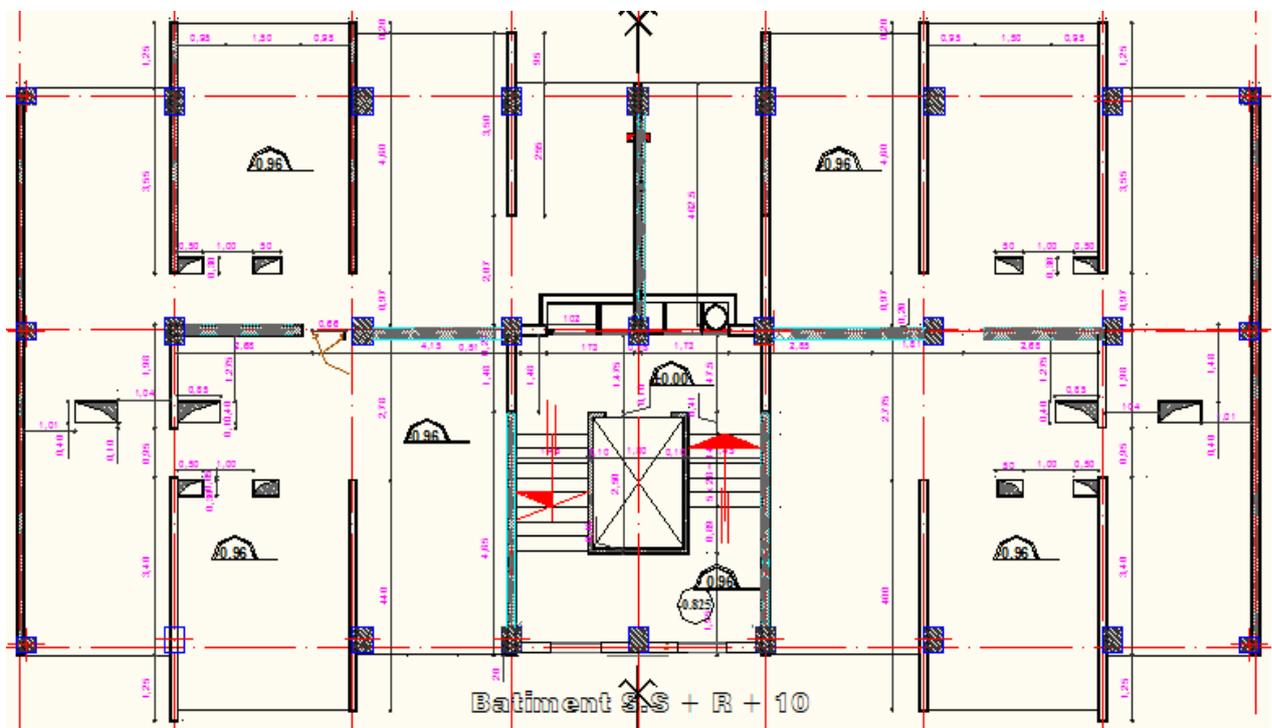


Figure 3. 2: Plan du RDC à usage commerciale.

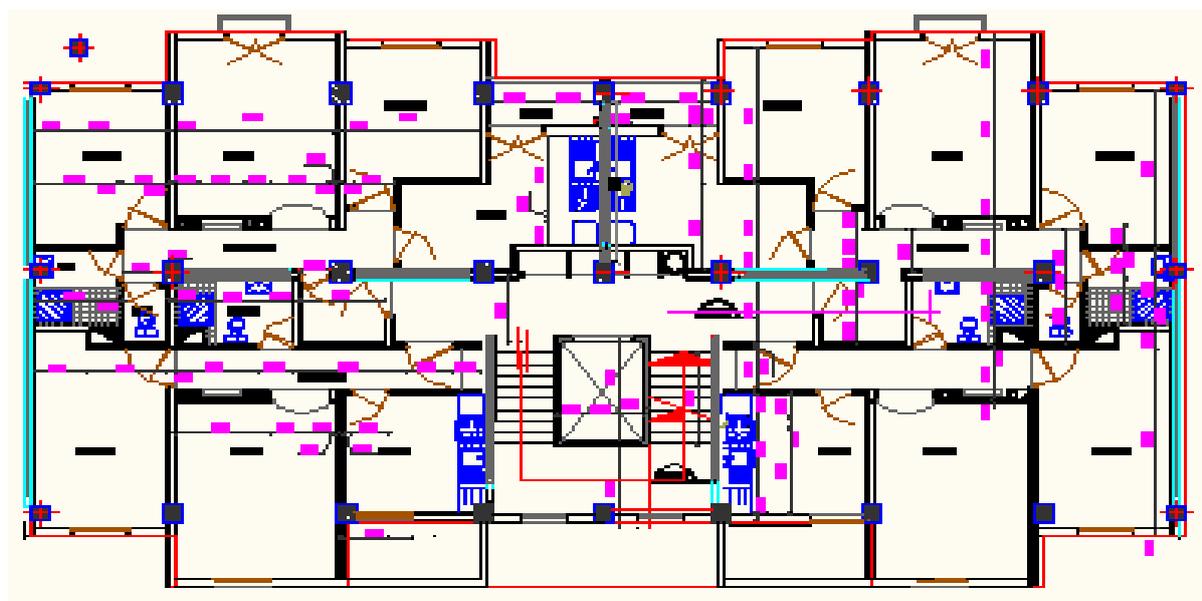


Figure 3. 3: Plan d'étage courant à usage d'habitation.

3.3 Descente des charges :

3.3.1 Les charges permanentes :

Les charges **permanentes** (notées **G** dans la réglementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de **manière définitive** sur le plancher considéré.

Ces charges sont données par les tableaux 3.1 à 3.6 pour le plancher terrasse, plancher étages courant, dalle pleine, murs extérieure, murs intérieurs et les voiles.

Tableau 3. 1: Charge permanente plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Enduit de plâtre	0,06	22	1,32
6	Corps creux	0,2	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=5.44

Tableau 3. 2: Charge permanente étage courant.

Présentation de l'ouvrage

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Un lit de sable fin	0,02	18	0,36
4	Dalle à corps creux	0,2	14	2,8
5	Forme de pente	0,02	10	0,2
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
				G=5,1

Tableau 3. 3: Charge permanente dalle pleine.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Un lit de sable fin	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Forme de pente	0,01	10	0,1
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
				G=5,95

Tableau 3. 4: Charge permanente murs intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Brique creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=2,44

Tableau 3. 5: Charge permanente murs extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G=1,3

Présentation de l'ouvrage

Tableau 3. 6: Charge permanente des voiles.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN/m)
1	Béton armé	0,25	25	6,25
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				6,89

Avec G du voile ext = 6.25+0.2+0.44=6.89 KN /m

G voile int = 6.25+0.2+0.2 = 6.65 KN /m

3.3.2 Les charges d'exploitation:

Les charges d'exploitation sont données par le tableau 3.7.

Tableau 3. 7: Surcharge d'exploitation.

Eléments	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible Plancher	1
étage courant (habitation)	1,5
Balcon et dalle pleine	3,5
Escalier	2.5

3.4 Dimensionnement des éléments du bâtiment :

3.4.1 Planchers :

a) Plancher à dalle pleine :

La dalle travaille dans deux sens ; son épaisseur est obtenue par (B.A.E.L)

$$\frac{l}{45} \ll ht \ll \frac{l}{40} \Rightarrow \frac{600}{45} \ll ht \ll \frac{600}{40} \Rightarrow 13.33 \ll ht \ll 15$$

On prend **h=15cm**

b) Plancher étage courant :

La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} < \frac{l}{22.5}$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Présentation de l'ouvrage

Dans notre cas : $L=355\text{cm}$, $h_{tp}= 15,77$ on opte pour $h_{tp}=20\text{cm}$ soit (16+4).

3.4.2 Les poteaux :

D'après le mémoire de MERZOUK (MERZOUK, 2013), les poteaux ont les dimensions suivantes :

Tableau 3. 8: Pré dimensionnement des poteaux centraux.

Niveaux	Sections
10 ^{ème} ETAGE	35x35
9 ^{ème} ETAGE	35x35
8 ^{ème} ETAGE	35x35
7 ^{ème} ETAGE	40x40
6 ^{ème} ETAGE	40x40
5 ^{ème} ETAGE	40x40
4 ^{ème} ETAGE	45x45
3 ^{ème} ETAGE	45x45
2 ^{ème} ETAGE	45x45
1 ^{ème} ETAGE	50x50
RDC	50x50

3.4.3 Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Hauteur :

$$\frac{l}{15} \ll ht \ll \frac{l}{10}$$

Avec : l : portée libre de la poutre

Largeur :

$$0.4ht \ll b \ll 0.7ht$$

Avec ht : hauteur de la poutre

Selon la mémoire de (MERZOUK Med Anwar) on a obtenue les résultats suivants :

Tableau 3. 9: Pré dimensionnement des poutres.

Elément	Hauteur	Largeur
Poutre principale	50 cm	40cm
Poutre secondaire	35 cm	30 cm

3.4.4 Les voiles :

On considère les voiles tout élément satisfaisant à la condition suivante $l \geq 4a$.

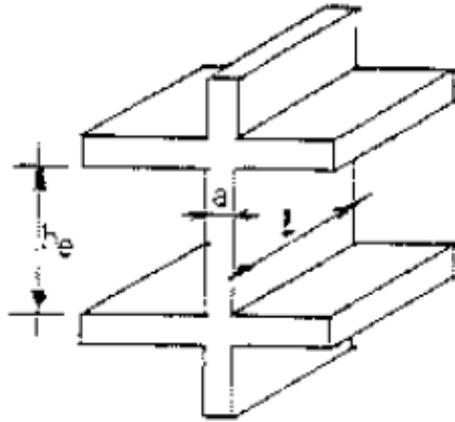


Figure 3. 4: Coupe de voile en élévation.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est 15 cm, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiqué sur la figure :

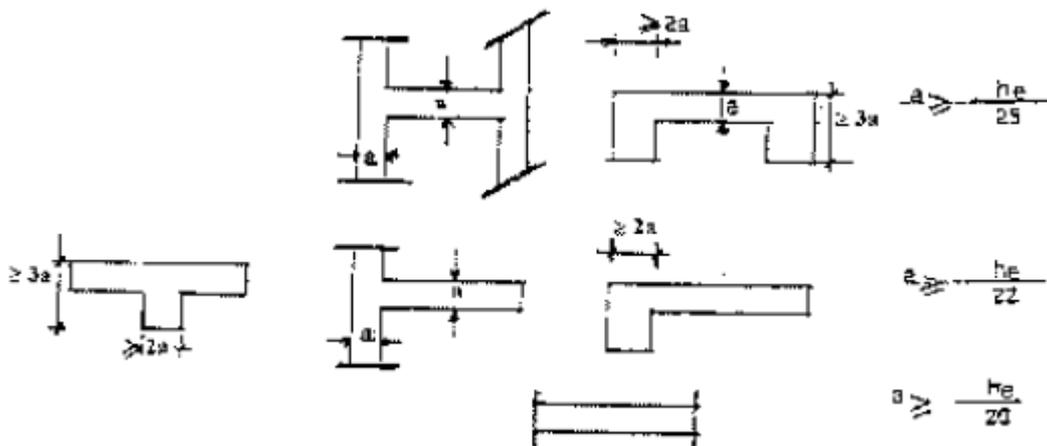


Figure 3. 5: Coupe des voiles en plan.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur des murs prise dans chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées dans la figure (RPA 99/2003)

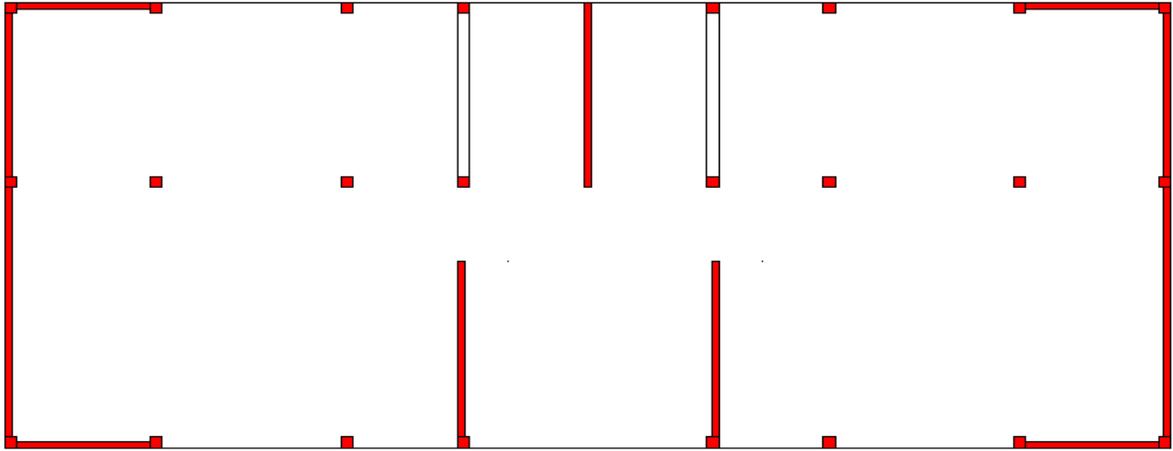


Figure 3. 6: Plan des voiles.

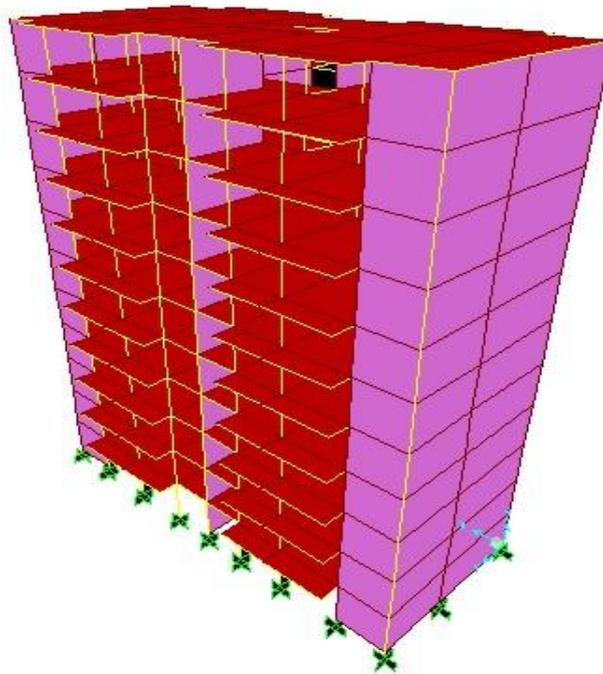
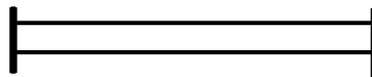


Figure 3. 7: Représentation de bâtiment avec voiles par SAP2000.

Selon le RPA 99 /2003 la dimension des voiles dans notre structure sont :

$$E = \frac{h_e}{21}$$



$$E = 15 \text{ cm}$$

Présentation de l'ouvrage

Estimation de la période fondamentale T :

Par la formule empirique : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

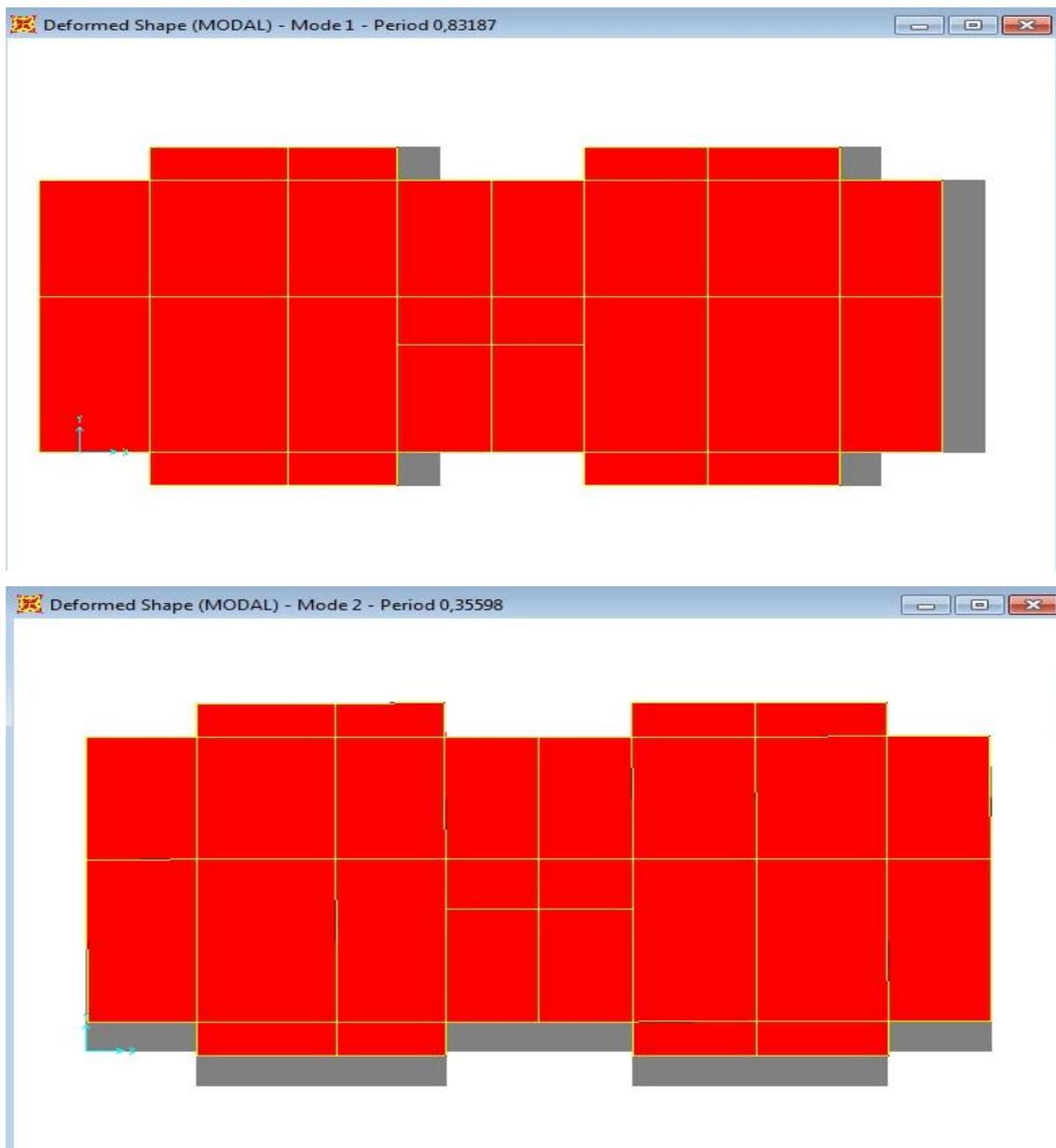
C_T : coefficient fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par tableau (4.6.RPA99V2003).

$$h_N = 30.8m$$

$$C_T = 0.05 \quad \text{Donc} \quad T = 0.6537 \text{ s}$$

Vérification des modes :

Voici les trois premiers modes de la structure avec voile après l'exécution de l'analyse :



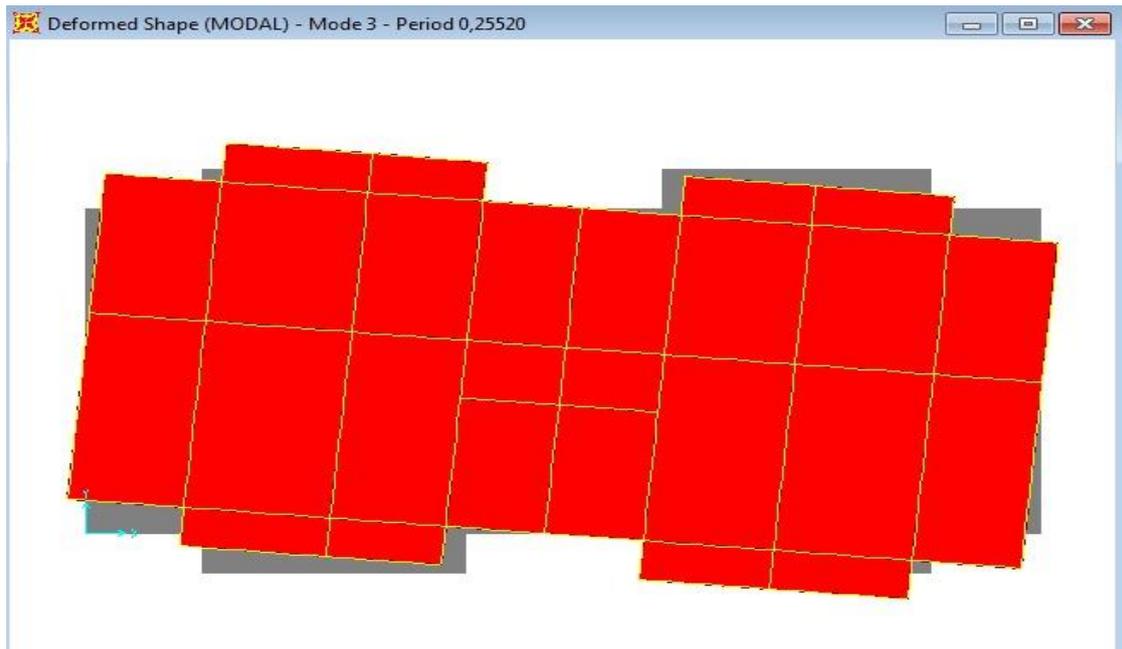


Figure 3. 8: Les trois premiers modes de structure avec voile.

Constatation :

1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation suivant X et Y.

2°/ Le troisième mode est un mode de rotation selon Z.

La période :

La période fondamentale T est inférieure à celle calculée par les formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T \leq 1,3 \times T_{\text{emp}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,83 \text{ s.} \\ 1,30 \times T_{\text{emp}} = 1,30 \times 0,6537 = 0,85 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Alors la condition est vérifiée.

Présentation de l'ouvrage

La force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (4.1.RPA99V2003).$$

R=3,5 (portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide) Q=1,2

A=0,15 D_x=2,03 D_y=1,9

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,03 \times 1,2}{3,5} \times 3542,17 \times 9,81 \Rightarrow V_x = 3627,76 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,2}{3,5} \times 3542,17 \times 9,81 \Rightarrow V_y = 3395,44 \text{ KN}$$

Tableau 3. 10: Vérification de la force sismique.

Spectre	V _{dyn} (KN)	V _{dyn} (KN)	V _s (KN)	80%V _s	0.8V _s < V _{dyn}
E _x	28413,892	13,972	3627,76	2902,2	C.V
E _y	2,253	4359,463	3395,44	2716,35	C.V

3.5 Les propriétés dynamiques de la structure sans voiles :

Le tableau 4.1 ci-dessous représente les facteurs de participations massiques du bâtiment défini dans la figure 4.3 pour chaque mode de vibration.

Tableau 3. 11: Résultats d'analyse modale.

mode	Période (sec)	UX	UY	SUM UX	SUM UY
1	1,275905	0,75995	0,00012	0,75995	0,00012
2	1,245704	0,00016	0,75795	0,76011	0,75807
3	1,114416	0,00752	0,00032	0,76762	0,75839
4	0,443669	0,111	0,00003804	0,87863	0,75843
5	0,436453	0,00004595	0,11922	0,87867	0,87764
6	0,394449	0,00142	0,00005925	0,88009	0,8777
7	0,25948	0,04254	0,000002574	0,92263	0,87771
8	0,252958	0,000004096	0,04302	0,92263	0,92072
9	0,232728	0,00024	0,00003208	0,92288	0,92076
10	0,177465	0,02255	2,643E-07	0,94543	0,92076
11	0,17315	3,055E-07	0,02317	0,94543	0,94392
12	0,160099	0,00000205	0,00001881	0,94543	0,94394

Présentation de l'ouvrage

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1,275905 \text{ sec} < 130 \%$
- Les 7 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens X
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens Y

Les propriétés dynamiques du bâtiment (masse, période de mode fondamentale, fréquence fondamentale, coefficient d'amortissement) cités dans le tableau 4.2 .

Tableau 3. 12: Propriétés dynamiques du bâtiment.

Masse (t)	3542,17
Période fondamentale (sec)	1,275
Fréquence angulaire (rad/sec)	4,9245
Amortissement	0,05
Masse modale suivant l'axe x (%)	75,995

3.6 Conclusion :

Après avoir présenté et analysé dynamiquement notre cas d'étude ; la structure en béton armé en R+10, une analyse paramétrique dynamique sur ce bâtiment lorsqu'il est équipé par un TMD sera présenté dans le chapitre suivant (chapitre 4).

Chapitre 4 : Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par un TMD

4.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier le comportement des structures équipées du TMD lors du séisme ainsi que l'analyse des effets de certains paramètres, tels que le rapport des masses, le nombre et l'emplacement des TMD. La structure présentée précédemment a été choisie pour cette étude avec différentes combinaisons et position du TMD. En fin les résultats obtenus pour la structure avec TMD seront comparés avec ceux d'une structure contreventée par des voiles. Nous avons effectué cette comparaison car les voiles sont les plus utilisés en pratique dans les structures.

Deux types d'analyse ont été faites ; l'analyse modale spectrale et l'analyse temporelle.

4.2 Action sismique:

Pour l'analyse dynamique modale spectrale, le spectre de réponse pris en considération dans l'étude du bâtiment est présenté ci-dessous (Fig. 4.1). Ce spectre a été évalué conformément au règlement parasismique (RPA 2003).

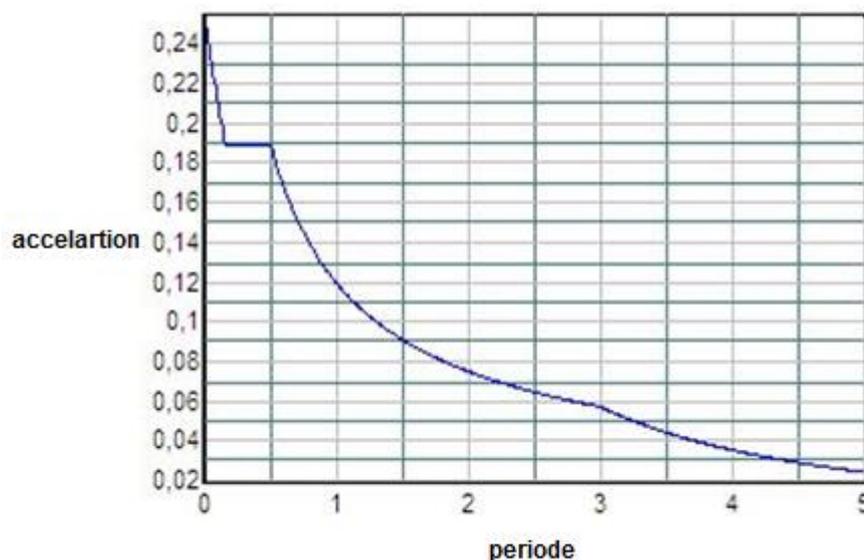


Figure 4. 1: Spectre de réponse utilisé

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Les paramètres dynamiques pris en compte dans l'estimation du spectre de réponse sont :

- **Classification de la zone :**

Ce bâtiment est implanté dans la Wilaya d'Oran classée comme zone IIa selon le RPA 99/version 2003.

- **Classification de l'ouvrage selon leur importance :**

Le Bâtiment est de type d'habitation collective ou commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Donc il est classé en groupe 2.

- **Classification de site :**

Le site de fondation est de type Sol meuble donc il est classé en Catégorie S3.

- **Classification du système de contreventement :**

Le bâtiment est constitué des portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide. Donc le coefficient de comportement est égal à $R=3.5$.

- **Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité est de 1,2.

- **Facteur d'amortissement :**

Le facteur d'amortissement est estimé à 5%.

4.3 Etude paramétrique de TMD :

4.3.1 Estimation des paramètres du TMD :

L'estimation des paramètres du TMD est en fonction du 1^{er} mode correspondant à un facteur de participation modale unitaire :

La masse modale $m_1^* = L_1$ donc : $M_1=L_1$

Ainsi d'après les résultats de l'analyse modale on a :

$$M_1=75,995*M_t$$

Le premier mode propre " \emptyset " est déterminé donc en fonction de premier mode obtenu par l'analyse modale effectué par le SAP 2000 noté " \emptyset_{1sap} " comme suit :

$$\emptyset_1 = \emptyset_{1sap} \sqrt{M_1}$$

Comme il a été expliqué au chapitre 2. Pour un facteur de participation modale unitaire on a Les valeurs de mode propre sont données par le tableau 4.3.

Donc : $\emptyset = 1.406$

Tableau 4. 1: Le milieu fondamental de bâtiment.

Niveau	\emptyset_{1sap}	\emptyset_1
RDC	0,0016	0,08301321
1	0,0043	0,22309799
2	0,0075	0,3891244
3	0,0107	0,55515081
4	0,0138	0,7159889
5	0,017	0,88201531
6	0,0198	1,02728842
7	0,0222	1,15180823
8	0,0245	1,27113971
9	0,0261	1,35415292
Terrasse	0,0271	1,40603617

Le tableau (4.2) donne les valeurs optimums du coefficient d'amortissement ξ_{p2opt} , du rapport de fréquence f_{p2opt} du TMD, la rigidité k_{p2opt} et l'amortissement c_{p2opt} calculés à partir des équations (2.6, 2.7, 2.8, 2.9) en fonction des rapports de masse variant de 0 à 1. on note que, la période du bâtiment étudié est **T= 1,275 sec** et la coefficient d'amortissement est **$\xi_1= 0,05$** .

Tableau 4. 2: Les valeurs optimums.

μ	f_{p2opt}	ξ_{p2opt}	k_{p2opt}	c_{p2opt}
0	1	0,0703	0	0
0,1	0,86105924	0,48783404	4839,99317	1113,65757
0,2	0,7616266	0,63258043	7573,4349	2554,66758
0,3	0,68330232	0,72949748	9143,77925	3964,64664
0,4	0,61975777	0,8017529	10029,5774	5269,49564
0,5	0,56709946	0,85862115	10497,0475	6454,71931
0,6	0,52272402	0,90493314	10702,2442	7524,65769
0,7	0,48480794	0,9435676	10740,294	8489,60187
0,8	0,4520308	0,97638889	10670,9904	9361,11079
0,9	0,42341114	1,00467557	10532,8464	10150,26
1	0,39820343	1,02934213	10351,1519	10867,0406

La figure (4.2) montre les valeurs optimums du coefficient d'amortissement ξ_{p2opt} et du rapport de fréquence f_{p2opt} du TMD en fonction des rapports de masse estimés à partir de tableau 4.2.

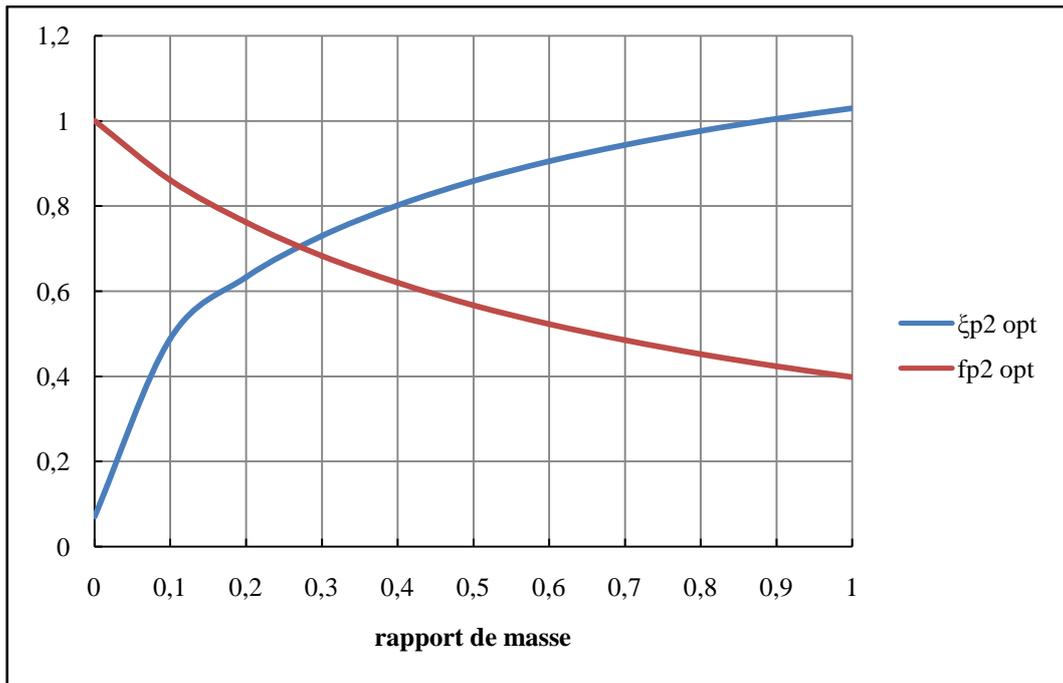


Figure 4. 2: Valeur optimums du coefficient d'amortissement $\xi_{p2\ opt}$ et du rapport de la fréquence $f_{p2\ opt}$ de TMD en fonction du rapport de la masse.

La figure (4.3) illustre les valeurs optimums de la rigidité $k_{p2\ opt}$ et l'amortissement $c_{p2\ opt}$ en fonction des rapports de masse calculés à partir du tableau 4.2.

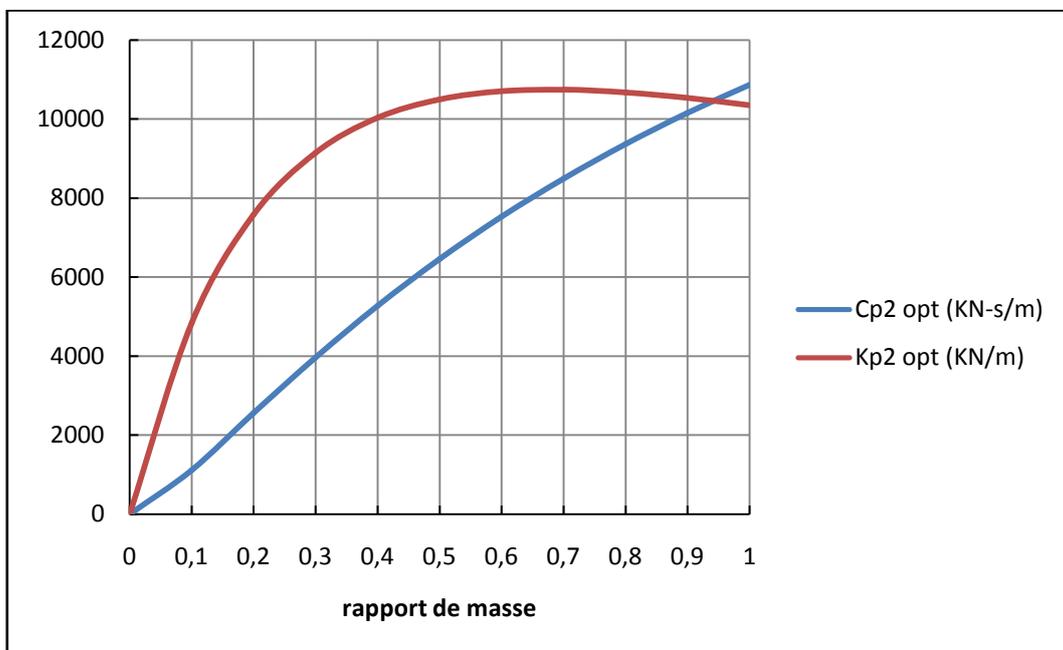


Figure 4. 3: Valeurs optimums de la rigidité $k_{p2\ opt}$ et l'amortissement $c_{p2\ opt}$ de TMD en fonction du rapport du masse

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

A partir de la figure (4.2), on remarque que plus le rapport de masse augmente plus le coefficient d'amortissement $\xi_{P2\ opt}$ augmente, et le rapport de fréquence $f_{P2\ opt}$ diminue.

On remarque aussi dans la figure (4.3) que la rigidité optimale $k_{P2\ opt}$ converge vers une valeur constante à partir du rapport 0.4. Aussi on constate une augmentation presque linéaire de l'amortissement $c_{P2\ opt}$ avec l'augmentation du rapport de masse.

4.3.2 Effet de la masse du TMD :

Dans cette partie on va étudier l'effet de la masse du TMD sur la réponse de la structure lors de l'application du chargement dynamique, en variant le rapport de masse. Les paramètres utilisés sont regroupés dans les tableaux. Et les résultats sont présentés par le tableau 4.4 et les figures 4.5 et 4.6.

On a varié le rapport de masse μ de 0.01 à 0.3 suite au résultat de convergence trouvé précédent.

Tableau 4. 3: Les paramètres optimaux des TMD utilisés.

μ	$\xi_{P2\ opt}$	$f_{P2\ opt}$	m_2 (t)	$c_{P2\ opt}$ (KN-S/m)	$k_{P2\ opt}$ (KN/m)
0,01	0,20950619	0,98031742	26,91872	54,451534	627,353212
0,02	0,26580095	0,96457427	53,83744	135,946721	1214,73076
0,05	0,37376673	0,92222967	134,5936	456,936958	2776,0474
0,08	0,44775732	0,88438804	215,34976	839,889374	4084,64573
0,1	0,48783404	0,86105924	269,1872	1113,65757	4839,99317
0,2	0,63258043	0,7616266	538,3744	2554,66758	7573,4349
0,25	0,68502232	0,7203003	672,968	3270,43005	8467,31831
0,3	0,72949748	0,68330232	807,5616	3964,64664	9143,77925

Tableau 4. 4: Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en seconde.

mode	sans TMD	Avec TMD						
		μ						
		0,01	0,05	0,08	0,1	0,2	0,25	0,3
1	1,27	1,37	1,54	1,64	1,7	1,97	2,1	2,22
2	1,24	1,2	1,15	1,13	1,12	1,1	1,09	1,09
3	1,11	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
4	0,44	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56

Les résultats suivants de l'effort tranchant et le déplacement sont estimé pour le poteau de rive.

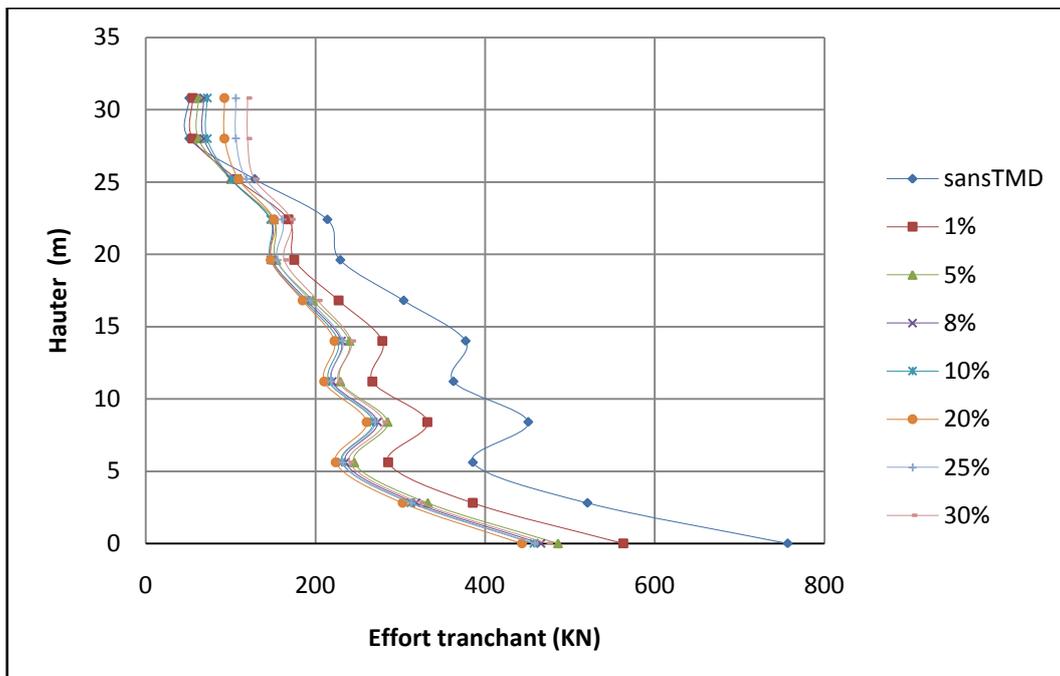


Figure 4. 4: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMDs.

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Tableau 4. 5: Effort tranchant à la base en fonction du rapport de la masse du TMD.

	Avec TMD						
sans TMD	1%	5%	8%	10%	20%	25%	30%
27258,68	19422,813	16759,075	16063,44	15775,267	15289,585	15819,429	16360,616

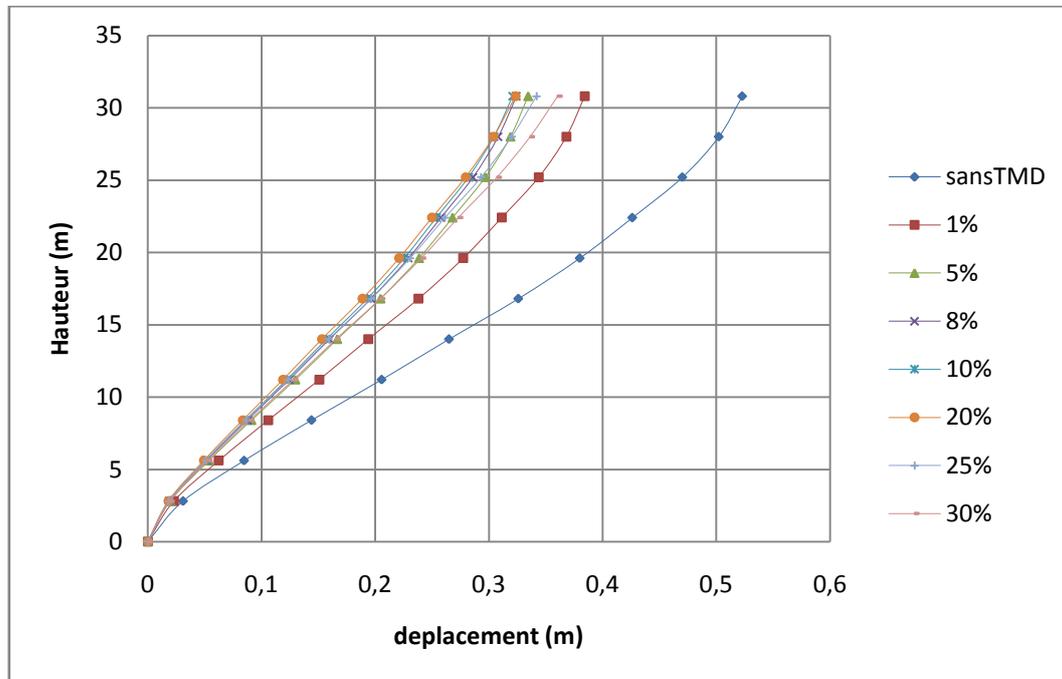


Figure 4. 5: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.

Le tableau (4.4) illustre que la période du premier mode augmente avec l'augmentation des rapports de masses, contrairement au deuxième mode, alors que pour les deux autres modes, elles restent presque fixe à la valeur 0.6 et 0.56 respectivement pour les différentes rapports de masse.

D'après les résultats des deux figures (4.4, 4.5) l'addition du TMD à la structure réduit l'effort tranchant et aussi le déplacement par rapport a une structure sans TMD.

Les figures (4.4, 4.5) et le tableau (4.5), montrent que plus le rapport de masse augmentent l'effort tranchant, le déplacement et l'effort tranchant à la base diminuent respectivement jusqu'à un rapport de masse 25% après ils commencent à augmenter.

Comme il a été expliqué précédent, la masse a une influence sur les résultats mais son influence reste a partir de 1 à 20%, selon les résultats des études de (Farghaly, 2012), on opte pour un rapport de masse μ de 5%.

4.3.3 Etude paramétrique du bâtiment équipé par un seul TMD :

Une fois on a trouvé la masse du TMD convenable (134,5936 t), on va étudier l'effet de variation de la disposition du TMD on élévation et en plan de la structure étudiée pour un seul TMD.

4.3.3.1 Effet de variation en élévation :

Dans cette partie, on va placer le TMD à chaque fois dans un seul niveau à partir du RDC à la terrasse. Les résultats de l'effort tranchant, l'effort tranchant à la base, le déplacement et les 4 premières périodes sont présentés dans les tableaux et les figures suivant :

Tableau 4. 6: Les périodes des 4 premiers modes de vibration du bâtiment.

	mode	1	2	3	4
	Sans TMD	1,27	1 ,24	1,11	0,44
Avec TMD Placé en :	RDC	1,385868	1,274367	1,17365	1,046575
	ETAGE 1	1,395337	1,267675	1,090467	0,97008
	ETAGE 2	1,410518	1,255346	0,993825	0,882924
	ETAGE 3	1,428763	1,239966	0,893983	0,792447
	ETAGE 4	1,447776	1,223508	0,794785	0,703519
	ETAGE 5	1,468302	1,205377	0,680849	0,601067
	ETAGE 6	1,487142	1,188754	0,568489	0,500775
	ETAGE 7	1,503949	1,174528	0,462644	0,443637
	ETAGE 8	1,52101	1,161362	0,472457	0,447518
	ETAGE 9	1,534803	1,152688	0,539865	0,500969
TERRASSE	1,545934	1,148701	0,605702	0,562191	

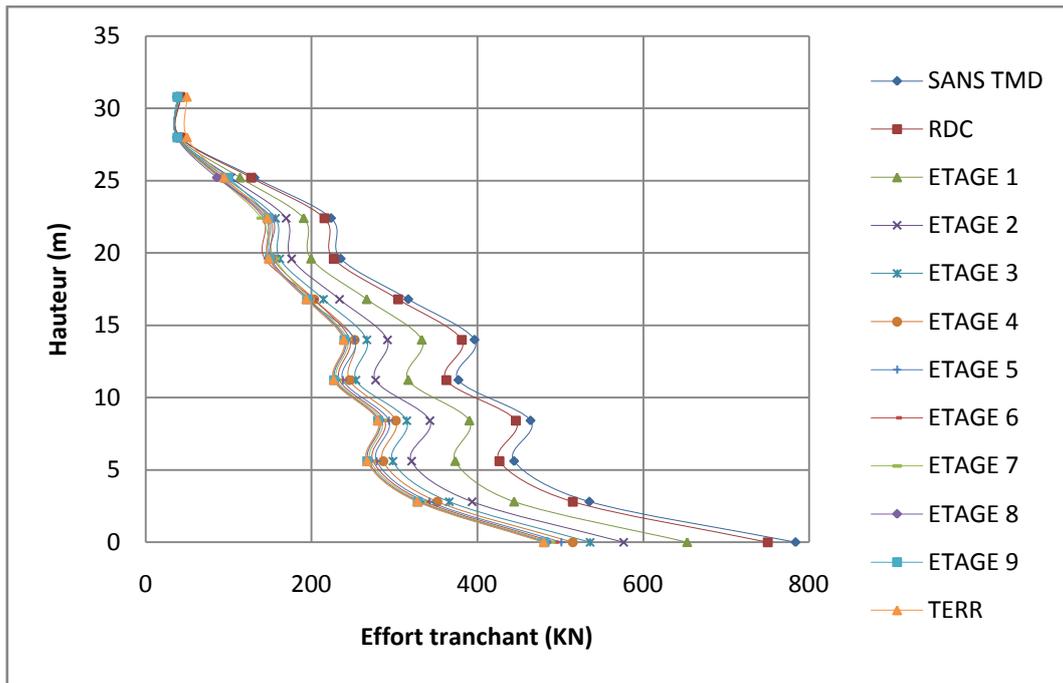


Figure 4. 6: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.

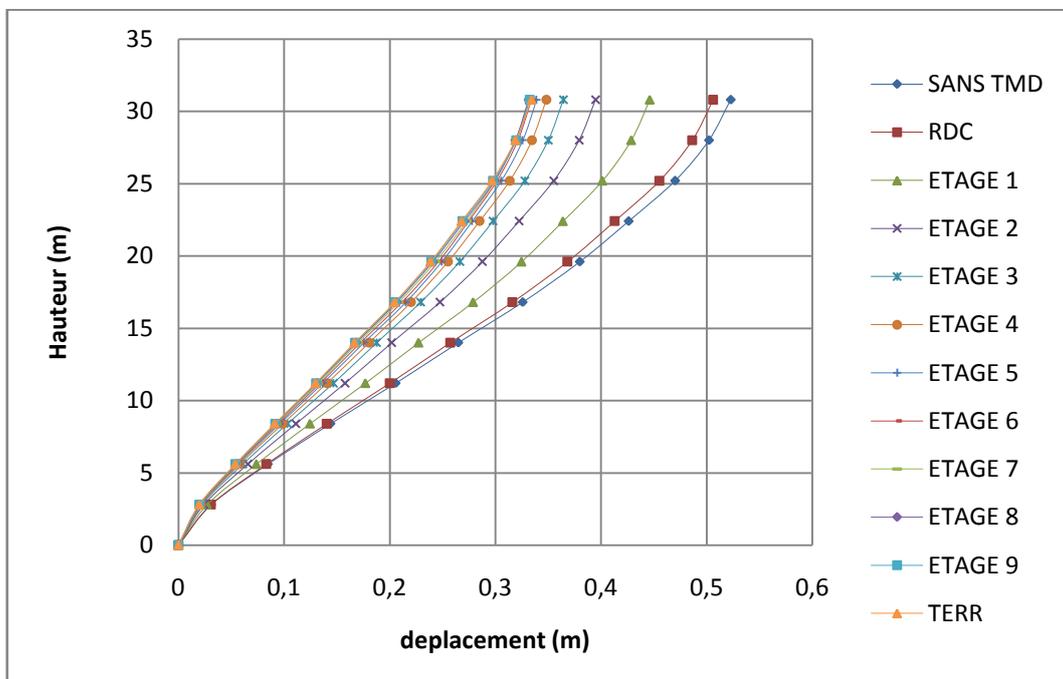


Figure 4. 7: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.

Tableau 4. 7: Effort tranchant à la base.

		Effort tranchant à la base (KN)
	SANS TMD	27258,68
Avec TMD Placé en :	RDC	26265,806
	ETAGE 1	22837,391
	ETAGE 2	20168,869
	ETAGE 3	18744,463
	ETAGE 4	17996,715
	ETAGE 5	17523,198
	ETAGE 6	17234,305
	ETAGE 7	17040,762
	ETAGE 8	16875,709
	ETAGE 9	16789,099
	TERR	16759,075

D'après les résultats du tableau (4.6), la période du premier mode de bâtiment avec TMD augmente en augmentant la position du TMD en étage à partir du RDC jusqu'à la terrasse, et reste toujours supérieurs à celle de bâtiment sans TMD, les trois autres modes diminuent.

Les figures (4.6 et 4.7) montrent que la variation de positionnement de TMD dans tous les étages en élévation de la structure provoque une diminution de l'effort tranchant et le déplacement aussi que l'effort tranchant à la base, et s'éloignent de plus en plus à celle du cas sans TMD.

Ces résultats indiquent que le meilleur emplacement de l'amortisseur est dans la terrasse, mais on remarque qu'il y a pas une grande différence à partir du 7^{ème} étage jusqu'à la terrasse. Donc on peut placer le TMD dans l'un de ces étages en fonction des raisons économiques et techniques. Dans notre étude on a choisi la position en terrasse.

4.3.3.2 Effet de variation en plan :

Dans cette partie on va étudier l'effet de La répartition du TMD en plan, On a varié la position des TMD en plan dans la terrasse selon la figure (4.8). En prenant 6 positions. Les positions sont choisi a fi de balier toute la surface.

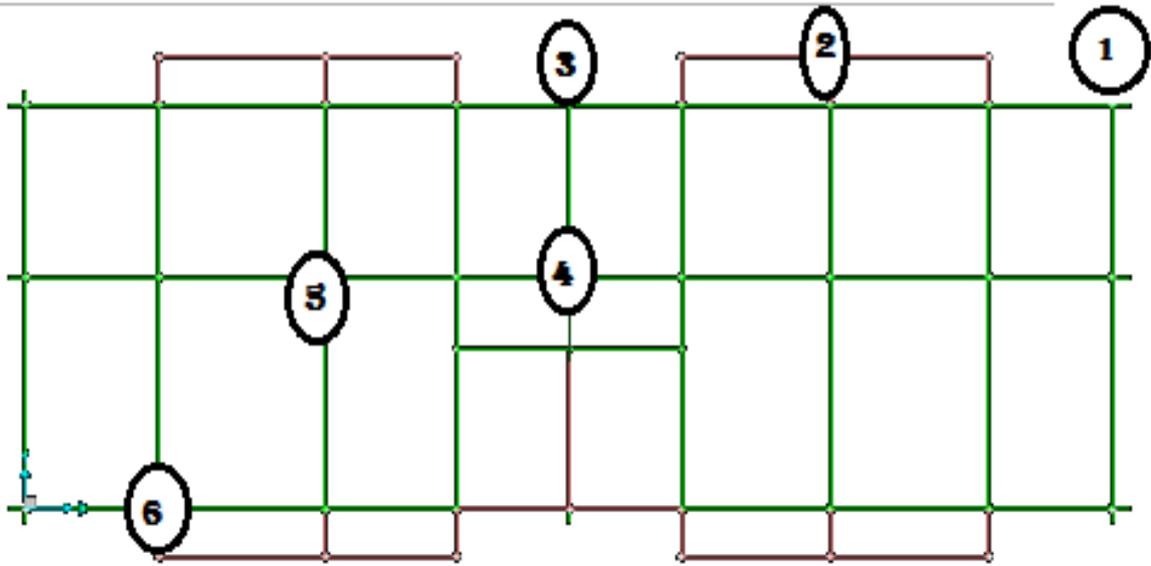


Figure 4. 8: La répartition du TMD en plan.

Le tableau suivant représente l'effort tranchant à la base en fonction du rapport de la masse du TMD pour les différentes positions choisies.

Tableau 4. 8: Effort tranchant à la base en fonction de la position du TMD

position	effort tranchant à la base (kN)
1	16768.904
2	16759.703
3	16759.703
4	16759,075
5	16759,075
6	16759.603

On remarque a travers le tableau (4.8) que la variation de la disposition ne change rien en termes d'effort tranchant à la base et donne presque les mêmes résultats. On a choisi la position en centre de masse position c'est le centre de masse.

4.3.4 Etude paramétrique du bâtiment équipé par un Groupe de TMD :

Dans cette partie on va étudier l'effet de la variation des différentes combinaisons des TMD en élévation. Les paramètres du TMD sont présentés dans le tableau (4.9).

Tableau 4. 9: Caractéristiques des TMD.

Nombre de TMD	μ	$\xi_{P2\ opt}$	$f_{P2\ opt}$	m_2 (t)	$c_{P2\ opt}$ (KN-S/m)	$k_{P2\ opt}$ (KN/m)
1	0,05	0,37376673	0,92222967	134,5936	456,9369577	2776,047405
2	0,025	0,28816568	0,95709883	67,2968	182,8039547	1494,969291
6	0,00833333	0,19753719	0,98309168	22,4322667	42,90502773	525,7575041
11	0,00454545	0,1645597	0,9896869	12,2357818	19,62660384	290,6374994
4	0,0125	0,22565432	0,97625483	33,6484	73,00681538	777,7053588
8	0,00625	0,18067168	0,98665724	16,8242	29,53812644	397,1836152
24	0,00208333	0,13426193	0,99438401	5,60806667	7,37415592	134,4762887
44	0,00113636	0,11758955	0,99641056	3,05894545	3,529969183	73,64998495
8	0,00625	0,18067168	0,98665724	16,8242	29,53812644	397,1836152
16	0,003125	0,14855626	0,99233084	8,4121	12,21360934	200,882309
48	0,00104167	0,11558169	0,99662786	2,80403333	3,181246751	67,54193527
88	0,00056818	0,10376477	0,99779009	1,52947273	1,559635102	36,92703152

4.3.4.1 Pour un TMD en plan:

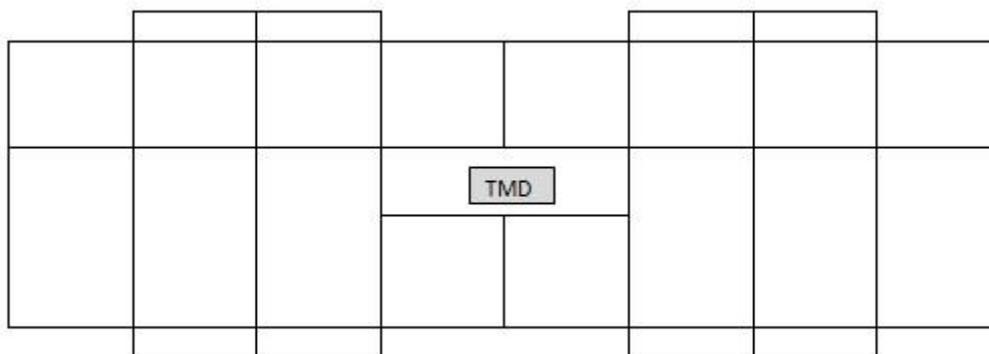


Figure 4. 9: Un TMD en plan

Un seul amortisseur TMD est installé au bâtiment successivement par les dispositions suivantes ont été considérées:

A la terrasse (1*1), terrasse et au 5ème étage (1*2), 1 étage sur 2 étages (1*6) et dans tous les étages (1*11) (voir annexe).

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Les résultats sont regroupés dans les tableaux et les figures ci après.

Tableau 4. 10: Les périodes de 4 premiers modes de bâtiment.

mode	1 *1	1*2	1*6	1*11
1	1,545934	1,472245	1,415431	1,411324
2	1,148701	1,325148	1,294191	1,288369
3	0,605702	1,150702	1,291893	1,286103
4	0,562191	0,441106	1,291336	1,285541

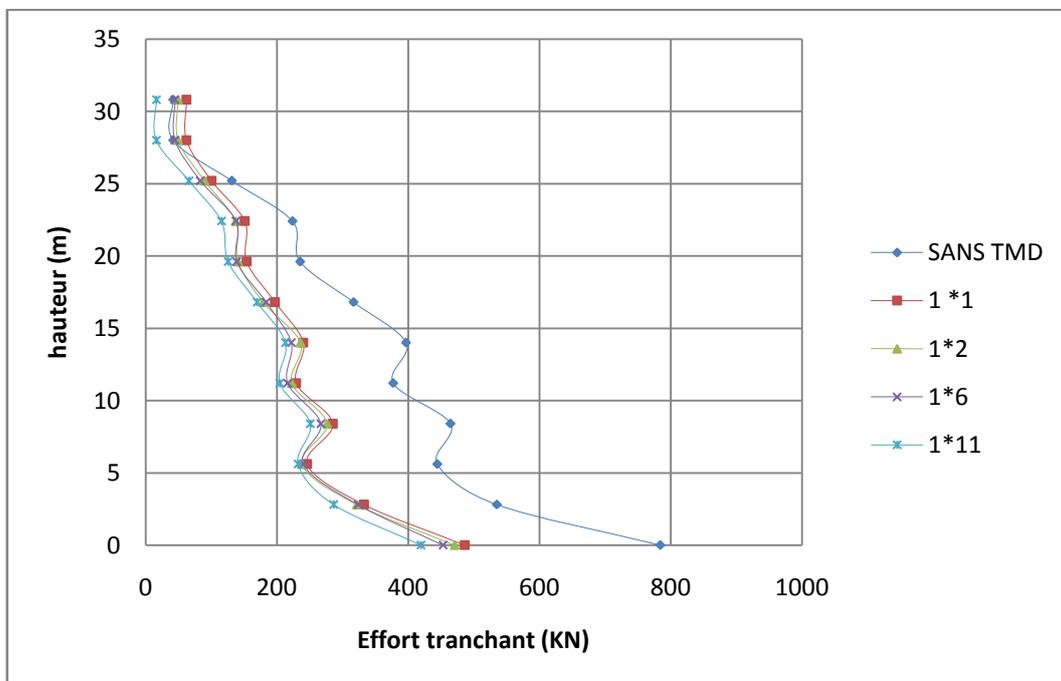


Figure 4. 10: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.

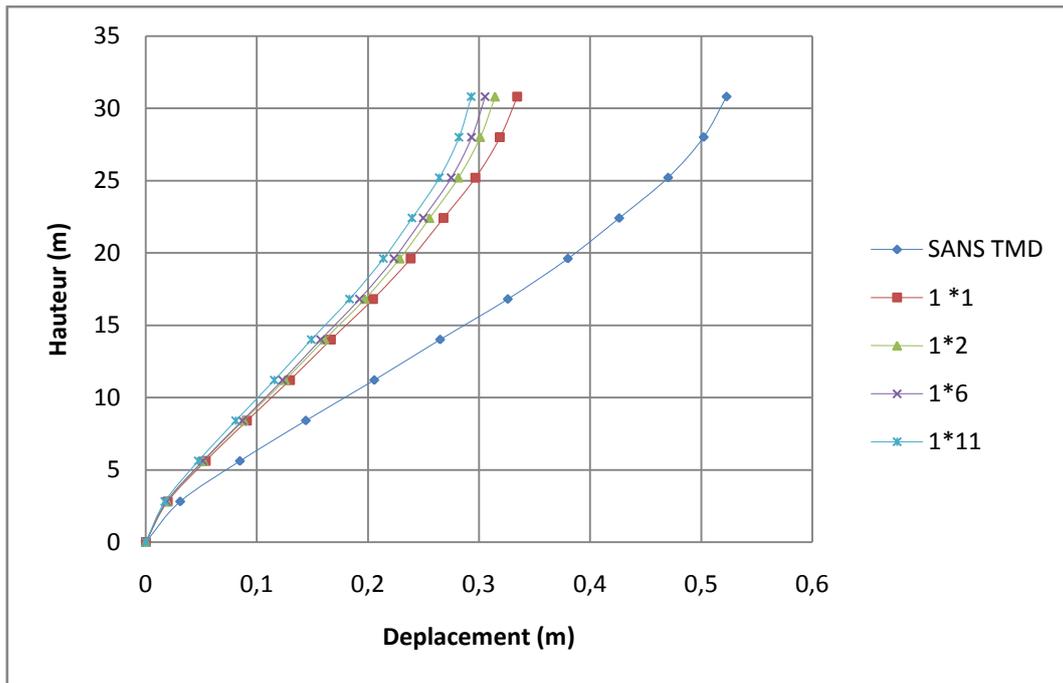


Figure 4. 11: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD

Tableau 4. 11: Effort tranchant à la base pour un seul TMD.

combinaison	1 *1	1*2	1*6	1*11	Sans TMD
Effort tranchant à la base(KN)	16759,075	16106,831	15986,176	14639,157	27258.68

On comparant les résultats des périodes des quatre premiers modes de vibration, on remarque que l'addition de plusieurs TMD à la structure diminue la période de vibration.

Egalement on observe que la répartition du TMD dans les étages de la structure réduit le déplacement et l'effort tranchant ; plus on ajoute des amortisseurs plus ils diminuent, et sont toujours moins que ceux obtenus sans TMD. On remarque que le groupe (1*11) donne le minimum de déplacement et efforts. Mais on note que les résultats se rapprochent.

4.3.4.2 Pour quatre TMD :

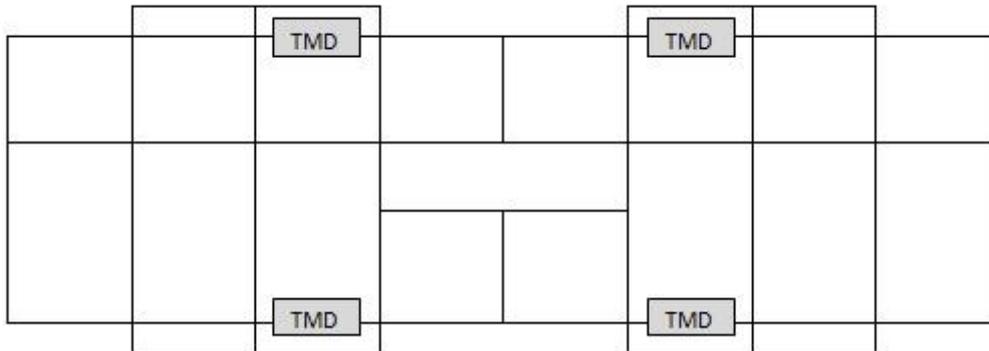


Figure 4. 12: Quatre TMD

Une combinaison de quatre amortisseurs TMD sera installée au bâtiment successivement à la terrasse (4*1), terrasse et au 5eme étage (4*2), 1 étage sur 2 étages (4*6) et dans tous les étages (4*11) (voir annexe).

Le tableau suivant montre les périodes du bâtiment :

Tableau 4. 12: Les périodes de 4 premiers modes de bâtiments.

mode	4 *1	4*2	4*6	4*11
1	1,493338	1,448726	1,401009	1,39311
2	1,296696	1,299636	1,284398	1,274398
3	1,296696	1,294595	1,282127	1,272127
4	1,296696	1,293214	1,281669	1,271669

Les résultats sont regroupés par les figures et tableaux suivants:

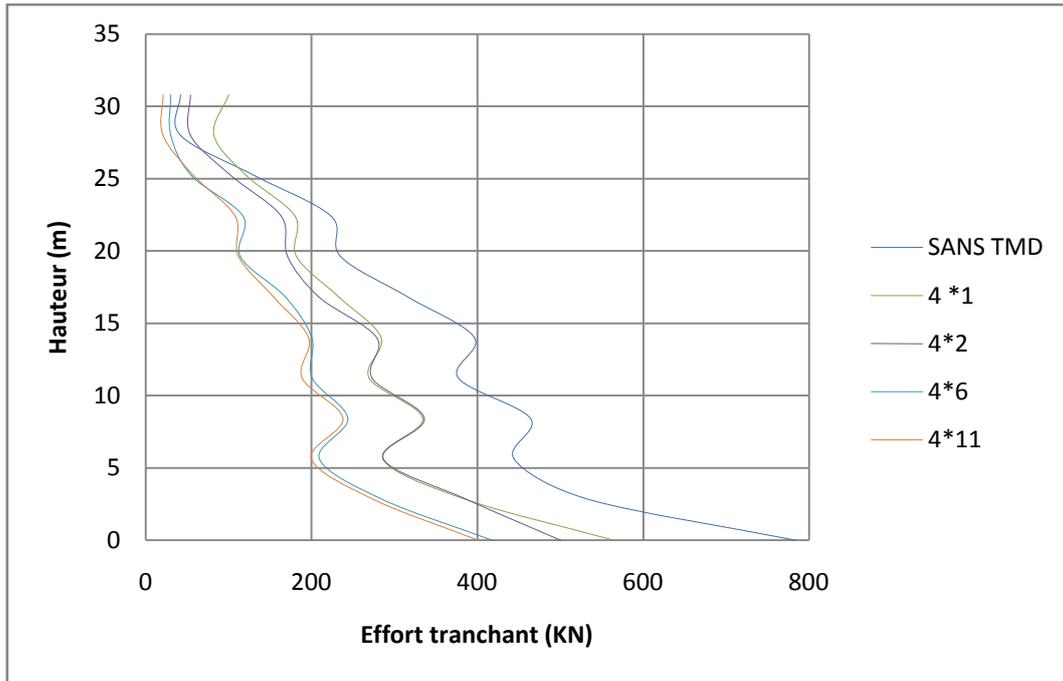


Figure 4. 13: Effort tranchant du bâtiment avec /sans TMD.

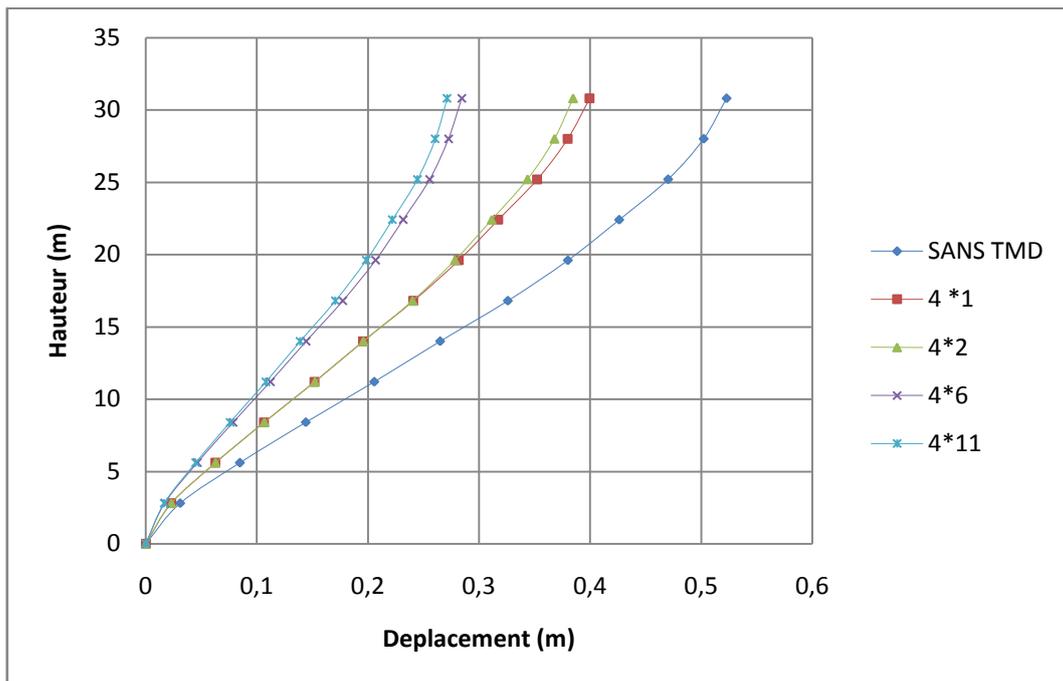


Figure 4. 14: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.

Tableau 4. 13: Effort tranchant à la base pour la combinaison des quarts TMD.

combinaison	4 *1	4*2	4*6	4*11	Sans TMD
Effort tranchant à la base(KN)	19458,604	19437,961	14561,198	14184,093	27258 ,78

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

La comparaison des résultats des périodes des quatre premiers modes de vibrations pour la combinaison de quatre TMD, montre toujours que l'addition de plusieurs TMD à la structure démunie la période de vibration.

Ainsi, on observe que la répartition du TMD par étages de la structure diminue le déplacement et l'effort tranchant ; plus on ajoute des amortisseurs plus ils diminuent, selon les figures, les meilleures propositions c'est les combinaisons 4*11 après 4*6. Sauf à la terrasse (figure 4.11), on remarque que celui de sans TMD donnera un bon comportement que les combinaisons de 4*1 et 4*2, mais il reste toujours supérieur que les deux autres. Et puisque il y' a pas une grande différence on peut utiliser 4*6 c'est plus facile techniquement et économiquement.

4.3.4.3 Pour 8 TMD en plan :

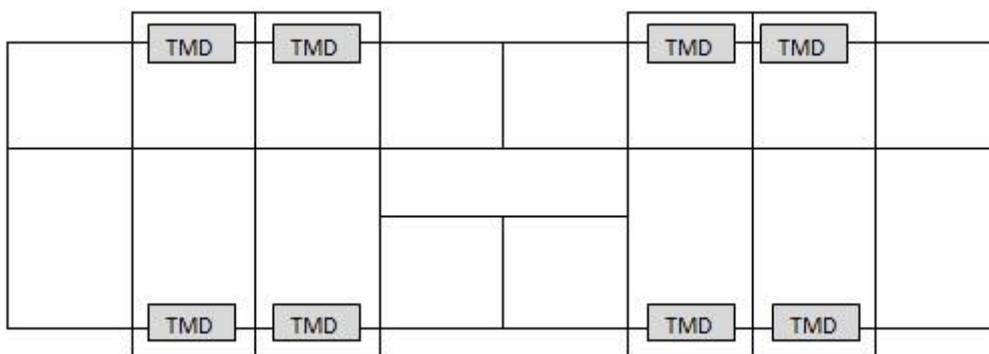


Figure 4. 15: 8 TMD en plan

Une combinaison de 8 amortisseurs TMD est installée au bâtiment successivement à la terrasse (8*1), terrasse et au 5eme étage (8*2), 1 étage sur 2 étages (8*6) et dans tous les étages (8*11) (voir annexe).

Le tableau suivant montre les périodes du bâtiment dans ce cas :

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Tableau 4. 14: les périodes de 4 premiers modes de bâtiments.

MODE	8 *1	8*2	8*6	8*11
1	1,491296	1,442223	1,396467	1,388155
2	1,293228	1,28929	1,282395	1,281155
3	1,293226	1,283432	1,280143	1,27899
4	1,293224	1,282806	1,279591	1,278444

Les résultats sont regroupés aux figures suivantes :

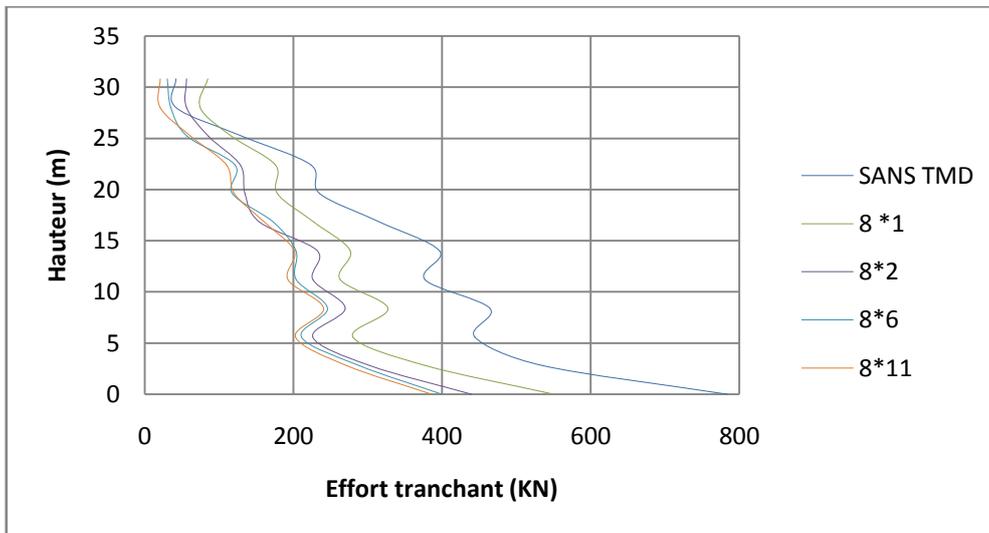


Figure 4. 16: Efforts tranchant du bâtiment avec /sans TMD.

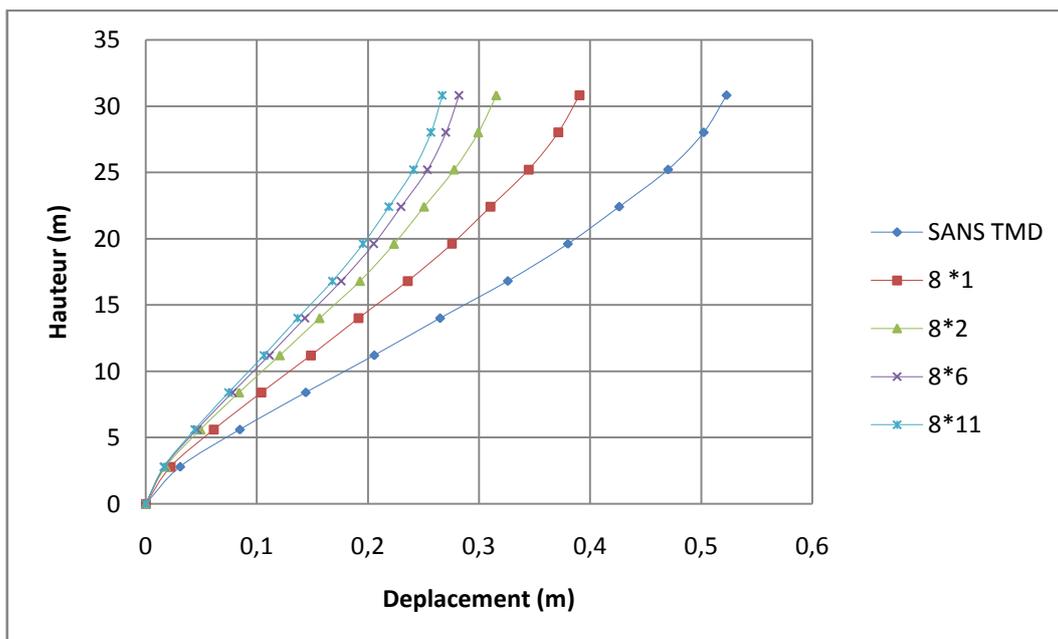


Figure 4. 17: Déplacements du bâtiment avec /sans TMD.

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Tableau 4. 15: Effort tranchant à la base pour la combinaison de 8 TMD.

combinaison	8 *1	8*2	8*6	8*11
Effort tranchant à la base(KN)	18995,484	15094,306	14580,326	14202,078

Les résultats montrent pour la répartition des combinaisons de 8 TMD sur les étages de la structure, que les efforts tranchant diminuent aussi que la période et l'effort tranchant à la base, et s'éloigne de plus en plus de celui sans TMD. Sauf que pour ce dernier et à la terrasse se réduisent par rapport aux 8*1 et 8*2, mais pour 8*6 et 8*11 ils restent inférieurs. Ces deux cas sont proches en résultats donc au lieu de prendre 8*11 en peut choisir 8*6 pour des raisons économiques et techniques.

4.4 Etude comparative d'un bâtiment équipé par TMD et contreventé par des voiles:

Après l'analyse des résultats des différent propositions de disposition on peut conclure que les meilleurs combinaisons par la réduction du déplacement et du point de vu technique et économique sont 1*11, 4*6, 8*6. Dans cette partie on va les comparer avec ceux obtenue lorsque le bâtiment est contreventé par des murs voile :

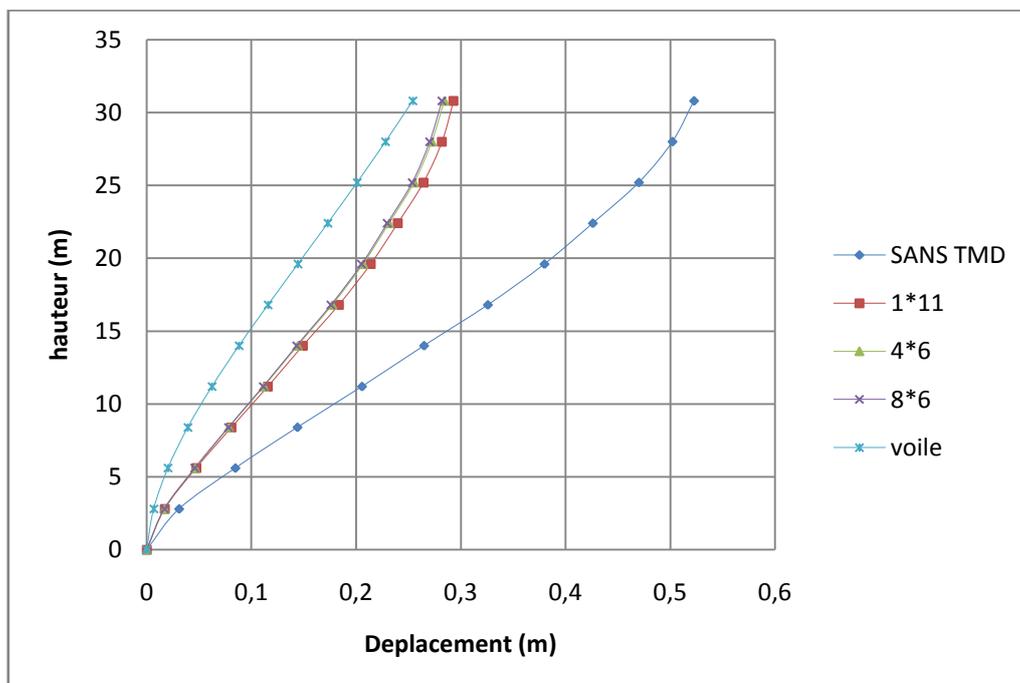


Figure 4. 18: La comparaison entre déplacement de structure avec TMD et mure voile.

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

La figure 4.15 montre la variation du déplacement en fonction de la hauteur de la structure, sans TMD et avec les combinaisons du TMD choisie et contreventé avec par les voiles. On remarque pour les différents cas de bâtiment équipés par TMD que les déplacements augmentent en élévation du bâtiment et sont presque les mêmes surtout dans les étages supérieurs et ne sont pas loin des valeurs obtenu dans le cas d'ajout des voiles, la différence est autour de 3 cm.

Tableau 4. 16: La comparaison de l'effort tranchant à la base.

	sans TMD	voiles	Avec TMD		
			1*11	4*6	8*6
Effort tranchant a la base (KN)	27258,68	28413 ,892	15196.025	14561,198	14580,326

On remarque à partir du tableau 4.16, le bâtiment équipé par TMD donne un bon résultat en termes d'effort tranchant à la base que le cas du bâtiment contreventé par les murs voile. À cause de la grande masse dans ce dernier.

Tableau 4. 17: La comparaison de la période.

mode	sans TMD	voiles	Avec TMD		
			1*11	4*6	8*6
1	1,27	0.83	1,545934	1,401009	1,396467
2	1 ,24	0.35	1,148701	1,284398	1,282395
3	1,11	0.25	0,605702	1,282127	1,280143
4	0,44	0.21	0,562191	1,281669	1,279591

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

A travers le tableau 4.17 on constate que Pour le premier mode, les périodes de la structure sans TMD sont inférieures que celles avec TMD, et ça revient aux périodes combinées de ces derniers avec la structure ; car l'amortisseur prend le même sens de mouvement au début de chargement .contrairement aux trois autres modes. Dans tous les cas les murs voiles donnent la période inférieure.

Tableau 4. 18: La réduction de déplacement.

	Voile	TMD		
		1*11	4*6	8*6
Réduction %	53.98	47.64	48.55	49.1

Le tableau 4.18 indique que le voile réduit bien le déplacement jusqu' à 50%, et aussi les TMD avec une petite différence, pour les trois combinaisons de TMD les pourcentages de réduction sont à peu près les mêmes. On peut constater que les TMD peuvent donner presque le même rendement que les voiles.

Tableau 4. 19: Comparaison de la masse de voile et TMD.

	La masse (t)
Sans TMD	3545.23
Voile	4079
Avec TMD	3676.77

En comparant les masses pour les différents cas analysés (tableau 4.19) on remarque que le TMD n'augmente pas beaucoup la masse du bâtiment ce qui réduit la force sismique.

4.5 Réponse sous séisme de Boumerdes :

Cette analyse permet de donner la réponse dynamique d'une structure soumise à un chargement arbitraire variable avec le temps en résolvant le système d'équations d'équilibre dynamique suivant :

$$\underline{\underline{M}}\ddot{U} + \underline{\underline{C}}\dot{U} + \underline{\underline{K}}U = P(t)$$

Où :

$\underline{\underline{M}}$: Matrice masse de la structure.

$\underline{\underline{C}}$: Matrice d'amortissement.

$\underline{\underline{K}}$: Matrice de rigidité de la structure.

U, \dot{U}, \ddot{U} : Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure.

P : Vecteur charge.

Pour l'analyse dynamique temporelle, l'accélérogramme adopté est celui du séisme de Boumerdès survenu le 21/05/2003 d'une magnitude de 6.9 sur l'échelle de Richter comme le montre la figure ci-dessous :

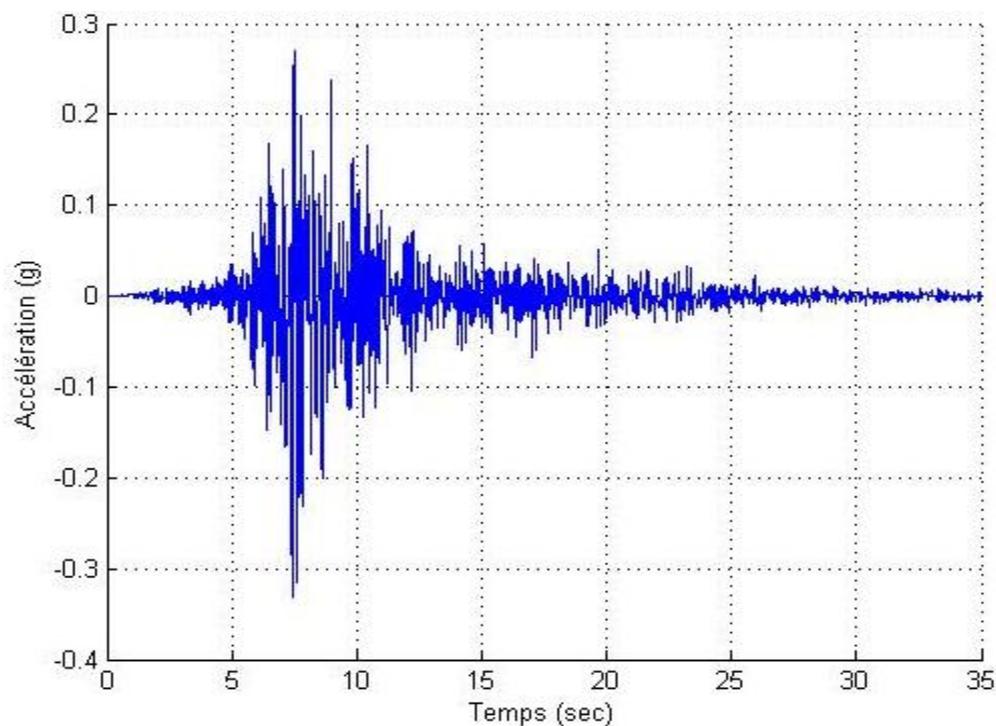


Figure 4. 19: Accélérogramme du séisme de Boumerdès .

Analyse paramétrique dynamique d'un bâtiment équipé par TMD

Dans cette partie on a refait la comparaison avec voile par une analyse temporelle en utilisant l'Accélérogramme du séisme de Boumerdès et les résultats obtenus sont consignés dans cette section.

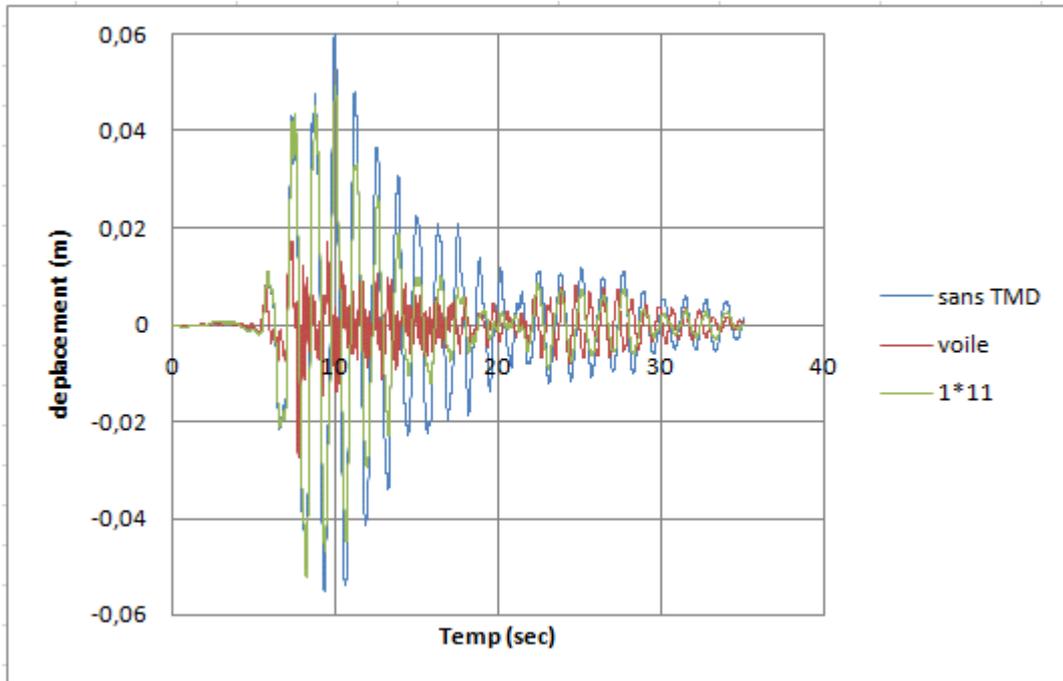


Figure 4. 20: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 1*11

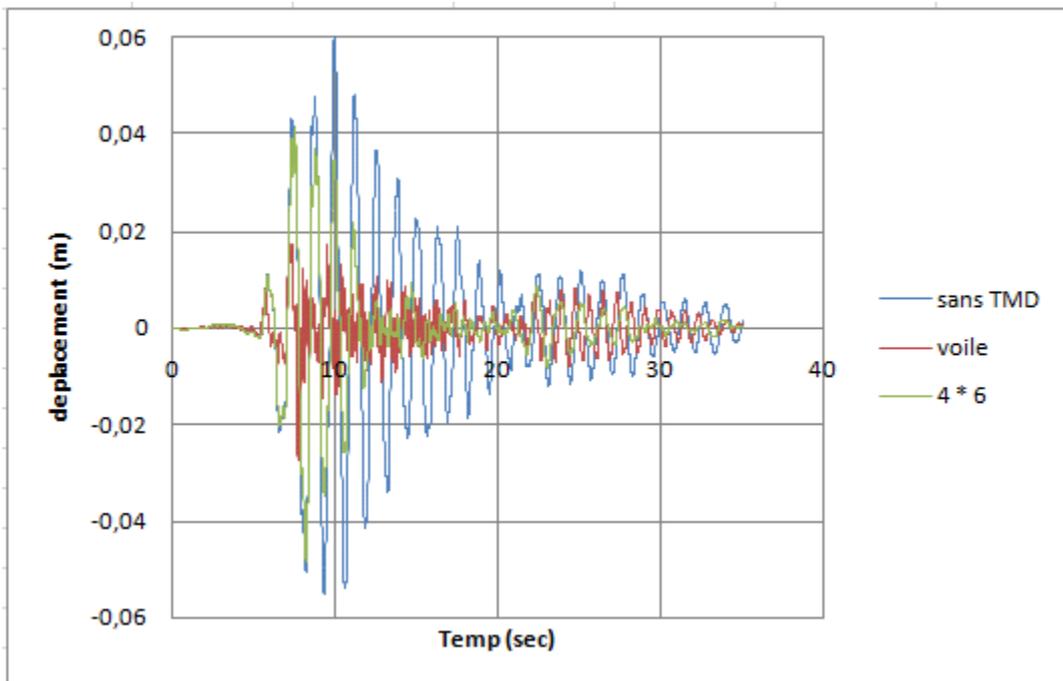


Figure 4. 21: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 4*6

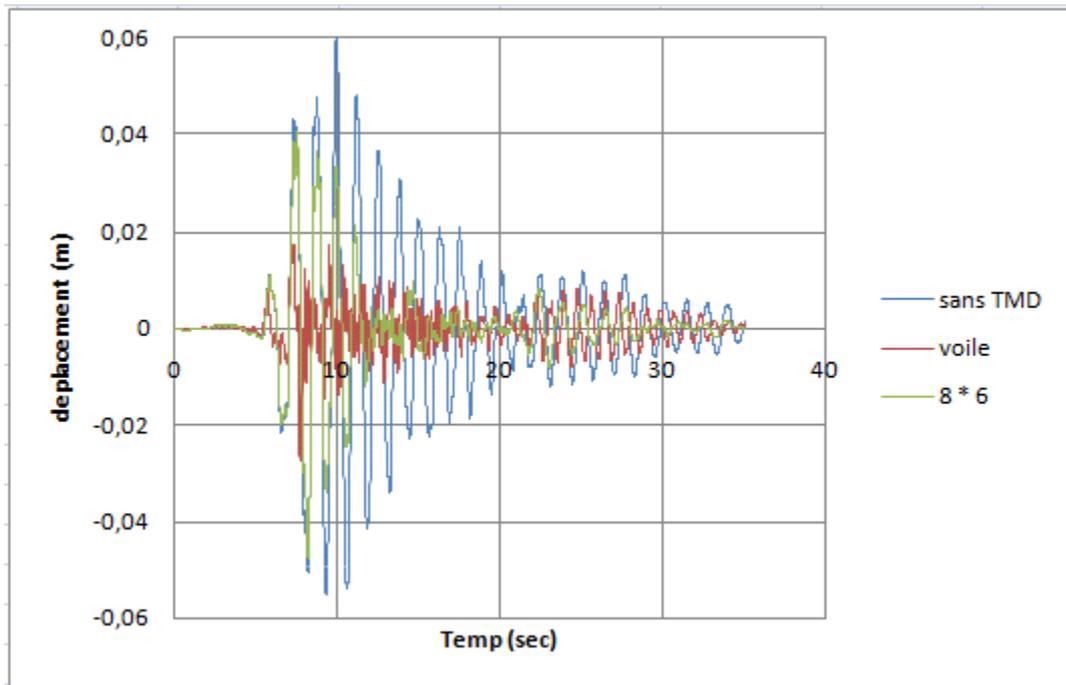


Figure 4. 22: Déplacement de bâtiment avec/sans voile et TMD 8*6.

Les figures (4.17, 4.18, 4.19) montrent que le TMD et le voile démunie le déplacement au début avec les mêmes valeurs, après le déplacement du voile il se réduit jusqu'à la 20ème seconde et il revient avec le même rythme, alors que celui du TMD il augmente dans quelques secondes, et après il se réduit.

Tableau 4. 20: La comparaison de l'effort tranchant à la base.

	sans TMD	voiles	Avec TMD		
			1*11	4*6	8*6
Effort tranchant à la base (KN)	5827,565	13314,544	5591,82	5425,204	5512,157

Tableau 4. 21: La réduction de déplacement.

	Voile	TMD		
		1*11	4*6	8*6
Réduction déplacement max %	66,66	16,66	33,33	33,33

4.6 Conclusion :

Dans ce chapitre on a passé par l'action sismique et l'estimation des paramètres du TMD. Ensuite, on a commencé à varier les trois facteurs ; la masse, la position et le nombre des amortisseurs. Les résultats trouvés montrent :

- Le rapport de masse convenable se trouve entre 0,01 et 0,25 , et la masse estimée est 134,5936 t (5% de la masse totale de la structure).
- Plus on augmente le rapport de masse, l'effort tranchant ainsi que le déplacement augmentent jusqu'à la valeur 25%.
- L'emplacement d'un seul TMD dans les derniers étages donne un bon comportement (à partir du 7ème étage).
- La variation du TMD en plan n'a pas d'influence.
- La répartition des combinaisons des TMD influe aussi sur la réduction du déplacement.

A partir des résultats trouvés, et la confrontation des deux cas ; structure équipée du TMD et structure contreventée par des murs, ce dernier, exigé par la réglementation Algérienne (le RPA), est aussi efficace dans la réduction du déplacement d'une structure soumise à un chargement dynamique (séisme), même présente une petite meilleure réduction dans notre cas, bâtiment en béton armé de 10 étages. Toutefois, la masse de la structure sera plus lourde en utilisant ces voiles, coûteux et qui nécessitent plus de temps pour la réalisation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce travail on a présenté les résultats du comportement dynamique d'un bâtiment en béton armé équipé d'un amortisseur à masse accordée. Les différents systèmes de protection sismique, la conception et l'efficacité du TMD en termes de réduction de déplacement, la confrontation avec le cas de contreventement pas murs voiles sont principaux volets étudiés.

On conclue que :

- Les déplacements et efforts tranchants à la base sont réduits lorsque la structure est équipée du TMD.
- En variant le rapport des masses de 1 à 25%, on constate que le fait d'augmenter ce rapport induit une meilleure réduction du déplacement et effort tranchant tout en notant une stagnation (de la réduction) quand on atteint les 25 et 30%.
- La variation de la position du TMD montre qu'il n'y a aucun changement de réponse en plan contrairement en élévation où la position du TMD au sommet de la structure donne les meilleurs résultats.
- Le fait de répartir la masse du TMD sur les étages de la structure induit une meilleure réduction.
- Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles à la place des TMD, on remarque pratiquement pas de différence en terme de déplacement (presque 5%).

On note que durant l'élaboration de ce modeste travail, on s'est trouvé face aux obstacles suivants :

Maintenant, et afin pour mieux s'approfondir dans ce sujet, on propose comme perspective :

- Voir le comportement pour des structures plus élancées.
- Elargir cette étude et voir d'autres types de protections comme les LMD (liquide masse dumper), les systèmes semi active...
- Etude comparative économique entre les voiles et le TMD.
- Application des TMD sur un pont et voire sans efficacité.

Bibliographie

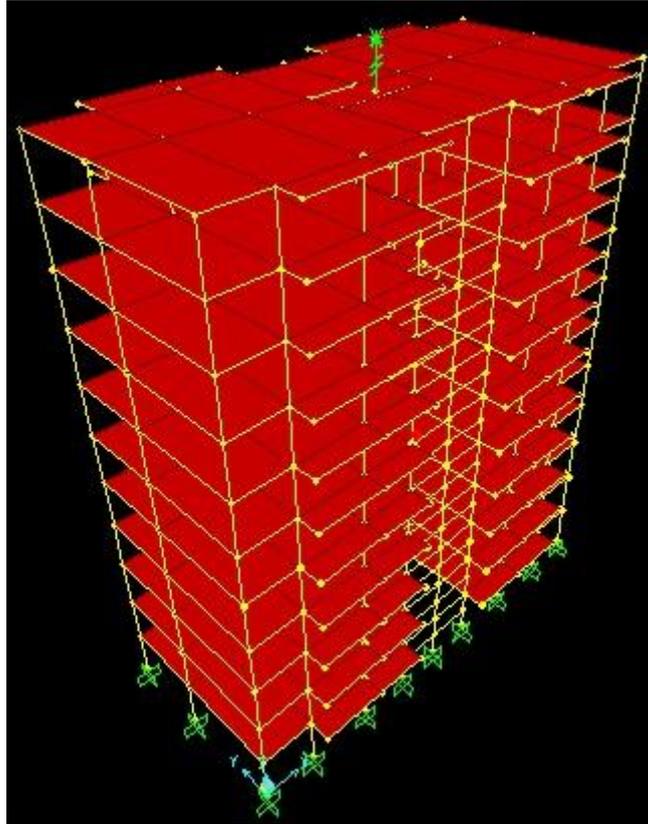
- Bentifour A., Etude parasismique sur un bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitations sismiques, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- Ben Mekki O., Amortissement semi-actif des structures flexibles, Thèse de Doctorat, Université de Rome, Italie, 2006.
- Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, DTU associés, par JEAN Pierre Mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- 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.
- Den Hartog J.P., Mechanical Vibrations, Third Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 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.
- Ducarne J., Modélisation et optimisation de dispositifs non-linéaires d'amortissement de structures par systèmes piézoélectriques commutés, Conservatoire National Arts et Métiers des Arts et Métiers, Paris, 2005.
- Farghaly A., Optimum design of TMD system for tall buildings, Int. J. Optim. Civil Eng., 2(4):511-532, 2012.
- Frahm H., Devices for damping vibrations of bodies, Patent nr.p.959-989, 1909.
- Landry K. et Winkel B., Peak-Frequency Responses and Tuned Mass Dampers Exciting Applications of Systems of Differential Equations, 2008.
- Merzouk M.A., Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial « RDC+10 étages » en béton armé, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- 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, 1909.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

- 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.
- Spencer F. Jr. et Nagarajaiah S., *State of the Art of Structural Control*, 2003.
- Villaverde R. Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorbers, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1985.
- Landry et Imura H., *Cism courses and lectures: Principles of Tmd and Tld, Basic Principles and Design Procedure*, 2008.

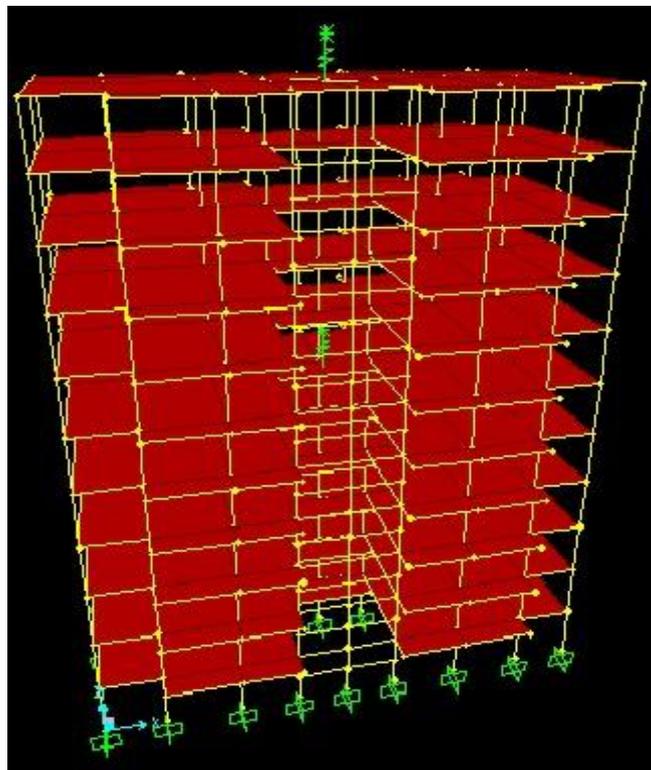
ANNEXE

ANNEXE

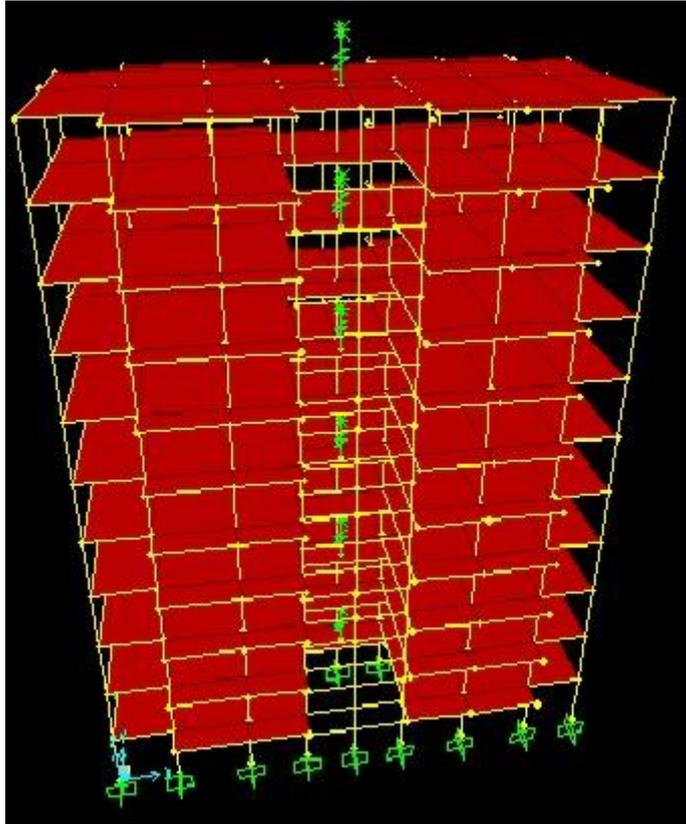
Les structures présentées ci-dessous en vus 3D par SAP2000 sont des structures avec différents emplacements des amortisseurs a masse accordée



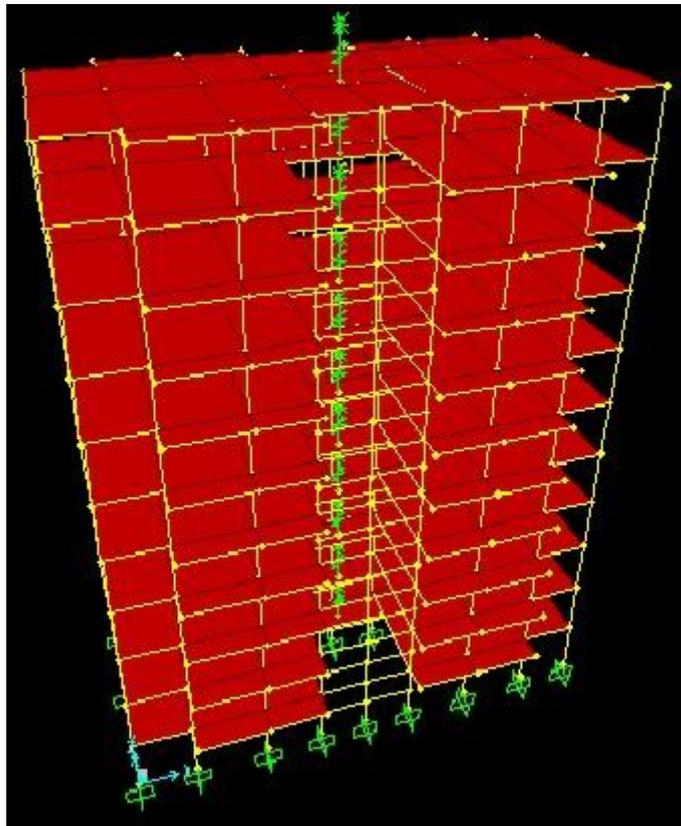
A 1



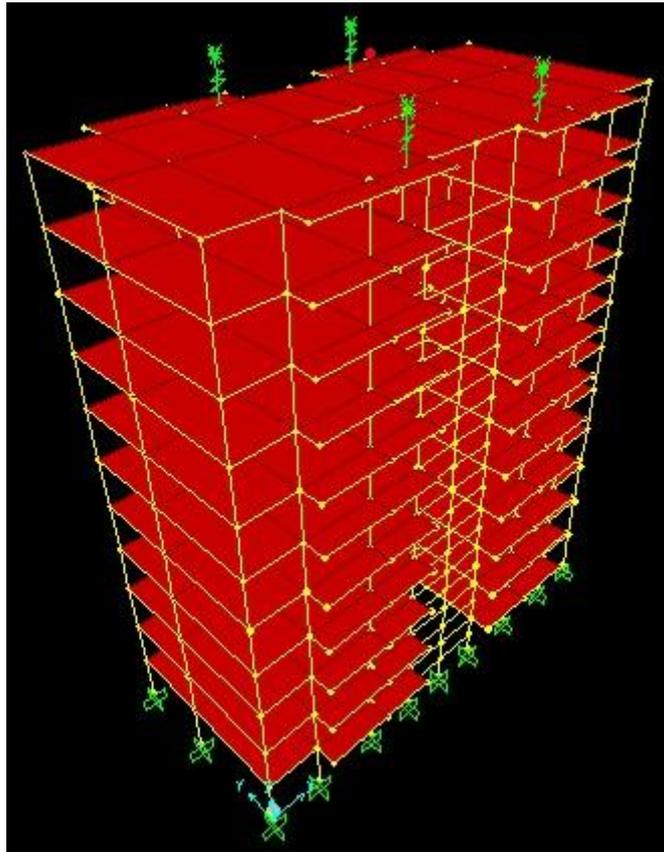
A 2



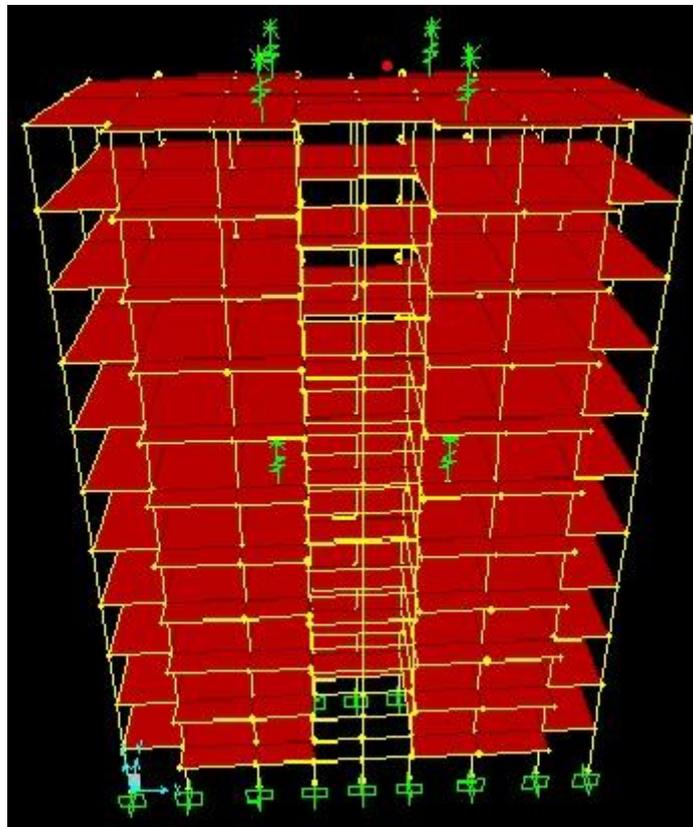
A 3



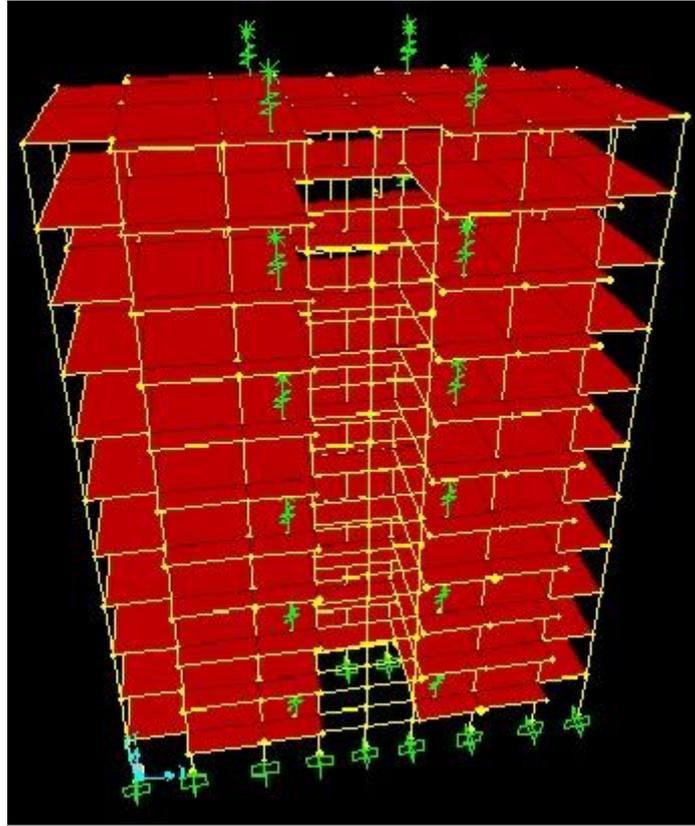
A 4



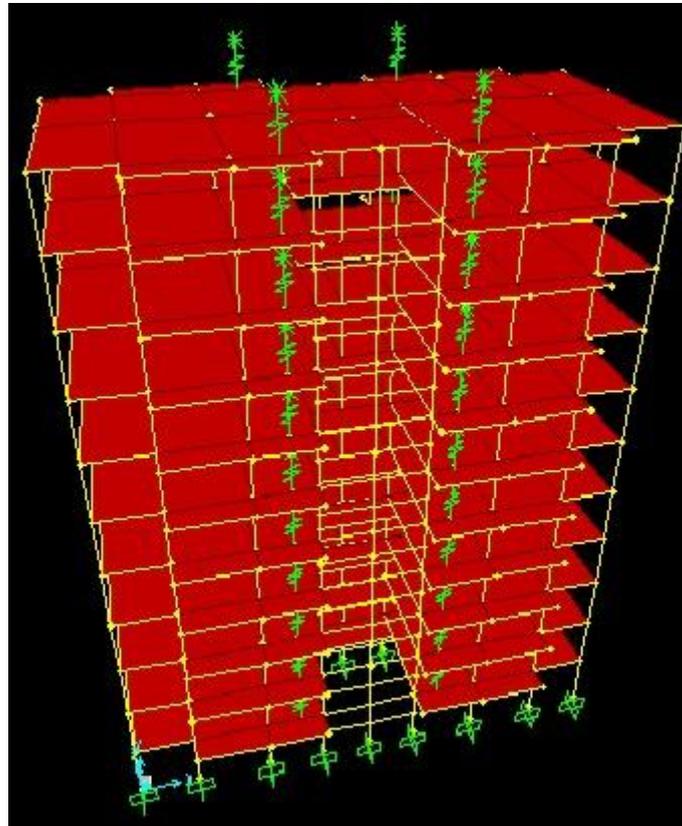
A 5



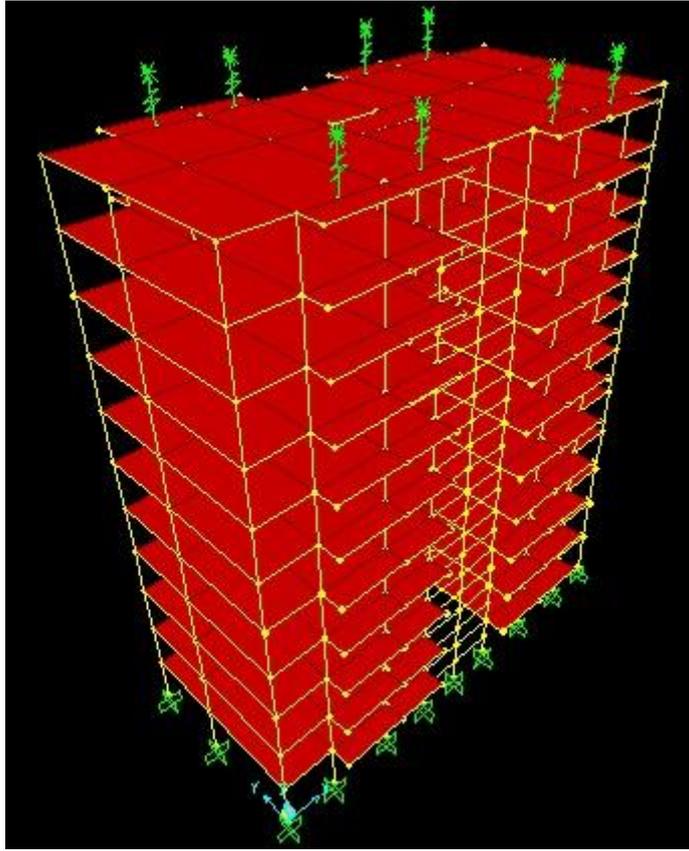
A 6



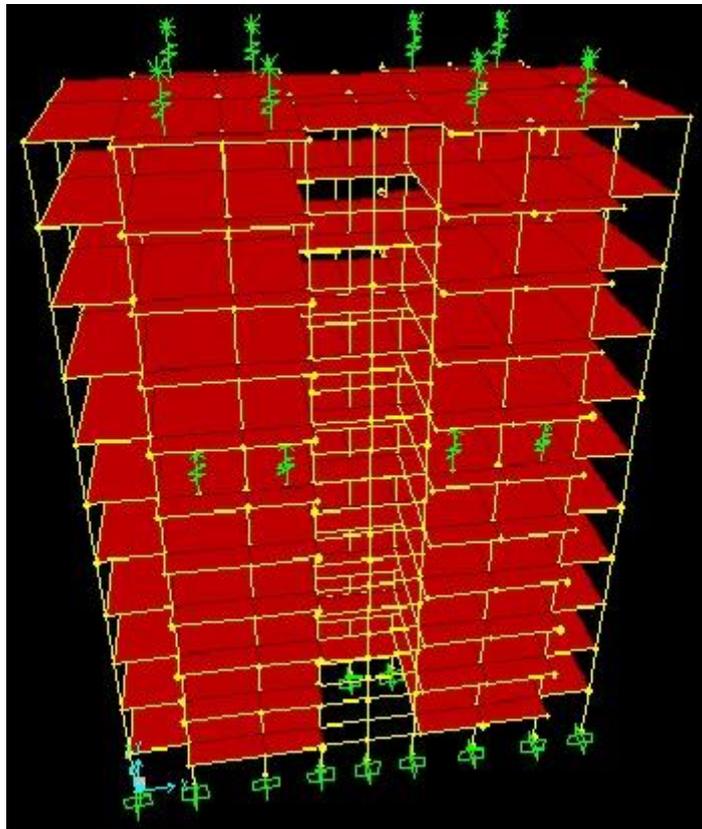
A 7



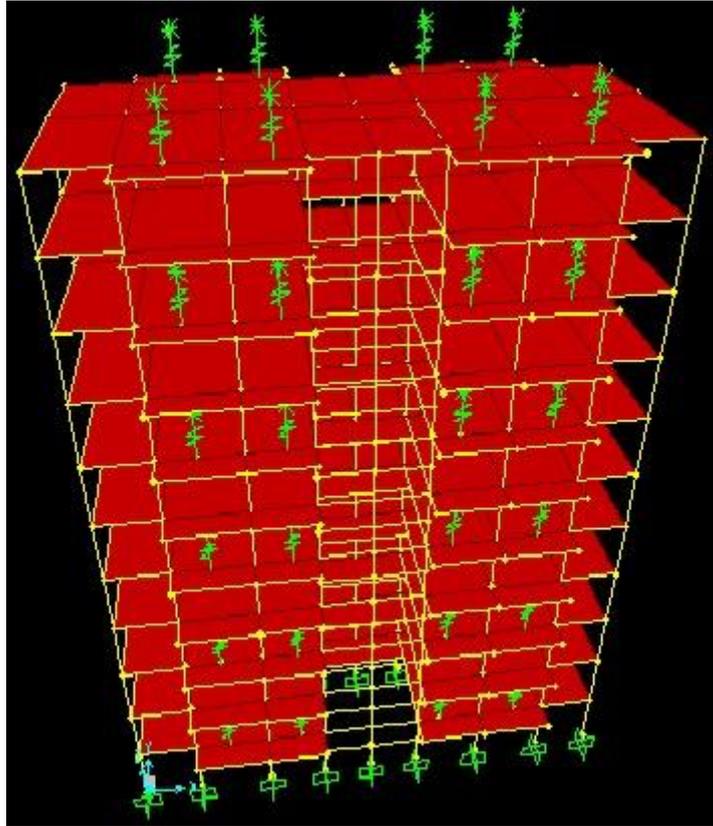
A 8



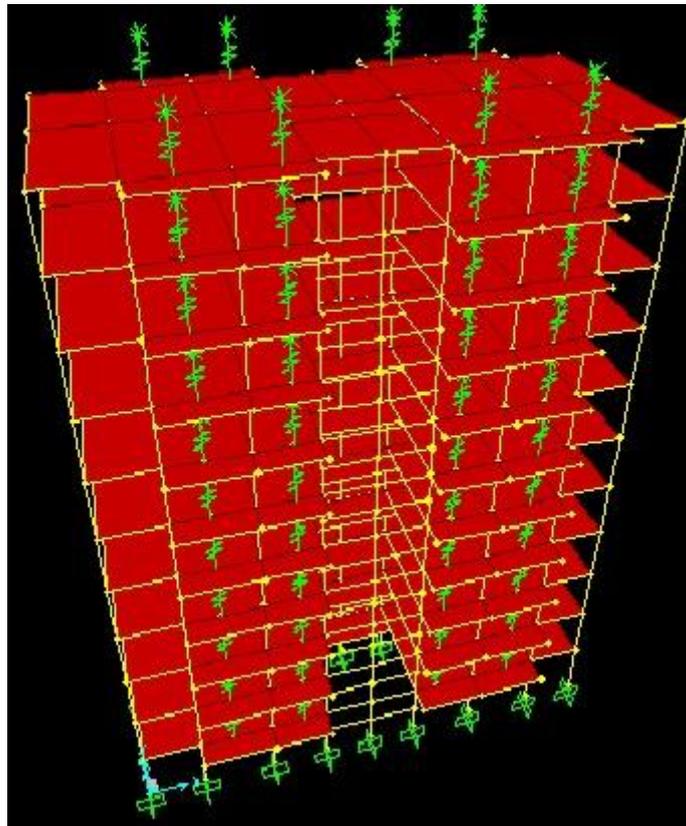
A 9



A 10



A 11



A 12

