

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté de Technologie

MEMOIRE DE MAGISTER

En Génie Civil

Spécialité : construction

**EVALUATION DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES
BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR MUNIS DE SYSTEME
DE DISSIPATION D'ENERGIE**

Par

SMAIL Tayeb

Devant le jury composé de

BENSAIBI Mahmoud	Professeur, Universite Saad Dahlab de Blida	Président
BOURAHLA Nouredin	Professeur, Universite Saad Dahlab de Blida	Examineur
HADID Mohamed	Professeur, Ecole Nationale des Travaux Publics	Examineur
ABED Mohamed	Professeur, Universite Saad Dahlab de Blida	Rapporteur

Blida, Novembre 2012

ملخص

نظم التحكم في الاهتزازات أصبحت شائعة بشكل متزايد وضروري في المباني العالية والمهمة. هذه الأطروحة تتناول دراسة أنظمة تبديد الطاقة كحل ممكن خصوصاً للبنى الشاهقة. نقترح استخدام برنامج ساب 2000، سهل الاستخدام ومعروف على نطاق واسع لتنفيذ تحاليل متزامنة غير خطية وتحاليل (حالة الاستقرار)، التي تسمح لنا بتوقع سلوك الأبراج المجهزة بأنظمة التحكم في الاهتزازات. ندرس استجابة الأبراج تحت تأثير الرياح والزلازل. وللتحقق من صحة النتائج الرقمية وتقييم أداء أنظمة التحكم، تم اختيار البناية (Taipei101) كمثال للدراسة، ووضع متخامد ذو الكتلة المعدلة (TMD) في الطابق 92 لدراسة تأثيره على استجابة البناية الناتجة عن تأثير الرياح والزلازل ومقارنتها مع استجابات البناية دون أنظمة التحكم في الاهتزازات. دراسة للمقارنة قد تمت لفهم أفضل لسلوك هذا النظام (TMD)، كما سمحت هذه المقارنة باستنتاج مفاده أن الـ متخامد ذو الكتلة المعدلة يكون فعال في الحد من الاستجابة التي تحدثها الرياح فقط. وفي الأخير، تم وضع مخمدات لزجة في النموذج لدراسة تأثيرها على استجابة البناية. هذه الدراسة أظهرت أيضاً أن المخمدات اللزجة لا تكون فعالة إلا في الهياكل المرنة، وتلك التي يمكن أن تتعرض لتشوّهات كبيرة.

RESUME

Les systèmes de contrôle des vibrations sont devenus plus en plus répandus et nécessaires dans les structures importantes et hautes. Ce mémoire traite les systèmes de dissipation d'énergie comme une solution envisageable, plus particulièrement pour les bâtiments de grande hauteur. On propose l'utilisation du logiciel SAP2000, simple d'emploi et largement connu, pour exécuter des analyses temporelles non-linéaires et des analyses (steady state), permettant de prédire le comportement des tours équipés avec des systèmes de contrôle des vibrations. On étudie la réponse des tours sous les excitations du vent et du séisme. Afin de valider les résultats numériques et d'évaluer la performance des systèmes de contrôle, la tour Taipei101 a été choisie comme cas d'étude. L'amortisseur à masse accordé (TMD) a été placé en 92^{ème} étage pour étudier son effet sur la réponse structurale due au vent et aux excitations sismiques et pour le comparer avec les réponses structurales sans TMD. Une étude paramétrique est effectuée afin de mieux comprendre le comportement de TMD, cette comparaison a permis de conclure qu'il est efficace en réduisant la réponse induite par le vent. Finalement, des amortisseurs visqueux ont été placés dans le modèle pour étudier leurs effets sur la réaction structurale. Cette étude a également montré que les amortisseurs visqueux sont efficaces seulement pour les structures flexibles, celles qui peuvent être soumises à des grandes déformations.

ABSTRACT

The vibration control systems became more and more widespread and necessary in the important and tall buildings. This dissertation treats the energy dissipation systems as possible solution, so much for the tall buildings. We propose to utilize SAP2000 software, easy to use and largely known to run non-linear time history and steady state analyses, allowing to predict the behavior of the tall buildings equipped with vibration control systems. We study the response of the tall building under wind and seismic excitations. In order to validate the numerical results and to evaluate the performance of the control systems, Taipei101 was chosen like case of study. The tuned mass damper (TMD) was placed in the 92th floor to study its effect on the structural response due to wind and seismic excitations also to compare it with the structural response without TMD. A parametric study is carried out in order to better understand the behavior of TMD, this comparison made it possible to conclude that it is effective in reducing response induced by wind. Finally, viscous damping devices were placed in the model to study their effects on the structural response. This study has also showed that the viscous damping devices are only effective for the flexible structures, those which can be subjected to large deformations.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tien à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Je voudrais commencer avec le professeur ABED Mohamed pour m'avoir suivi pendant ces années, de m'avoir épaulée quand il le fallait avec leur sagesse et leur savoir.

Mes remerciements vont également à tous les membres de mon jury de thèse de m'avoir fait l'honneur en acceptant de juger mon mémoire.

Mes remerciements pour les enseignants du département de génie civil et tous les membres du CGS.

Finalement, je remercie Mr MAZOUZ Elaaid pour son aide et ses orientations précieuses et toute personne, qui de près ou de loin ont m'aidé à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents que Allah les protège.

A mes chères frères et mes sœurs.

A tous mes amis.

A tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à achever ce travail.

T. Smail

TABLE DES MATIERES

RESUME	02
REMERCIEMENTS	05
TABLE DES MATIERES	06
LISTE DES TABLEAUX	09
LISTE DES FIGURES	10
INTRODUCTION	13
BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR	18
1.1 Généralités et historique	16
1.2 Concepts structuraux	17
1.3 Systèmes structuraux des bâtiments de grande hauteur	18
1.3.1 Systèmes de résistance de charge latérale.....	20
1.3.2 Cadres de contreventement (braced frame)	22
1.3.3 Système en tube diagonalisé.....	23
1.3.4 Tube assemblé (Framed Tube)	23
1.3.5 Tube en treillis (trussed tube)	23
1.3.6 Tube empaqueté (Bundled Tube)	24
1.3.7 Système mixte noyau central façade (outrigger)	24
1.4 Comparaison des systèmes structuraux des bâtiments les plus hauts au monde...	25
1.5 Confort humain dans les bâtiments hauts (critères de mouvement)	27
1.6 Caractéristiques du vent	29
1.7.1 Les effets du vent sur un bâtiment.....	29
1.7 Modifications aérodynamiques des structures	31
1.7.1 Grandes modifications architecturales.....	31
1.7.2 Petites modifications architecturales.....	34
LE CONTROLE DES VIBRATIONS	35
2.1 Introduction	35
2.2 Méthodes de contrôle structural	35
2.3 Systèmes de contrôle passif	37
2.3.1 Systèmes d'isolation sismique.....	38
2.3.2 Isolation à la base.....	38
2.3.3 Principaux types de systèmes d'isolation.....	40

2.3.4 L'utilisation de l'isolation à la base.....	45
2.3.5 Systèmes de dissipation d'énergie.....	46
2.4 Le système de contrôle actif.....	62
2.4.1 Avantages et inconvénients.....	63
2.5 Le système de contrôle hybride.....	64
2.6 Le système de contrôle semi-actif.....	66
PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	67
3.1 Introduction.....	67
3.2 Description de Taipei101.....	68
3.3 Systèmes de gravité.....	69
3.4 Systèmes latéraux.....	69
3.5 Les effets du vent.....	70
3.5.1 TMD de bâtiment.....	71
3.5.2 TMDs de pinacle.....	71
3.6 Les effets du séisme.....	71
3.6.1 TMD de bâtiment.....	71
3.6.2 TMDs de pinacle.....	72
3.7 Fondations.....	72
3.8 Modèle d'éléments finis.....	72
3.8.1 Périmètre et noyau de structure.....	73
3.8.2 Encorbellement.....	76
3.9 Informations générales.....	76
ANALYSE DYNAMIQUE.....	77
4.1 Introduction.....	77
4.2 Types d'excitations et leurs analyses.....	77
4.2.1 Différence entre vent et séisme.....	78
4.3 L'excitation du vent.....	80
4.3.1 Fonction (Steady state).....	81
4.4 Les excitations sismiques.....	83
4.4.1 Caractéristiques de tremblement de terre de Chi-chi.....	83
4.4.2 Caractéristiques de tremblement de terre d'El Centro.....	84
4.5 Analyse de Structure sans le système de dissipation.....	85

4.5.1 Réponse structurale sous l'excitation du vent.....	86
4.5.2 Réponse structurale sous l'excitation sismique.....	87
4.6 Modélisation de TMD	91
4.6.1 Étude paramétrique.....	93
4.6.2 Réponse structurale sous l'excitation du vent.....	93
4.6.3 Réponse structurale sous l'excitation sismique.....	99
4.7 Système d'amortisseurs à fluide visqueux (VD)	101
4.7.1 Réponse structurale sous l'excitation sismique.....	102
CONCLUSION GENERALE	104
REFERENCES	
ANNEXE 1	
ANNEXE 2	

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: La tour (Home Insurance Building) Chicago.....	16
Figure 1.2: Concept structural du bâtiment de grande hauteur.....	18
Figure 1.3: Classification des systèmes structuraux des bâtiments.....	19
Figure 1.4: Classification des systèmes structuraux des bâtiments (acier).....	19
Figure 1.5: Classification des systèmes structuraux des bâtiments (béton).....	20
Figure 1.6: Portiques à comportement flexionnel.....	21
Figure 1.7: Système en tube (9 tubes juxtaposés) : Tour de Sears, Chicago.....	22
Figure 1.8: Système de contreventement: Tour de Sears John Hancock, Chicago.....	23
Figure 1.9: Système Tube en treillis John Hancock Center, Chicago.....	23
Figure 1.10: Tube empaqueté, Tour de Sears Tower, Chicago.....	24
Figure 1.11: Système outrigger, Tour de Sears Melbourn	25
Figure 1.12: Forme des supers gratte-ciel dans le monde.....	25
Figure 1.13: Plan d'étage typique.....	26
Figure 1.14: Système structural par noyau.....	26
Figure 1.15: Critère d'acceptabilité du mouvement pour des ouvrages hauts.....	28
Figure 1.16: Les effets du vent sur les bâtiments à formes isolées	30
Figure 1.17: Les effets du vent sur les bâtiments à formes associées.....	31
Figure 1.18: Création petites surfaces au sommet : Transamerica Pyramid.....	32
Figure 1.19: Diminution de la surface avec la hauteur : Burj Dubai, Dubaï.....	32
Figure 1.20: Marina City, Chicago.....	33
Figure 1.21: Modifications aérodynamiques à la forme de bâtiment carrée.....	33
Figure 1.22: Modifications aérodynamiques à la forme.....	34
Figure 2.1: TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101[02].....	37
Figure 2.2: Système d'isolation à la base (Takenaka Corporation 2001).....	38
Figure 2.3: Exemple d'application d'isolation à la base [22].....	39
Figure 2.4: Appuis en caoutchouc à haute dissipation d'énergie [22].....	40
Figure 2.5: Appuis élastomères simples (LDRB).....	41
Figure 2.6: Comportement d'élastomère à amortissement élevé	41
Figure 2.7: Appuis élastomères à noyau de plomb (LRB).....	42
Figure 2.8: Les appuis de glissement et Boucles force déplacement [29].....	43
Figure 2.9: Plaques de friction (PF).....	44
Figure 2.10: Pendules de frottement (FPS).....	44
Figure 2.11 : Appui Pendules de frottement FPS.....	45
Figure 2.12: Amortisseur à friction Pall [32].....	47

Figure 2.13: Configuration typique d'amortisseur de VE.....	48
Figure 2.14: Installation des amortisseurs viscoélastiques dans la tour WTC.....	49
Figure 2.15: Coupe d'amortisseur visqueux (Source: Taylor Devices, Inc).....	50
Figure 2.16: Deux emplacements typiques pour mettre les amortisseurs visqueux.....	51
Figure 2.17: Système de contreventement à articulation, Huntington Boston.....	51
Figure 2.18: Force dans le dispositif visqueux en fonction de vitesse.....	52
Figure 2.19: Dispositif ADAS	53
Figure 2.20: Application de TMD: Passerelle de Tawe à Swansea, l'Angleterre.....	54
Figure 2.21: Effet de TMD simplifié comme modèle de deux masses [37].....	54
Figure 2.22: Système de TMD à un degré de liberté.....	55
Figure 2.23: Un amortisseur à masse accordée de translation.....	57
Figure 2.24: Un simple TMD pendulaire.....	58
Figure 2.25: Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation.....	59
Figure 2.26: Tour de Millenium (Tokyo).....	61
Figure 2.27: Types des amortisseurs à liquide accordé.....	62
Figure 2.28 : Diagramme de contrôle actif des structures.....	63
Figure 2.29: Amortisseur actif de masse sur l'Applause Tower.....	63
Figure 2.30: HMD installé sur la tour de parc de Shinsuku [16].....	65
Figure 2.31: Schéma d'amortisseur à masse accordé Actif-Passif [16].....	65
Figure 2.32: Système de protection sismique [43].....	66
Figure 3.1: Taipei101, Taiwan.....	68
Figure 3.2: CFT de périmètre de Taipei101.....	69
Figure 3.3: Vue 3D des CFT et Outriggers de Taipei101.....	70
Figure 3.4: RWDI essai en tunnel du vent de Taipei101.....	70
Figure 3.5: Un pieu de Taipei101.....	72
Figure 3.6: Vue 3D de Taipei101, SAP2000.....	73
Figure 3.7: Exemple de CFT 3.0x2.4 SAP2000 (section design).....	73
Figure 3.8: CFT 3.0x2.4 des étages 74-82.....	75
Figure 4.1: Excitation d'un bâtiment due au vent.....	78
Figure 4.2: Excitation d'un bâtiment due au séisme.....	79
Figure 4.3: Description graphique du spectre de réponse.....	79
Figure 4.4: Spectre de réponse et périodes des bâtiments selon la hauteur.....	80
Figure 4.5: Excitation sinusoïdale, avec la fréquence identique à la 1 ^{ère} fréquence de Taipei101.....	81
Figure 4.6: Charge statique triangulaire amplifiée par la fonction sinusoïdale.....	81
Figure 4.7: Définition de la fonction steady state, SAP2000.....	82
Figure 4.8: Définition de l'analyse steady state, SAP2000.....	82
Figure 4.9: Définition de l'accélérogramme de séisme Chi-chi, SAP2000.....	84
Figure 4.10: Définition de l'accélérogramme de séisme El Centro, SAP2000.....	84
Figure 4.11: Trois premiers modes de Taipei101.....	85
Figure 4.12: Accélération au sommet sous l'excitation du vent.....	86

Figure 4.13: Déplacement au sommet sous l'excitation du vent.....	86
Figure 4.14: Accélération au sommet sous l'excitation Chi-chi.....	87
Figure 4.15: Déplacement au sommet sous l'excitation de Chi-chi.....	87
Figure 4.16: Accélération au sommet sous l'excitation d'El Centro.....	88
Figure 4.17: Déplacement au sommet sous l'excitation d'El Centro.....	88
Figure 4.18: Efforts tranchants à la base sous l'excitation de Chi-chi.....	89
Figure 4.19: Efforts tranchants à la base sous l'excitation d'El Centro.....	90
Figure 4.20: Déplacements des étages.....	90
Figure 4.21: Modélisation de TMD, SAP2000.....	91
Figure 4.22: Accélération des bâtiments selon la période de retour sous de vent.....	91
Figure 4.23: Emplacement de TMD dans la tour de Taipei101.....	92
Figure 4.24: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.....	93
Figure 4.25: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.....	94
Figure 4.26: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.....	94
Figure 4.27: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.....	94
Figure 4.28: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.....	95
Figure 4.29: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.....	95
Figure 4.30: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.....	95
Figure 4.31: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.....	96
Figure 4.32: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.....	96
Figure 4.33: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.....	96
Figure 4.34: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.....	97
Figure 4.35: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.	97
Figure 4.36: Déplacements le long de la hauteur de bâtiment sous l'excitation du vent.	98
Figure 4.37: Accélérations le long de la hauteur de bâtiment sous l'excitation du vent..	98
Figure 4.38: Accèlèrogramme de Chi-chi et les périodes correspondantes à chaque taux de masse.....	101
Figure 4.39: Configuration des amortisseurs visqueux, SAP2000.....	102

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Catégories de confort et effets selon l'accélération [10].....	29
Tableau 2.1 : Classification des dispositifs de contrôle structuraux [17].....	36
Tableau 2.2 : Liste de 5 applications actuelles de TMD.....	60
Tableau 3.1 : L'usage des étages de la tour de Taipei101.....	68
Tableau 3.2 : Dimensions extérieures des super-poteaux de périmètre [30].....	74
Tableau 3.3 : Dimensions extérieures des super-poteaux du noyau [30].....	74
Tableau 4.1 : Période et participation massique de 10 premiers modes.....	85
Tableau 4.2 : Réponses maximales en accélération et en déplacement.....	89
Tableau 4.3 : Résumé de l'étude paramétrique sous l'excitation du vent.....	97
Tableau 4.4 : Les réponses sous l'excitation de Chi-chi.....	99
Tableau 4.5 : Les réponses sous l'excitation d'EL Centro.....	100
Tableau 4.6 : Les réponses sous l'excitation de Chi-chi.....	102
Tableau 4.7 : Les réponses sous l'excitation d'El Centro.....	103

INTRODUCTION

Le nombre de bâtiments de grande hauteur construit augmente de jour après jour, ceci est devenu possible grâce à l'introduction de nouveaux matériaux dans la construction qui ont permis de rendre ces structures plus légères, plus hautes et plus souples. Cette augmentation de flexibilité a engendré une diminution de l'amortissement et induit par voie de conséquence une plus grande sensibilité aux excitations extérieures comme le vent et les séismes.

Pour un bâtiment, l'étude du risque relatif aux forces sismiques et du vent fait intervenir plus particulièrement les caractéristiques dynamiques que statiques. En effet, les tâches de calcul exécutées associent les phénomènes liés à la résonance, c'est à dire la coïncidence de la fréquence de l'excitation avec celles des fréquences de vibration propres de la structure. En somme, les bâtiments d'aujourd'hui sont beaucoup plus vulnérables que leurs prédécesseurs. Afin de pouvoir atténuer ces problèmes, il existe différentes méthodes et solutions qui assurent un comportement correct des bâtiments fortement flexibles en contrôlant leur mouvement.

Afin d'assurer pour une construction la résistance aux forces sismiques et de vent, la manière conventionnelle est d'augmenter sa rigidité pour la maintenir dans l'intervalle élastique ou proche de l'élastique. En fait, concevoir des constructions pour se comporter élastiquement ou pour s'approcher de l'intervalle élastique pendant des excitations dynamiques fortes n'est pas économique, et aussi n'est pas faisable dans beaucoup de cas. Parmi les solutions observées pour les bâtiments de grande hauteur, nous pouvons citer les études du comportement aérodynamique de la structure qui devient capital dans la phase conception. Ainsi, pour ce type particulier de constructions, dès les premiers traits de l'esquisse, une association de différentes disciplines (architecture, aérodynamique, structure, dynamique, etc.)

est à prévoir pour assurer un avancement cohérent du projet sur ces différents aspects et éviter une incompatibilité technique ou une remise en cause totale du projet.

De nos jours, permettre au bâtiment de dissiper l'énergie vibratoire à l'aide des dispositifs mécaniques est devenu de plus en plus fréquent et plus attrayant. En effet, l'installation de ces systèmes dissipatifs d'énergie sismique et du vent permet d'atténuer l'impact des excitations dynamiques. Cette intervention est devenue une discipline et est connue sous le nom de contrôle des vibrations de bâtiments.

Ces dernières années, une attention considérable a été prêtée à la recherche et au développement des dispositifs de contrôle des structures. De plus, des efforts sérieux ont été engagés dans les deux dernières décennies pour développer le concept structural de contrôle en technologie réalisable. Actuellement, il s'avère que le contrôle structural est une partie importante de conception des structures élevées, et dans certains cas pour l'adaptation les structures existantes contre le séisme et le vent. Les stratégies les plus existantes sont les stratégies passives : les amortisseurs à masse accordées (TMD), les amortisseurs visqueux et l'isolation à la base [01].

Les systèmes de contrôle sont principalement trois : passif, actif et semi-actif. Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui dissipe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe [02].

Le choix d'un dispositif de contrôle de vibration est basé sur plusieurs facteurs, y compris l'efficacité, le poids, les coûts d'exploitation et de matériels, les besoins d'entretien et la sécurité.

Les amortisseurs à masse accordés ont été généralement utilisés pour le contrôle de vibration dans des systèmes de génie mécanique. Ces dernières années, la théorie de TMD a été adoptée pour réduire des vibrations des gratte-ciels et d'autres structures de génie civil. Les amortisseurs visqueux ont été utilisés pour atténuer les vibrations de bâtiment sous non seulement des charges du vent mais aussi des excitations sismiques pour les bâtiments situés dans les régions de fort vent et sismiquement actives.

Pour être en mesure d'appliquer des systèmes de dissipation d'énergie dans les tours, il est nécessaire d'obtenir un excellent niveau de compréhension du fonctionnement de ces systèmes et de pouvoir reproduire ce comportement dans des modèles numériques. Le but global de cette étude était de développer les connaissances sur la modélisation numérique des bâtiments de grandes hauteurs équipés avec des systèmes de dissipation d'énergie. Pour cela une étude est effectuée afin de mieux comprendre le comportement des tours et les systèmes de contrôle des vibrations.

Pour atteindre cet objectif, les travaux de ce mémoire sont exposés comme suit:

Dans le premier chapitre, un bref aperçu est exposé sur les gratte-ciels et leurs systèmes structuraux, à titre d'illustration nous présentons quelques exemples remarquables de bâtiments de grande hauteur à travers le monde. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des systèmes de contrôle des vibrations, après une brève description des divers types de contrôle, des exemples de structures comportant ces technologies sont montrés. Dans le chapitre trois, nous nous focaliserons plus particulièrement sur la conception du super gratte-ciel Taipei101, nous présentons une description de son système de TMD (Amortisseurs à Masse Accordée) et montrons son efficacité dans l'atténuation de la réponse de la structure vis-à-vis de l'action du vent et des excitations sismiques. Taipei101 est choisi parce qu'il est l'une de ces constructions hautes où une attention particulière a été observée dès les premiers traits de conception pour la prise en charge des effets du vent et des charges sismiques. Dans le chapitre quatre un modèle tridimensionnel représentant le système structural de Taipei101 est créé dans un but d'examiner et de comparer l'évolution de sa performance vis-à-vis des forces horizontales après introduction des systèmes de contrôle. Dans ce contexte, nous avons effectué une étude paramétrique de TMD et des amortisseurs visqueux en faisant varier leurs paramètres.

Finalement, nous terminons par une conclusion générale et proposons des recommandations pour des futurs travaux.

CHAPITRE 1

BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR

1.1 Généralités et historique :

En 1885, un ingénieur américain appelé William Le Baron Jenney est devenu le créateur du gratte-ciel moderne, quand il s'est rendu compte qu'un bâtiment pourrait être construit en utilisant des matériaux totalement différents et il a eu l'idée ingénieuse de soutenir les charges de gravité du bâtiment de 10 étages à Chicago figure 1.1, sur un cadre en acier et d'accrocher les murs de maçonnerie à ce squelette [03], au lieu d'utiliser les murs lourds de maçonnerie pour soutenir le poids de planchers supérieurs,

Deux développements technologiques, l'ascenseur (qui a été présenté en 1853 par Elisha Otis) et la construction moderne en acier ont enlevé les limitations régnantes sur la hauteur des constructions. La volonté d'être considéré comme principal centre urbain compte tenu de la hauteur des constructions, ouvrit une compétition entre Chicago et New York [03].



Figure 1.1: La tour (Home Insurance Building) Chicago.

Un bâtiment haut ne peut pas être défini en termes spécifiques liés à la hauteur ou au nombre d'étages car l'aspect extérieur de grande hauteur est une question relative et il n'y a aucun consensus sur les caractéristiques qu'à partir, les bâtiments de grande hauteur peuvent être classés [03].

Les ingénieurs soutiennent l'opinion de la caractérisation d'un bâtiment comme étant grande, quand ses analyses et conceptions structurales sont principalement régies par les charges latérales (vent, séisme) au lieu des charges de pesanteur [03].

1.2 Concepts structuraux :

De nos jours, les bâtiments de grande hauteur doivent savoir incorporer différents critères tels que l'esthétique, la structure, etc. L'architecture actuelle prétend créer des grands espaces afin que leur usage soit accepté par les personnes et que l'interaction avec l'environnement soit le plus attrayante possible. Les conditions structurelles sont de plus en plus difficiles à surmonter au fur et à mesure que l'on construit plus haut et les effets des forces latérales sont un nouveau défi à franchir car avec les hauteurs atteintes actuellement, ce ne sont plus seulement la solidité, la rigidité et la stabilité qu'il faut étudier mais aussi les mouvements latéraux produits par le vent ou le séisme [04].

Bien que la forme joue un grand rôle dans la façon dont le bâtiment se comporte sous le vent et les charges sismiques, peu d'ingénieurs se sont donné l'occasion d'influencer la forme du bâtiment. Au lieu de cela leur rôle s'est confiné à l'optimisation de la structure pour la forme particulière que l'architecte et les propriétaires fournissent. L'idée principale en conceptualisant le système structural pour un bâtiment haut est de penser à lui comme une console (Figure 1.2). La force transversale dirigée produite, en raison du vent soufflant contre le bâtiment ou due aux forces d'inertie induites par le mouvement du sol, tend tous les deux pour la casser (flexion), et les pousse plus (l'effort tranchant). Par conséquent, le bâtiment doit avoir un système pour résister à l'effort tranchant et flexion.

Le calcul des bâtiments est basé sur les critères suivants :

- Limiter les contraintes et les déformations,
- Limiter les déplacements de service,
- L'accélération est limitée pour des raisons de confort des occupants,
- La sécurité vis à vis de la stabilité, du flambement et de l'effet P-Delta doit être vérifiée.

- Assurer une ductilité suffisante pour éviter la rupture sous l'effet des événements exceptionnels (vent, séismes,...).

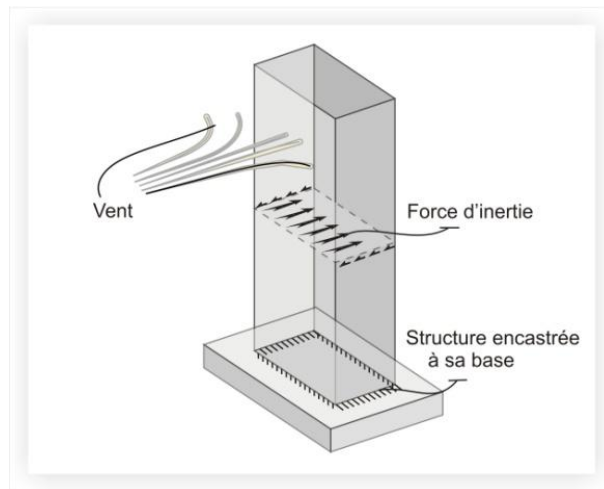


Figure 1.2: Concept structural du bâtiment de grande hauteur.

Au fur et à mesure que la hauteur des bâtiments augmente, la capacité à pouvoir encaisser des efforts latéraux devient le critère de calcul de la structure le plus important. Le critère principal du calcul est la capacité à disposer d'une réserve suffisante de rigidité latérale pour limiter le déplacement horizontal dû au vent et pour limiter la perception des mouvements, ressentis par les occupants, à un niveau acceptable. Le mouvement du bâtiment est essentiellement dynamique et il est nécessaire de prendre en compte tous les facteurs qui affectent ce comportement dynamique. Les paramètres structuraux sont la rigidité, l'amortissement et la masse.

Parmi les paramètres non-structuraux, on peut trouver l'aspect de la forme aérodynamique du bâtiment, dont l'effet sera significatif, en particulier pour les structures ultra hautes. Alors que les exigences de base prédominantes concernant les calculs sont celles qui se rapportent au contrôle du déplacement horizontal, la forme globale devient aussi un élément important. L'architecture de la forme de l'immeuble doit alors être correctement intégrée, avec ses aspects structuraux, afin d'en déduire un équilibre économique optimum.

1.3 Systèmes structuraux des bâtiments de grande hauteur :

Le système structural d'un bâtiment de grande hauteur doit résister à la fois aux charges de gravité et aux charges latérales, dues à des phénomènes comme le vent et le séisme. Au fur et à mesure que la hauteur du bâtiment augmente, les charges latérales s'imposent graduellement dans la conception [05].

Un grand nombre de nouveaux systèmes structuraux pour les bâtiments de grande hauteur, en particulier en acier, sont apparus depuis le milieu des années 1960. De nombreuses formes nouvelles, efficaces et économiques pour différentes gammes de hauteurs ont été développées, Un grand nombre de ces systèmes intègrent à la fois l'acier et des éléments en béton armé qui travaillent en structure mixte.

Les systèmes structuraux ce sont essentiellement les suivants :

- Systèmes de plancher,
- Systèmes de résistance de charge verticale,
- Systèmes de résistance de charge latérale.

Khan, Iyengar et Colaco (1972) ont classifié les systèmes structuraux qui sont le plus généralement employés (figure 1.3), et comparent systématiquement quelques systèmes structuraux selon le nombre d'étages. Les figures 1.4 et 1.5 montrent une comparaison plus détaillée de systèmes structurels pour les structures en acier et en béton respectivement [06].

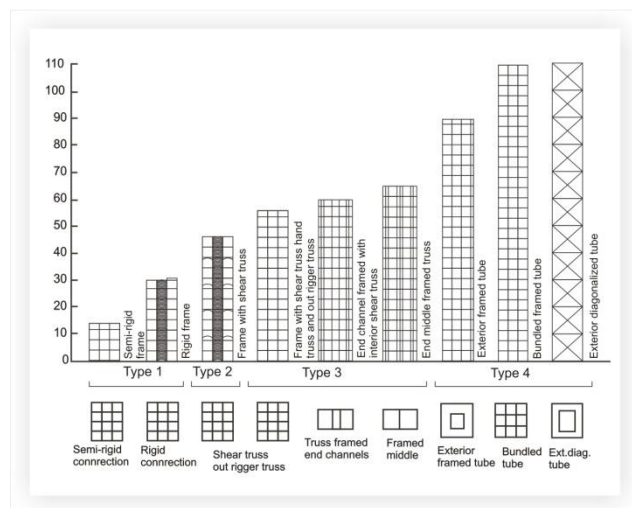


Figure 1.3: Classification des systèmes structuraux des bâtiments.

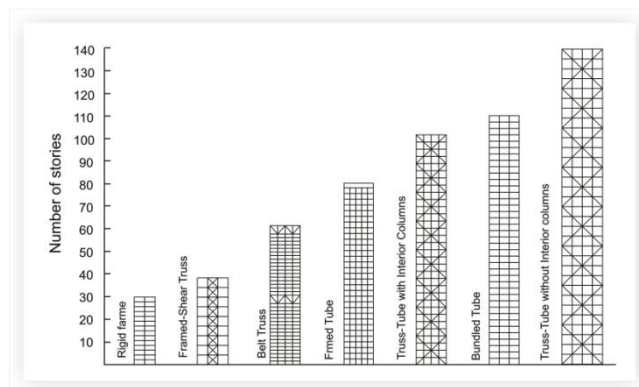


Figure 1.4: Classification des systèmes structuraux des bâtiments (acier).

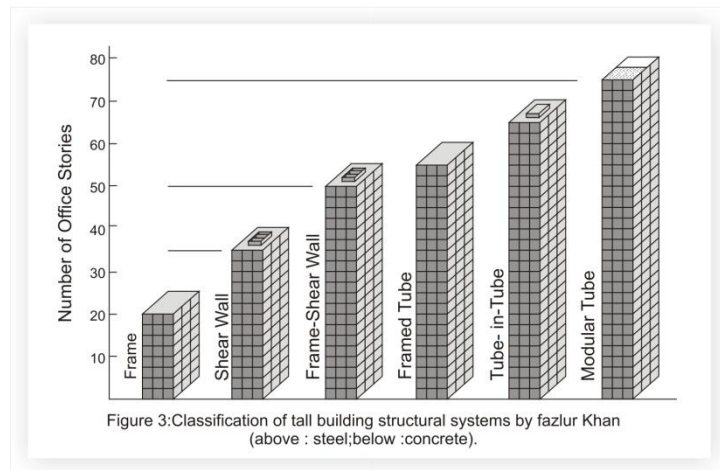


Figure 1.5: Classification des systèmes structuraux des bâtiments (béton).

1.3.1 Systèmes de résistance de charge latérale :

Les charges latérales dues au vent et au séisme produisent des accélérations latérales. Comme les gens perçoivent normalement ces accélérations dans les conditions de service, la rigidité, plutôt que la résistance, tend à devenir le facteur dominant pour les bâtiments de grande hauteur. L'état limite de service peut ainsi être plus important que l'état limite ultime [05].

Quatre groupes de systèmes structuraux peuvent être identifiés, Ce sont :

- a. Système de contreventement par voile,
- b. Système de noyau,
- c. Système d'ossature,
- d. Système de tube.

Chaque système a des propriétés de résistance aux charges latérales différentes et tend donc à être « efficace » au-delà d'un certain niveau de hauteur.

1.3.1.1 Système de con treventement par voile :

Les voiles sont des éléments plats composés des murs minces en béton armé ayant la longueur et l'épaisseur fournissant la rigidité latérale. L'effort tranchant et les contraintes de flexion globales sont des contraintes de conception, les voiles résistent à la fois aux charges verticales et horizontales et sont le plus souvent réalisés en béton [06]. Ce système de contreventement par mur faisant intervenir le poids propre des composants de structure (généralement du béton), devient normalement inefficace pour des bâtiments de plus de 15 à 30 étages.

1.3.1.2 Système de noyau :

Une structure en noyau est composée de murs de contreventement arrangés selon une forme fermée dans laquelle les systèmes de transport verticaux sont généralement concentrés. Cet arrangement permet une flexibilité dans l'utilisation de l'espace du bâtiment en dehors du noyau. Le noyau peut être conçu pour résister à la fois aux charges verticales et horizontales.

Le système de noyau en béton a le même désavantage que le système de contreventement par voiles, à savoir la limitation due au poids propre.

1.3.1.3 Système d'ossature :

Dans ce système, la résistance latérale des charges est fournie par l'interaction des poutres et des poteaux comme représenté schématiquement sur la Figure 1.6. Ce type de portique est composé de poteaux et de poutres en plan avec des connections rigides ou semi-rigide. La résistance et la rigidité sont proportionnelles à la hauteur d'étage et à l'espacement des poteaux. Ces portiques peuvent être en acier, en béton armé ou mixtes. Les portiques à comportement flexionnel peuvent également être sous forme de poteaux connectés à des planchers en béton armé [03]. Plus le contreventement intégré dans l'ossature spatiale est important, plus le niveau de hauteur efficace est élevé. La limite supérieure se situe au niveau des 60 étages.

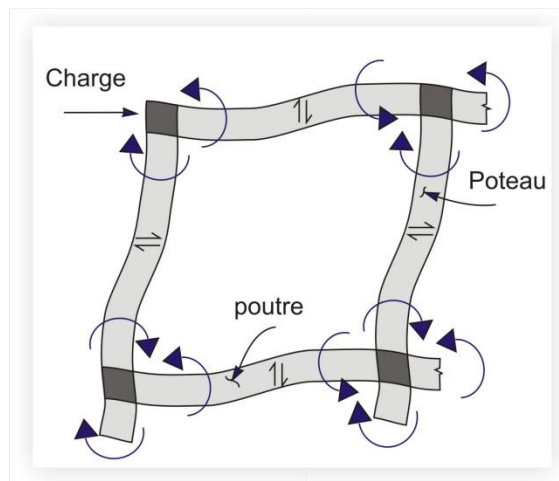


Figure 1.6: Portiques à comportement flexionnel.

1.3.1.4 Système de tube :

Le système de tube peut être choisi comme ossature spatiale avec les éléments verticaux positionnés à l'extérieur. Le niveau de hauteur efficace est influencé par le type et

le niveau de contreventement employé dans le tube. En général, une structure en tube est considérée comme la forme la plus efficace pour les bâtiments les plus hauts, c'est-à-dire pour plus de 60 étages.

Dans ce type de système, la masse et la raideur de la tour sont distribuées sur tout le périmètre de la tour afin d'obtenir le maximum d'inertie. Le système comprend une série de poteaux espacés régulièrement en façade avec un système de poutres reliées rigidement toutes ensemble. Ils existent aussi les systèmes de double tube avec un tube extérieur formé par un système de poteaux en béton et un tube intérieur qui est un noyau en béton. Ce système-là est capable de supporter des forces latérales de vent beaucoup plus importantes (environ 20% de plus de la force de vent est supportée par le noyau en béton) [04].

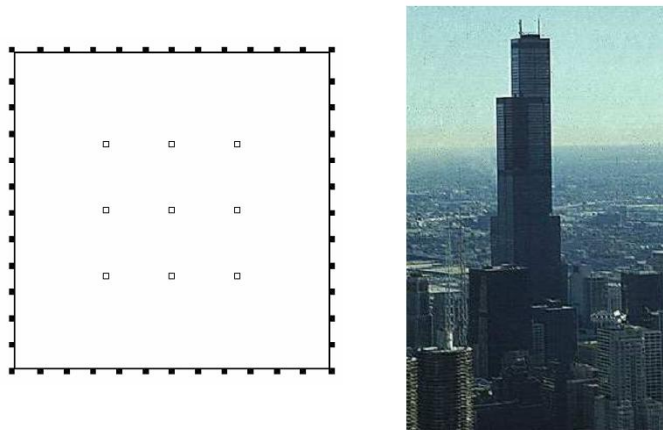


Figure 1.7: Système en tube (9 tubes juxtaposés) : Tour de Sears, Chicago.

Les quatre systèmes de base sont considérés comme étant les groupes primaires pouvant être associés aux niveaux de hiérarchie des systèmes de structure, comme proposé par Falconer et Beedle. On peut dériver par combinaison des systèmes structuraux secondaires, qui sont :

1.3.2 Cadres de contreventement (braced frame) :

Lorsque des ossatures métalliques sont contreventées, différents types de contreventement peuvent être utilisés en fonction des exigences structurelles et fonctionnelles. Les plus courants sont:

- Contreventement en X,
- Contreventement en K,
- Contreventement en V.

1.3.3 Système en tube diagonalisé :

Le système de diagonales extérieures est très efficace car la traction-compression des diagonales stabilise l'ensemble du bâtiment. En plus, il transmet les forces latérales aux poteaux verticaux du bâtiment et il est donc très intéressant pour des structures agissant en porte-à-faux [04].

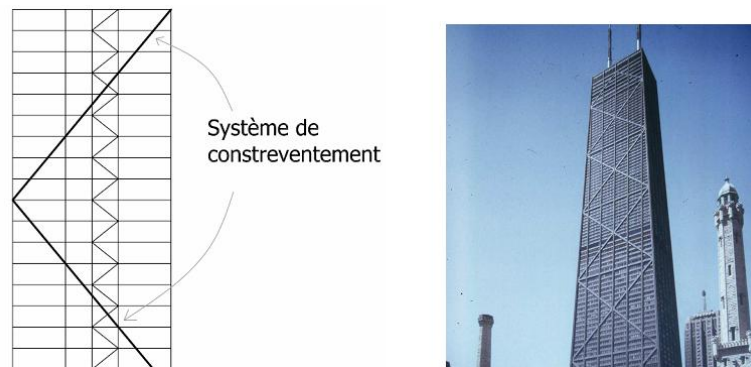


Figure 1.8: Système de contreventement: Tour de John Hancock, Chicago.

1.3.4 Tube assemblé (Framed Tube) :

Les tubes assemblés sont des cadres à trois dimensions faits en connectant l'intersection des cadres bi-dimensionnels aux Poteaux d'angle rigide. Les tubes assemblés se comportent comme les portiques de rive horizontale et l'ossature perpendiculaire portant les charges axiales et l'effort tranchant. En raison de la flexibilité des poutres de rives et des poteaux, il y a un effet de décalage en cisaillement [06].

1.3.5 Tube en treillis (trussed tube) :

Un tube en treillis améliore l'efficacité du tube encadré en augmentant son potentiel pour l'utilisation dans de plus grands bâtiments et en permettant un plus grand espacement entre les poteaux. Ceci est réalisé en ajoutant un renfort diagonal aux faces du tube pour éliminer presque entièrement le décalage en cisaillement.



Figure 1.9: Système Tube en treillis John Hancock Center, Chicago.

1.3.6 Tube empaqueté (Bundled Tube) :

Un tube empaqueté consiste typiquement en un certain nombre de tubes assemblés pour former un tube de multi-cellules, en lequel les trames dans la direction de charge latérale résistent aux cisaillements, alors que les trames d'aile horizontale portent la plupart des moments de renversement. Les cellules peuvent être raccourcies à différentes hauteurs sans diminuer l'intégrité structurale. Le décalage en cisaillement connu par les tubes encadrés conventionnels est considérablement réduit par l'ajout des panneaux encadrés intérieurs à travers la largeur entière du bâtiment. Un tube empaqueté est configuré d'une disposition de différents tubes individuels, il est possible de réaliser une variété de configurations d'étage en terminant simplement un tube donné à n'importe quel niveau désiré [03].

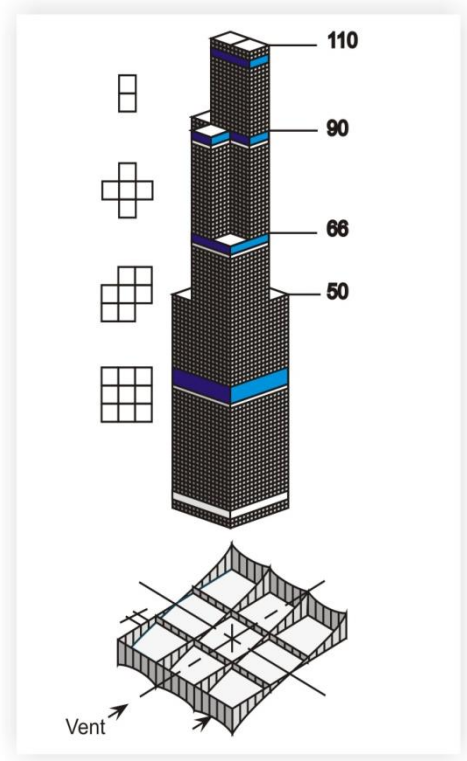


Figure 1.10: Tube empaqueté, Tour de Sears, Chicago.

1.3.7 Système mixte noyau central façade (encorbellement) :

Dans un système classique, la force latérale est transmise directement au noyau des tours. Le noyau assure le contreventement du bâtiment, tandis que les poteaux, sur la périphérie, ne sont destinés à transmettre aux fondations que des charges verticales. Une bonne conception structurale est d'améliorer l'efficacité du noyau en transmettant les forces des poteaux extérieurs vers le noyau ce qui va fortement aider à la transmission du moment de renversement dû aux forces latérales. Une bonne union entre ces deux parties verticales peut se réaliser à partir de poutres à treillis ou de voiles formant poutre (**encorbellement**). Ce système est donc un système où un élément vertical transmet une force horizontale à un autre élément vertical par moyen d'un élément horizontal raide. Des murs ou des poutres à treillis peuvent s'avérer fortement efficaces pour déplacer les forces du noyau central vers l'ossature extérieure [04].

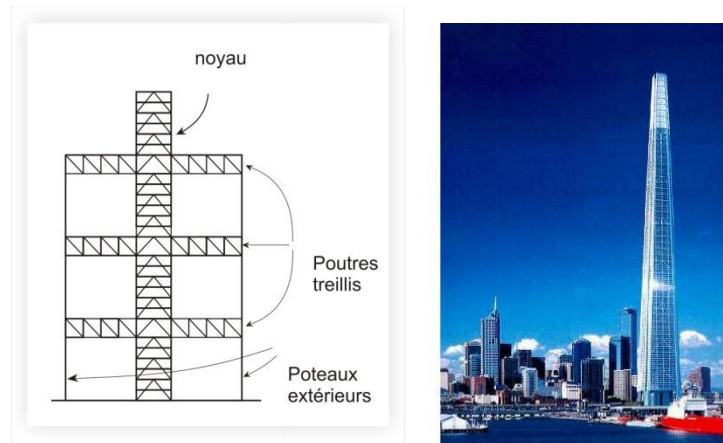


Figure 1.11: Système encorbellement, Tour de Melbourn.

L'incorporation de ce type de système a eu un gros succès sur les bâtiments comme sur la Melbourne Tower, laquelle comporte une poutre à treillis sur 2 étages tous les 20 étages.

1.4 Comparaison des systèmes structuraux des bâtiments les plus hauts au monde :

A ce jour, la plus haute tour du monde est la Burj Dubai dont la hauteur totale atteint 818 mètres au sommet de l'antenne Figure 1.12 [07].

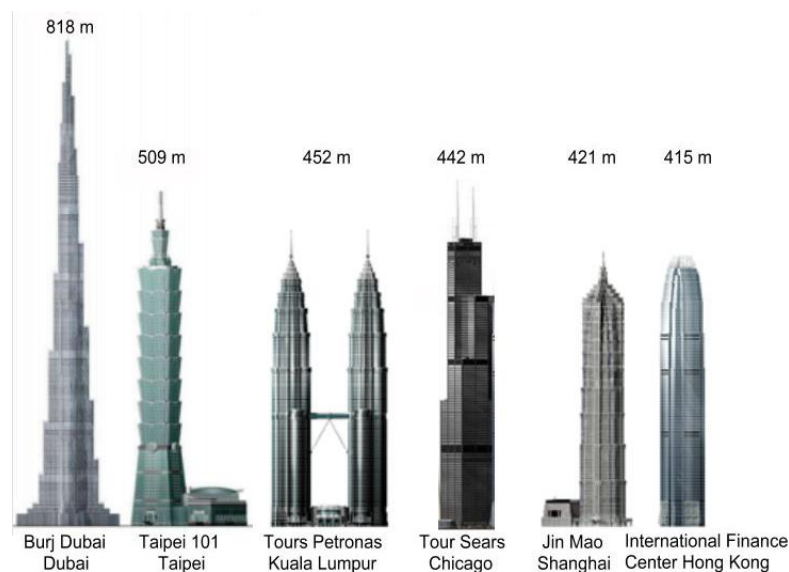


Figure 1.12: Forme des supers gratte-ciel dans le monde.

1.4.1- Burj Dubai 818m (Dubai) :

Le système structural peut être décrit comme supporté par noyau (Figure 1.13), Chaque aile, avec ses propres murs et poteaux en béton armé performant, supporte les autres par l'intermédiaire d'un noyau central hexagone, ou le pivot hexagonal. Le résultat est une tour qui est extrêmement raide latéralement et en torsion [08].

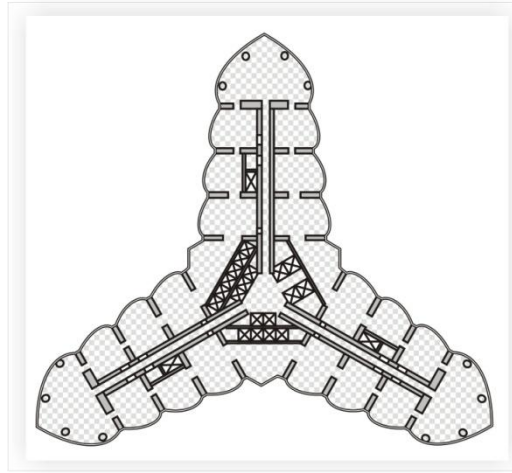


Figure 1.13: Plan d'étage typique.

Les murs en béton armé hexagonaux centraux de noyau fournissent la résistance de torsion de la structure semblable à un tube ou à un axe fermé. Les murs hexagonaux centraux sont supportés par les murs d'aile, pour résister aux cisaillements et aux moments de vent. Les encorbellements aux étages permettent aux poteaux de participer à la résistance transversale de la structure. Avec une hauteur de 818 m, il était déjà devenu le plus haut édifice du monde.



Figure 1.14: Système structural par noyau.

1.4.2- Tour de Taipei 101 - 509m (Taipei) :

Les principaux systèmes structuraux sont 8 super poteaux en acier (3 x 2.4m) remplis du béton armé jusqu'au 62ème étage, et 8 encorbellement de poutres à treillis dans les deux directions et chaque 8 étages, un noyau de contreventement et le plus grand amortisseur à masse accordée (TMD) dans le monde (730 tonnes) [14]. En outre, les modifications sur les coins confondent le vent et réduisent le tourbillon alterné.

1.4.3- Tours de Petronas 1 et 2 - 452m (Kuala Lumpur) :

Les noyaux en béton, les poteaux et les poutres d'anneau, les poutres en acier de plancher sont les caractéristiques principales des tours de Petronas. Une résistance du béton jusqu'à 80Mpa a été utilisée. De plus, un TMD dans chaque cornière a été accordé à la fréquence de chacun des trois modes, basés sur les mesures du terrain [14].

1.4.4- Tour de Sears - 442m (Chicago) :

Neuf tubes carrés de hauteurs variables sont empilés ensemble pour créer un grand tube global. Chaque tube comporte des colonnes aux centres reliés par les poutres rigides. Deux tubes adjacents partagent un ensemble des poteaux et des poutres. À chaque trois niveaux les tubes comportent des poutres à treillis.

5- Tour de Jin Mao - 421m (Shanghai):

Le système structurel comprend essentiellement 8 méga-poteaux remplis de béton armé. Les méga-poteaux sont joints à un noyau de béton armé de forme octogone par l'encorbellement de poutres à treillis à chaque trois niveaux [07].

6- Centre De Finance internationale - 415m (Hong Kong) :

Le système de contreventement latéral de la tour est un encorbellement et huit méga-poteaux avec des poteaux secondaires dans les quatre coins. Les encorbellements transmettent les charges aux poteaux directement par un système de ceinture des poutres à treillis. Le système de ceinture des poutres à treillis a été utilisé pour recevoir les charges des planchers et transférer les chargements des poteaux secondaires de coins dans des méga-poteaux [09].

1.5 Confort humain dans les bâtiments hauts (critères de mouvement) :

Les critères de confort dans les bâtiments de grande hauteur sont très difficiles à juger et ils ont été étudiés depuis les 30 dernières années seulement. Des recherches ont été faites pour évaluer les paramètres psychologiques qui affectent la perception humaine face à un mouvement vibratoire dans des cas de petites fréquences (0-1 Hz) qui sont celles qui se produisent dans les gratte-ciels. Les paramètres de sensibilité humaine sont : la position, l'information sur l'origine du problème, l'activité de la personne, la fréquence

d'occurrence, la durée d'exposition, l'âge de la personne et les accélérations pour le mouvement de translation et de torsion auxquelles l'occupant peut être soumis [04] [10].

Le Professeur Davenport a fait des études sur le mouvement acceptable des personnes dû à l'effet du vent induit. Son critère d'acceptabilité au mouvement se base sur la relation entre l'accélération et la période de retour du type de vent. Le graphique ci-dessous correspond à des effets sur des bâtiments d'entre 4 à 6 secondes de période de retour pour des niveaux « désirables » (2% des gens sont gênés par le mouvement) ou des niveaux « acceptables » (10% des personnes sont gênés par le mouvement). Pour les événements plus courants (par exemple, des événements qui reviennent tous les mois), le seuil est plus bas et pour les événements moins courants (par exemple, des événements qui reviennent tous les dix ans) le seuil est plus haut. Cela est compréhensible car si un tel mouvement se produit tous les mois les gens remarqueront plus le mouvement et ressentiront donc plus la gêne associée. Par contre, pour un mouvement senti une seule fois en 10 ans, les gens seront beaucoup plus tolérants. Donc, le mouvement parfaitement perceptible est acceptable pour des événements moins courants [04].

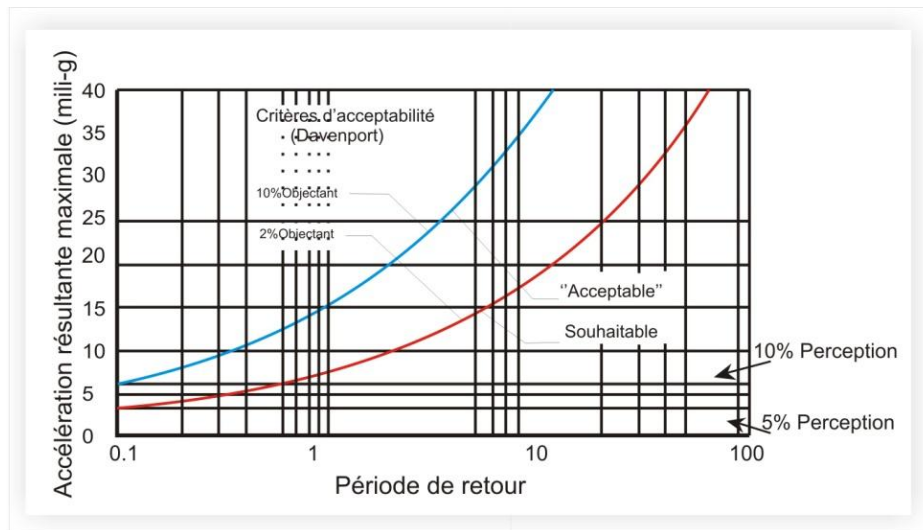


Figure 1.15: Critère d'acceptabilité du mouvement pour des ouvrages hauts.

Des essais en laboratoire peuvent estimer les effets relatifs probables des différents types de vibration sur le confort. Par exemple, le tableau suivant récapitule les niveaux généraux de perception humaine dus au mouvement et à la vibration dans l'intervalle de basse fréquence de 0-1 Hz qui se produit dans les bâtiments de grande hauteur. Plusieurs paramètres physiologiques et psychologiques ont été pris en compte [10].

Tableau 1.1 : Catégories de confort et effets selon l'accélération [10].

Niveau	Accélération (m/s²)	Effet
1	<0,05	Les personnes ne peuvent pas remarquer le mouvement.
2	0,05-0,1	Personnes sensibles peuvent remarquer le mouvement ; des petits objets peuvent bouger doucement.
3	0,1-0,25	La majorité des personnes remarquent le mouvement ; si la vibration dure long temps, cela peut donner le mal de mer.
4	0,25-0,4	Le travail au bureau devient difficile (presque impossible) ; le mouvement contrôlé est encore possible.
5	0,4-0,5	Tout le monde remarque le mouvement ; difficile de marcher naturellement ; possibilité de perdre l'équilibre.
6	0,5-0,6	Presque tout le monde ne peut plus tolérer le mouvement et ne peut pas marcher naturellement.
7	0,6-0,7	Personne ne tolère le mouvement.
8	>0,85	Les objets commencent à tomber et les gens peuvent être blessés.

1.6 Caractéristiques du vent :

L'écoulement du vent est complexe parce que les nombreuses situations d'écoulement résultent de l'interaction du vent avec des structures. Cependant, dans l'ingénierie du vent, des simplifications sont faites pour arriver aux charges de conception du vent en distinguant les caractéristiques suivantes [12] [03]:

- Variation de vitesse du vent avec la hauteur (profil de vitesse),
- Tourbillons alternés,
- Nature dynamique d'interaction du vent-structure.

1.6.1 Les effets du vent sur un bâtiment :

Les effets du vent sur un bâtiment peuvent se résumer en 2 grandes catégories. Nous distinguons les formes isolées et les formes associées [13].

1.6.1.1 Les formes isolées :

- Effet de coin : L'effet de coin est proportionnel à l'amplitude de l'angle en coin grâce au gradient très élevé du champ de pression entre la façade exposée et celle qui se situe en dépression (Figure 1.16.a). La vitesse du vent peut augmenter de

1,2 à plus de 2 fois sa vitesse initiale surtout pour des tours à grande hauteur (+ de 30 étages).

- Effet de sillage : L'effet de sillage est proportionnel à la surface qui s'oppose à l'écoulement du vent, ce phénomène produit un mouvement d'air tourbillonnaire sur la façade à l'opposé du vent puisque celle-ci est en dépression avec la façade face au vent. La vitesse est faible au centre, mais provoque de fortes turbulences sur les cotés de l'immeuble Figure 1.16.b.
- Effet de tourbillon : L'effet de tourbillon provoque un mouvement d'air tourbillonnaire vertical, qui plonge sur la façade exposée au vent. Ce phénomène est important pour les constructions qui ont plus de 5 étages et peut augmenter la vitesse du vent de 1,5 fois dans le cas d'un bâtiment possédant plus de 20 étages Figure 1.16.c.
- Effet de trou : Ce phénomène donne une accélération au vent à cause d'une zone de communication au sol entre 2 façades, l'une sera en dépression et l'autre en surpression. La vitesse du vent dans se cas augmente dans la communication et dépend de la hauteur de l'immeuble. Elle peut évoluer de 1,2 à 1,5 fois sa vitesse pour une hauteur variant de 20m à 50m, Figure 1.16.d.

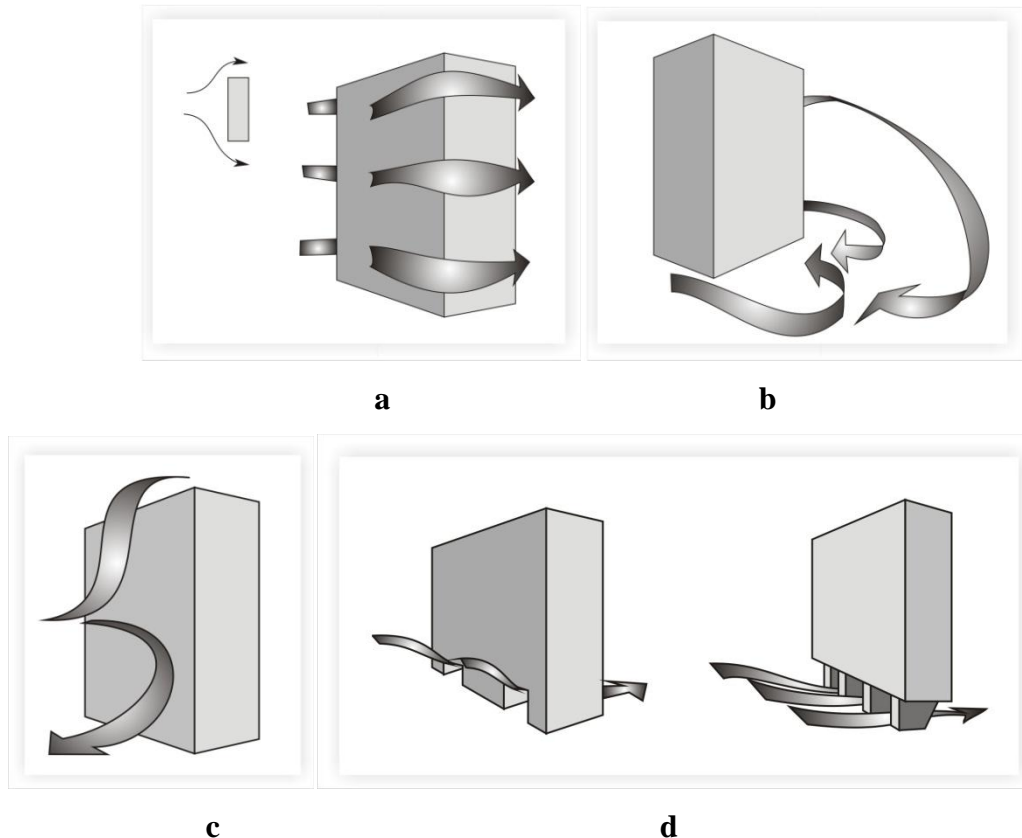


Figure 1.16: Les effets du vent sur les bâtiments à formes isolées.

1.6.1.2 Les formes associées :

- Effet de liaison des zones de pression différente entre immeubles : La disposition entre deux tours voisines crée un couloir de liaison entre elles, lié au champ de pression existant entre la façade sous le vent du bâtiment amont et la façade du bâtiment en aval Figure 1.17.a. Entre 2 immeubles de 12 à 35m de hauteur la valeur du coefficient de vitesse évolue entre 1,2 et 1,6 et pour 2 immeubles de 100m de hauteur le coefficient peut atteindre 1,8.
- Effet de Wise : L'association entre un immeuble de 10m et de 30m crée un tourbillon à composante verticale issu de l'effet de sillage dû au premier bâtiment combiné avec l'effet tourbillon de la tour situé après Figure 1.17.b, le coefficient de vitesse peut augmenter dans ce cas de 1,5. Et pour une association entre une tour de 90m et un building de 15m la valeur est de 1,8.
- Effet Venturi : Cet effet se produit lorsque la disposition des bâtiments forme un collecteur de flux, le rétrécissement du passage a pour effet d'augmenter la vitesse pour un débit identique Figure 1.17.c.

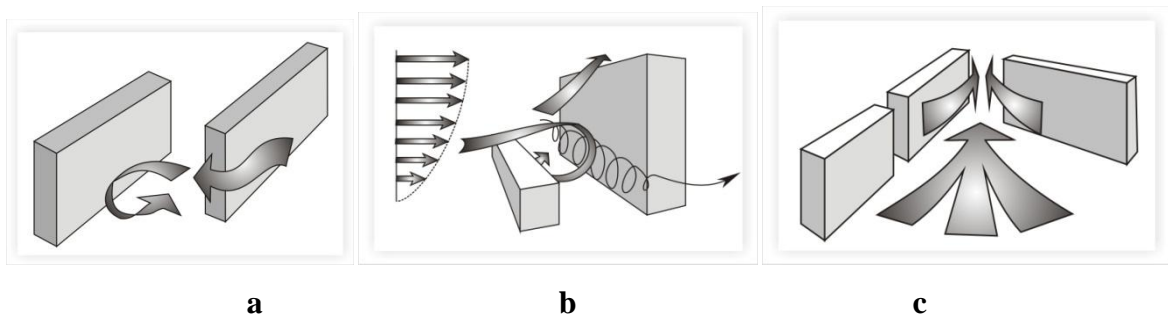


Figure 1.17: Les effets du vent sur les bâtiments à formes associées.

1.7 Modifications aérodynamiques des structures :

Il existe une forte relation entre les caractéristiques aérodynamiques des structures et les excitations dues au vent qui en résultent. Des spécialistes ont conclu que la variation de la forme (coupe verticale, horizontale ou changement de la hauteur), peut diminuer fortement le mouvement des bâtiments [04]. Deux types de modifications peuvent se faire :

1.7.1 Grandes modifications architecturales :

Des modifications qui ont un effet spécifique sur le concept architectural du gratte-ciel, par exemple :

a.- Création de petites surfaces aux derniers niveaux (réduction des surfaces des derniers niveaux), de telle façon que le vent ait moins de surface sur laquelle agir et que la résultante à la base soit moins importante. Un exemple de cette méthode constructive est le gratte-ciel Transamerica Pyramid (San Francisco, 1972), figure 1.18.

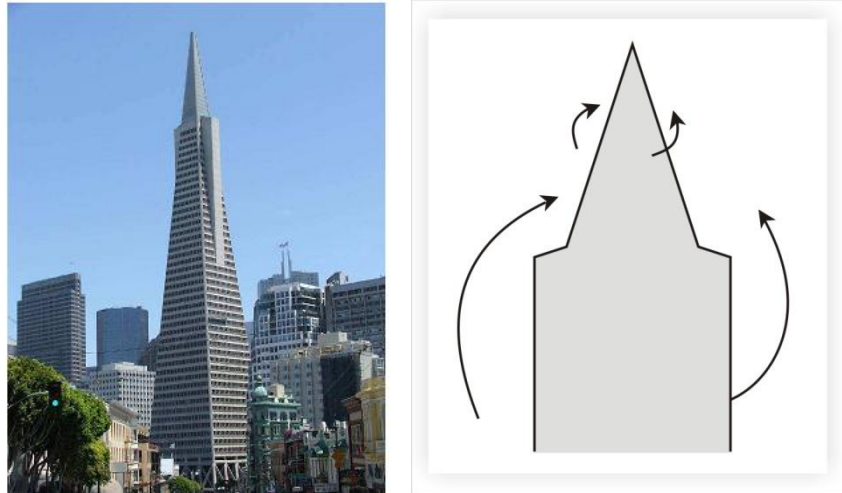


Figure 1.18: Création petites surfaces au sommet : Transamerica Pyramid.

b.- Diminuer légèrement la forme du bâtiment au fur et à mesure qu'on augmente en hauteur avec des sommets bien sculptés de telle façon que les tourbillons de vent puissent se diviser en plusieurs petits tourbillons, ce qui est beaucoup moins dangereux que de gros tourbillons asymétriques, qui produisent de la vibration. Un exemple de cette méthode constructive est celle du gratte-ciel Burj Dubai (figure 1.19).



Figure 1.19: Diminution de la surface avec la hauteur : Burj Dubai, Dubaï.

c. Le choix de la forme dès les premières études de conception de la structure est aussi important : les formes cylindriques des bâtiments, triangulaires ou elliptiques sont normalement préférables car elles sont plus efficaces face à la hauteur (selon différents codes, ces formes-là permettent une réduction de la pression de vent pour la conception de

la tour de 20 à 40%). Un exemple est le gratte-ciel Marina City Towers (Chicago, 1964) figure 1.20.



Figure 1.20: Marina City, Chicago.

d. Ils existent quelques modifications des sections en plan des gratte-ciels qui peuvent aussi être très positives : couper les angles, arrondir les angles..., Modifier les coins diminue jusqu'à 25% le moment sur la base en comparaison avec la forme rectangulaire de même direction, par exemple. Une modification sur les coins a été faite sur Taipei101 (Figure 1.21) [14] [16].

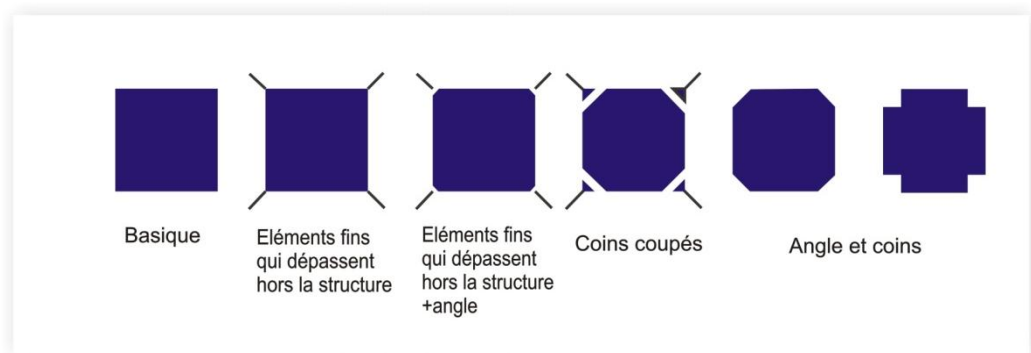


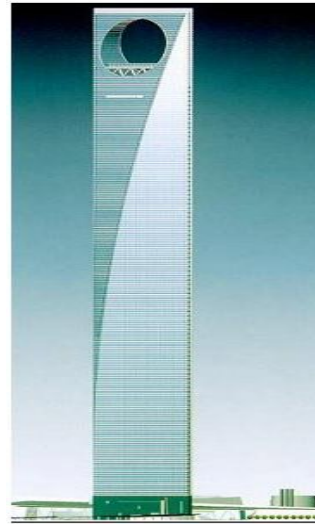
Figure 1.21: Modifications aérodynamiques à la forme de bâtiment carrée.

De telles modifications ont été appliquées au bâtiment Mitsubishi Heavy Industries Yokohama de 150m d'hauteur (Figure 1.22.a), qui a été coupé les angles de bâtiments. Pour réduire l'effet du vent, chacun des quatre coins a été modifié, ce qui a par conséquent réduit les forces de vent [14].

Les ouvertures, surtout vers la zone la plus haute, est aussi une très bonne façon d'atténuer les forces du vent sur le gratte-ciel, car cela diminue l'effet tourbillonnaire. Le gratte-ciel Shanghai World Financial (Shanghai, 2008), est un bon exemple de cette modification aérodynamique (Figure 1.22.b).



a. Bâtiment de MHI Yokohama



b. Shanghai World Financial Center

Figure 1.22: Modifications aérodynamiques à la forme.

1.7.2 Petites modifications architecturales :

Des modifications qui n'ont pas une grande relation sur le concept architectural du bâtiment mais qui aide à atténuer les forces latérales: modification des angles, orientation de la structure.

Pour diminuer la réponse de bâtiment aux chargements latéraux les ingénieurs structuraux peuvent utiliser une ou plus parmi les solutions suivantes [15]:

- Augmenter la rigidité du système,
- Augmenter le poids du bâtiment,
- Utiliser les formes efficaces,
- Produire des forces et d'amortissement supplémentaires (contrôle de vibration).

Ce travail se concentrera sur les systèmes qui contrôlent des vibrations dans les bâtiments de grande hauteur.

CHAPITRE 2

LE CONTROLE DES VIBRATIONS

2.1 Introduction :

Lors de la conception, la protection face aux actions dynamiques tels que le vent et le séisme prend une place de plus en plus importante avec l'augmentation dans la hauteur des bâtiments. On l'identifie graduellement que les moyens efficaces pour protéger les structures contre les forces sismiques sont fait par l'utilisation de diverses méthodes de contrôle structural. Ils sont non seulement efficaces pour réduire les forces sismiques, mais ils sont également utiles en contrôlant les vibrations indésirables des structures soumises au vent et à d'autres excitations dynamiques.

En outre, il y a d'autres facteurs qui ont apparu ces dernières années, exigent le contrôle de la réponse structurale. Ces facteurs incluent l'augmentation de la flexibilité des systèmes structuraux, l'augmentation des niveaux de la sécurité, des performances de rigidité et des considérations économiques. En conséquence, la recherche dans le domaine du contrôle structural est augmentée depuis les années 80 et beaucoup de méthodologies structurales de contrôle ont été développées mais quelques unes qui sont maintenant mises en application dans la pratique. Ces méthodes peuvent être classifiées en tant que méthodes de contrôle passives et actives ainsi que la combinaison de ces deux méthodes a été employée pour produire des méthodes de contrôle semi-actif et hybride.

Ce chapitre fournit une vue sur les différentes méthodologies passives et actives de contrôle largement utilisé pour ces diverses applications. Les contrôles semi-actifs et hybrides des structures seront brièvement présentés à la fin de ce chapitre.

2.2 Méthodes de contrôle structural :

Les méthodes de contrôle des vibrations consistent à utiliser des dispositifs de contrôle dans l'objectif est de réduire toutes les réactions structurales, c.-à-d., des accélérations, des vitesses et des déplacements d'étages [16].

Ces méthodes sont largement classifiées par catégorie selon leur consommation d'énergie comme des méthodes "de contrôle passif", "de contrôle Semi-actif" et "de contrôle actif et hybride" comme c'est montré dans le tableau 2.1. Cette classification est basée sur le standard international d'ISO 3010 "Basis for design of structures-Seismic action on structures" [17].

Tableau 2.1 : Classification des dispositifs de contrôle structuraux [17].

Contrôle Passif (P)	Isolation sismique (S)	Mécanisme glissant ou de roulement (S)	Appui à glissement plat (P)
			Couches glissantes * ¹ (L)
			Appui à roulement (B)
			Autres (E)
		Éléments flexibles (F)	Appuis élastomère multicouche (M)
			Appui flexible de pile (F)
	Dissipation d'énergie	Type hystérésis	Acier (S)
			Plomb (L)
			Autres (E)
		Type de frottement (R)	
		Type liquide (F)	Type hydraulique (H)
			Type visqueux (V)
	Autres (E)		
	Type viscoélastique (V)		
	Effet de masse actif (M)	Type de la masse et de ressort (M)	
		Type de pendule (P)	
Vibration de liquide (L)			
Autres (E)			
Autres (E)			
Contrôle Semi actif (S)	Contrôle de l'amortissement (D)	Système d'amortissement variable (V)	Type hydraulique (H)
			Autres (E)
	Contrôle de rigidité (S)	Système de rigidité variable (V)	Type de support (B)
			Autres (E)
Autres (E)			
Contrôle Actif et hybride (A)	Effet de masse supplémentaire (M)	Amortisseur de masse actif (A)	
		Amortisseur de masse hybride (H)	
		Autres (E)	
	Contrôle de force (F)	Tendon actif (T)	
		Autres (E)	
Autres (E)			
*1 couches glissantes se composent des couches de sol d'argile ou de sable pour soutenir une structure			

2.3 Systèmes de contrôle passif :

La stratégie de contrôle la plus connue et appliquée dans le cadre du génie civil est la stratégie passive, qui consiste à utiliser des dispositifs qui permettent de contrôler la structure. Ces dispositifs possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieur [18]. Les systèmes dans cette catégorie sont très fiables puisqu'ils sont inchangés par les pannes d'énergie, qui sont courantes pendant des séismes [16].

Le dimensionnement (la conception) du dispositif se fait pour qu'il travaille de manière optimale à certaines conditions, données au préalable suivant le critère choisi. Donc, une fois le dispositif installé sur la structure, il ne travaille que quand les conditions pour lesquelles il a été mis en œuvre se présentent, et il est activé par le mouvement de structure [02]. Il dissipe l'énergie en utilisant le propre mouvement de la structure pour produire le mouvement relatif dans le dispositif de contrôle (Symans et autres 1994) ou en convertissant l'énergie cinétique en chaleur [19]. Puisqu'il n'injecte pas l'énergie dans le système, il ne peut pas déstabiliser la structure. Un autre avantage de tels dispositifs est leurs besoins minimaux d'entretien [16].

On cite comme exemple des contrôles passifs, les amortisseurs à fluides visqueux, les amortisseurs viscoélastiques etc. Mais l'exemple de dispositif de contrôle passif le plus utilisé est l'amortisseur à masse accordée (Tuned Mass Damper, TMD) figure 2.1. Il peut être pendulaire comme celui installé au sommet de la tour de Taipei.



Figure 2.1: TMD pendulaire au sommet de la tour de Taipei 101[02].

Principalement, il existe deux catégories de systèmes de contrôle passifs : la première est l'**isolation sismique** et la deuxième est la **dissipation d'énergie** [18].

2.4 Systèmes d'isolation sismique :

L'isolation sismique est une stratégie de conception pratique qui a été employée pour la réhabilitation sismique des constructions existantes et dans la conception d'un certain nombre de nouvelles constructions [03]. Avec l'augmentation de leur popularité, l'isolation sismique a été utilisée pour protéger des structures, ainsi que leurs occupants, systèmes secondaires et équipement interne, contre les effets préjudiciables des tremblements de terre grâce au filtrage de l'excitation sismique [20].

Donc l'isolation sismique a été décrite comme stratégie de conception qui est basée sur le principe que "il est possible et faisable de désaccoupler une structure de la terre et la protéger de ce fait contre les effets nuisibles des mouvements de sol " figure 2.2. Tandis que plusieurs systèmes de l'isolement existent, le plus prédominant est l'utilisation des techniques d'isolation à la base [24].

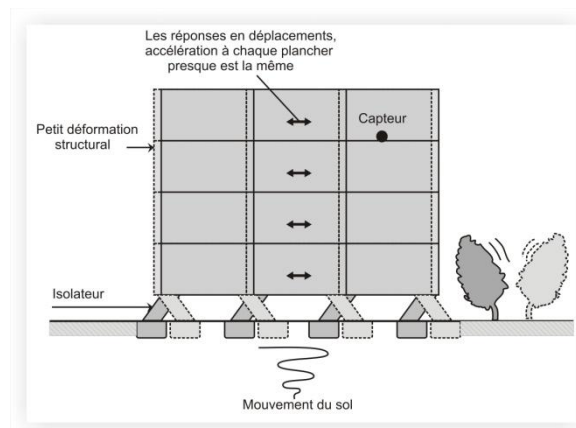


Figure 2.2: Système d'isolation à la base (Takenaka Corporation 2001).

2.5 Isolation à la base :

Le but est de réduire simultanément les déplacements et les accélérations pour limiter ou d'éviter d'endommager la structure et son contenu d'une façon appréciable [21]. Conceptuellement, l'isolation réduit la réaction de la superstructure "en découplant" les mouvements sismiques du sol de la construction, en fournissant la capacité de flexibilité très importante dans le plan horizontal avec une rigidité verticale très élevée, par l'insertion des isolateurs entre la base et la superstructure figure 2.3, pour empêcher la superstructure d'absorber l'énergie sismique [20]. Le déplacement et la déformation sont concentrés au

niveau des dispositifs d'isolation, et la superstructure se comporte infiniment comme un corps rigide [19].



Figure 2.3: Exemple d'application d'isolation à la base [22].

Les systèmes typiques d'isolation réduisent les forces sismiques transmises à la superstructure si la période fondamentale de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre [23] [03].

L'ajout d'amortissement est une propriété inhérente de la plupart des isolateurs, mais peut également être fourni par les dispositifs supplémentaires de dissipation d'énergie installés en parallèle. Dans des conditions favorables, le système d'isolation réduit le déplacement inter-étage dans la superstructure par un facteur d'au moins de trois fois à celui qui se produirait si la construction n'était pas isolée. La réduction de déplacement inter-étage de la superstructure protège les composants et les éléments structuraux aussi bien que les composants non structuraux. Des accélérations sont également réduites dans la structure, bien que la quantité de réduction dépende des caractéristiques de force-déformation des isolateurs [03].

Plusieurs constructions ont adopté cette méthode de contrôle sismique aux Etats-Unis, Japon, Nouvelle Zélande, et la Chine et ces systèmes se sont avérés très efficaces, réduisant la force transmise de la terre à la structure à une moitié ou même un tiers de la valeur initiale [16]. Il ne s'est pas passé un long temps depuis la première application des isolateurs. Le premier pont utilisant l'isolation sismique a été construit en 1974. Le bâtiment de bureau (Clayton) construit en 1978 était le premier qui utilise un caoutchouc normal comme isolateur en Nouvelle Zélande [24]. Le premier bâtiment construit en utilisant ces techniques aux ETATS-UNIS était le centre de (Foothills Communities Law

and Justice Center) construit en 1985 [20]. Le premier bâtiment isolé à la base au Japon a été complété en 1986 [24]. En Algérie le premier bâtiment a été construit par le CTC-CHLEF en 2008 à Ain Defla.

2.6 Principaux types de systèmes d'isolation :

Il existe une multitude de systèmes d'isolation dont l'application a été plus au moins répandue et une revue exhaustive de ces systèmes dépasse le cadre de cette étude. Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolations sismiques en catégories suivantes [25] [26]:

- Isolation par appuis élastomères.
- Isolation par frottement pur.
- Isolation par alliages à mémoire de forme.
- Isolation par boîtes à ressorts.

2.6.1 Les systèmes d'isolation par appuis élastomères :

Les appuis élastomères représentent des moyens répandus d'introduire la flexibilité dans une structure isolée à la base. Ils se composent de couches successives du caoutchouc normal qui sont vulcanisées et collées sur les plaques minces en acier appelées « frettes » [27], les plaques en acier empêchent les couches en caoutchouc de s'enfler [28]. Le caoutchouc normal montre un comportement mécanique complexe, qui peut être décrit simplement comme une combinaison du comportement viscoélastique et hystérétique [29].

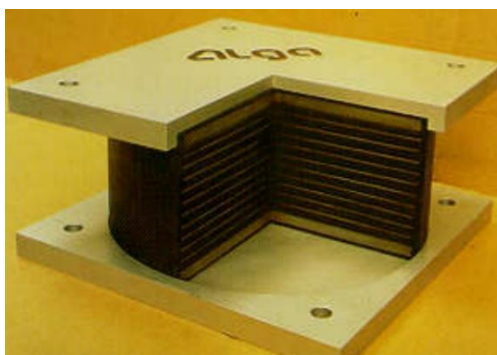


Figure 2.4: Appuis en caoutchouc à haute dissipation d'énergie [22].

2.6.1.1 Appuis élastomères simples (LDRB Low Damping Rubber Bearings):

Les appuis élastomères simples (LDRB) sont des blocs situés entre le support et la structure. Ils sont assimilables à des ressorts rigides dans la direction verticale et souples dans les directions horizontales. En ne considérant que son premier mode, la structure sur appuis se comporte vis-à-vis du séisme horizontal comme un oscillateur à 1 degré de

liberté à basse fréquence qui est égale approximativement à celle des appuis. La gamme de fréquences conseillée se situe entre 0.33 Hz et 1 Hz [25].

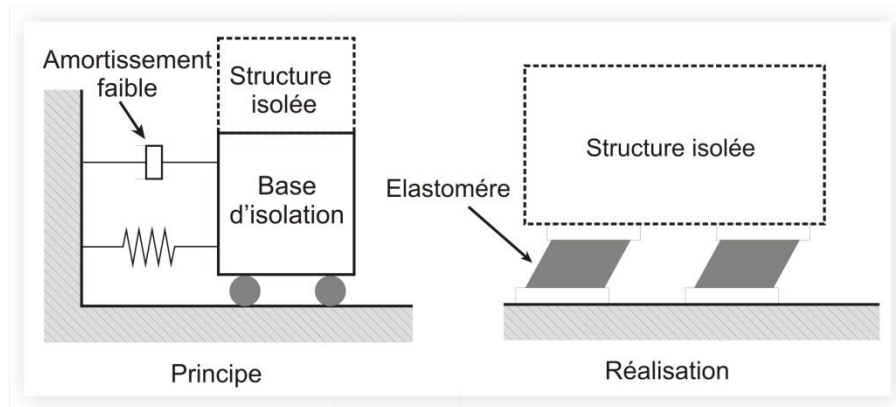


Figure 2.5: Appuis élastomères simples (LDRB).

2.6.1.5 Appuis élastomères à amortissement élevé (HDRB High Damping Rubber Bearings):

Les isolateurs en élastomères frettés à amortissement élevé, ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de façon à limiter le déplacement. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères normaux. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, tel qu'illustré sur la figure 2.6, c'est-à-dire qu'il a une rigidité latérale initiale pour de petites déformations en cisaillement assez élevée, puis une rigidité qui diminue considérablement pour de grandes déformations : elle peut devenir jusqu'à quatre fois plus petite. Cet isolateur présent un taux d'amortissement de l'ordre de 10 à 16% de l'amortissement critique [27].

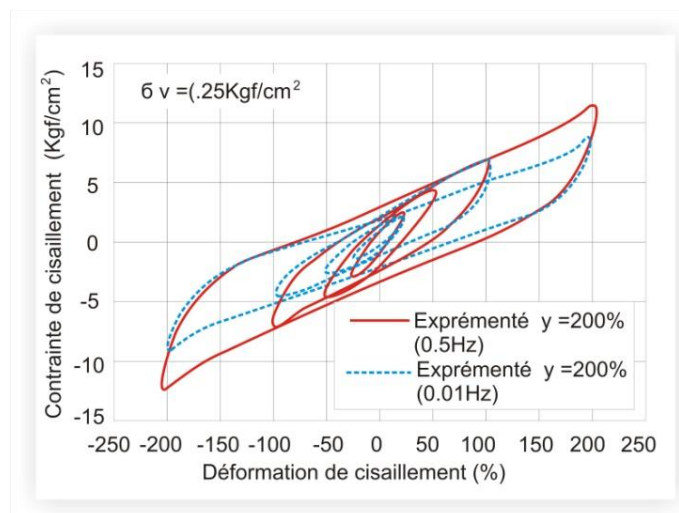


Figure 2.6: Comportement d'élastomère à amortissement élevé.

2.6.1.3 Appuis élastomères avec plots en plomb (LRB Lead plug Rubber Bearings) :

Ces appuis sont généralement construits avec des appuis LDRB auxquels un plot en plomb central est ajouté. Les déformations plastiques de ces plots permettent une dissipation d'énergie lors d'un séisme important. Pour une faible sollicitation, ces appuis LRB sont plus rigides que les LDRB puisqu'on reste alors dans le domaine élastique du plomb, et produisent un comportement hystérésis qui est resté stable pour plusieurs cycles [29]. Les valeurs d'amortissement associées à de tels systèmes sont plus élevées que celles des appuis HDRB [25].

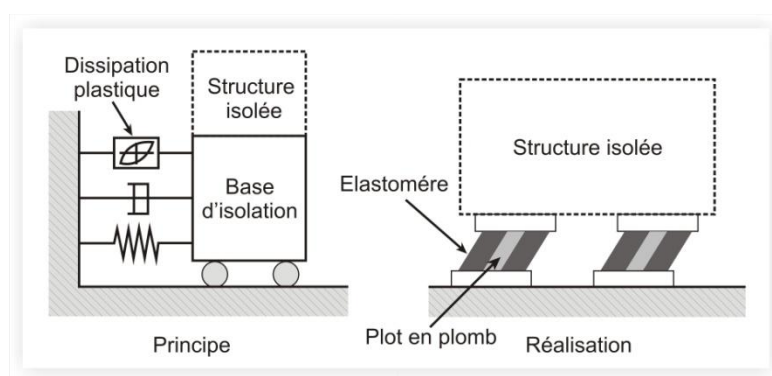


Figure 2.7: Appuis élastomères à noyau de plomb (LRB).

2.6.1.4 Les principaux avantages des appuis élastomères sont :

- Le choix d'une fréquence basse (entre 0.33 Hz et 1 Hz) permet de s'éloigner des zones de pics de spectres classiques et de diminuer de façon efficace le niveau d'accélération transmis à la structure et ses internes.
- Tant que l'intégrité de l'élastomère peut être assurée, il n'y a pas de déplacement incontrôlé de la structure (comme pour certains systèmes de glissement). La structure revient en position après séisme [25].

2.6.1.5 Les principales limitations des appuis élastomères sont :

- Sensibilité aux variations thermiques (la rigidité de l'élastomère augmente avec la diminution de la température). Les caractéristiques du matériau élastomère évoluent aussi avec l'âge.
- L'instabilité de l'appui (la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale).
- Les dimensions de l'appui et particulièrement sa hauteur peuvent constituer une limitation pratique particulièrement pour les applications de réhabilitation.

- Le noyau de plomb a le défaut de transmettre des accélérations de haute fréquence et réduit l'efficacité de l'isolation [26].

2.6.2 Les systèmes d'isolation par frottement pur :

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. De plus, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction (Figure 2.8) est un système qui utilise une interface de glissement sous forme sphérique 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 qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système [26].

Le problème avec un simple système glissant à surface plane est qu'il ne fournit aucune capacité de recentrage après un tremblement de terre et qu'il est difficile de prédire son comportement [28]. Le manque d'une force de recentrage peut être remédié par l'utilisation des appuis glissants parallèlement à d'autres types qui ont une force de recentrage (des ressorts) ou en utilisant les formes de l'interface de glissement comme illustré dans la figure 2.8.

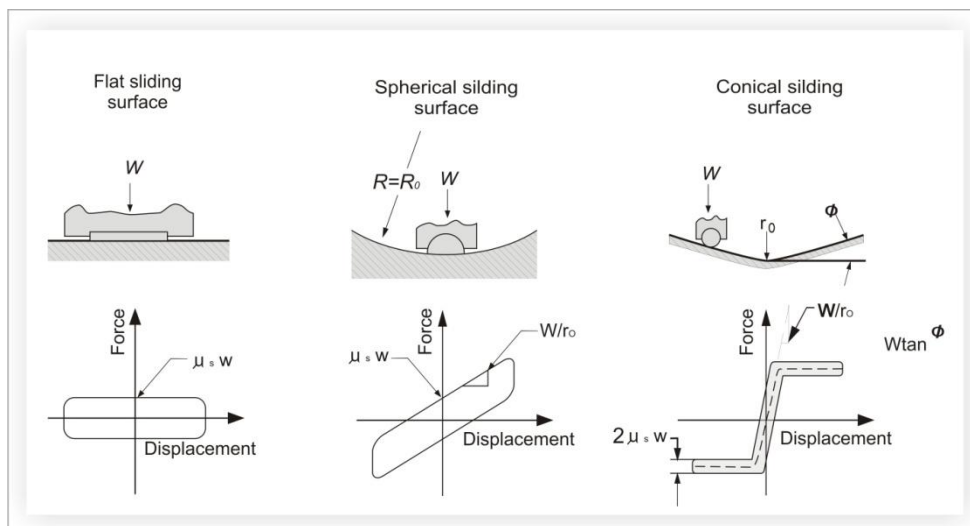


Figure 2.8: Les appuis de glissement et Boucles force déplacement [29].

2.6.2.1 Plaques de friction (PF Pure Friction sliding joint) :

La structure à isoler est posée sur des appuis à frottement. Tant que l'excitation horizontale reste inférieure à la force de frottement statique, les sollicitations sismiques transmises à la structure sont identiques à celles qui auraient été transmises sans isolation. Dans le cas contraire, il y a du glissement entre la structure et le support [25].

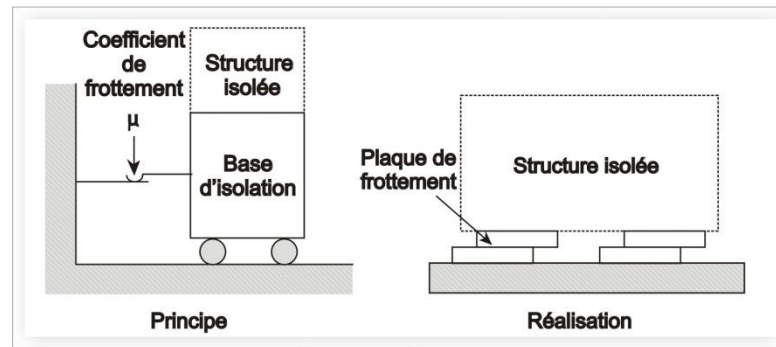


Figure 2.9: Plaques de friction (PF).

La réalisation des appuis à frottement se fait avec des matériaux à faible coefficient de frottement. Parmi les réalisations industrielles, on peut citer des plaques de PTFE (poly tétra fluoro éthylène) sur des surfaces en acier inoxydable, des plaques en alliage bronze/acier ou bronze/plomb sur des surfaces en acier, etc. [25].

- L'avantage principal du système à plaques de friction est sa simplicité et donc son coût relativement bas. En cas de séisme de forte magnitude, il y a dissipation d'énergie par frottement au niveau des plaques. En revanche, il n'y a pas d'isolation sous une faible sollicitation sismique [25].

- L'inconvénient principal du système à plaques de frottement est la difficulté de maîtriser le déplacement pendant et après le séisme. Un déplacement résiduel de la structure très important après séisme peut être pénalisant, voir inacceptable. Cet inconvénient majeur fait que, en pratique, ce type d'isolation n'est pas utilisé tel quel mais toujours combiné à d'autres technologies [25].

2.6.2.2 Pendules de frottement (FPS Friction Pendulum System) :

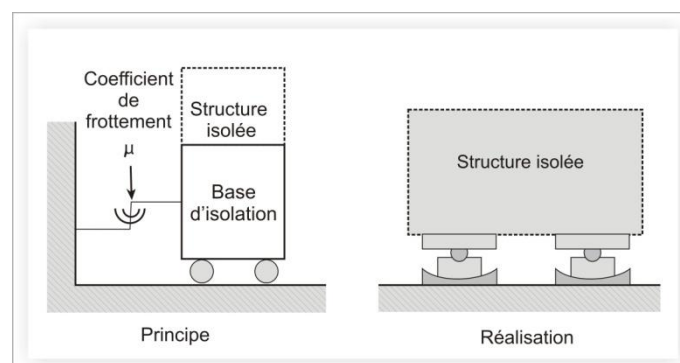


Figure 2.10: Pendules de frottement (FPS).

Un appui à pendule de frottement (FPS) est composé d'une surface sphérique concave en acier inoxydable sur laquelle glisse un patin articulé dont la surface est

recouverte d'un métal à bas coefficient de frottement ou de PTFE [29]. Le patin est relié à la structure par des plaques d'ancrage et supporte la charge verticale. Comme pour les plaques de frottement, lorsque l'accélération horizontale dépasse un certain seuil, il y a glissement de la structure et dissipation d'énergie par frottement. En revanche, la forme sphérique des plaques inférieures (Figure 2.11) donne au système une capacité de retour en position sous l'effet du poids propre. Le problème du déplacement résiduel après séisme est ainsi limité.



Figure 2.11 : Appui Pendules de frottement FPS.

Les avantages des systèmes à pendules de frottement sont :

- Si conceptuellement ces appuis sont similaires à ceux avec noyau de plomb, leur grand avantage est leur forme compacte qui permet à la fois dans une seule unité d'avoir la raideur et la dissipation et d'évacuer tout problème de flambement des appuis.
- Les effets de torsion dans les structures dotées des FPS sont minimisés [25].

2.7 L'utilisation de l'isolation à la base :

Les systèmes d'isolation à la base sont les plus connus et utilisés dans le monde entier mais il reste inefficace et infaisable de l'utiliser dans les bâtiments de grande hauteur. L'inconvénient principal de l'isolation à la base est qu'il exige de la structure entière d'être coupée librement et d'être physiquement séparée de la base. Ceci signifie que tous les poteaux verticaux de chargement doivent être coupés pour fournir approximativement (0.45 m) d'espace entre la structure et la base afin d'insérer les appuis d'isolation [30]. D'autre part les systèmes d'isolation sont appropriés seulement aux constructions avec une période courte, et fondés sur les sols qui ne produisent pas un

mouvement de longue période et où les charges des vents ne sont pas significatives [31]. On connaît bien peu au sujet des effets du vieillissement et le fluage des isolateurs d'un système d'isolation à la base et comment les propriétés physiques et chimiques changent avec le temps.

2.8 Systèmes de dissipation d'énergie :

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie comprennent plusieurs matériaux et plusieurs appareils afin d'améliorer l'amortissement des structures. Ils servent à limiter les réponses vibratoires de la structure mais aussi à réhabiliter les bâtiments anciens (sur lesquels la dissipation d'énergie est plus basse due au fait que certaines parties du bâtiment qui étaient auparavant capables de dissiper de l'énergie, n'en sont plus capables). Les systèmes de dissipation d'énergie ont la capacité d'accroître l'amortissement (et dans certains cas, rigidité) [03].

Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde, les principaux systèmes sont :

- amortisseurs à friction.
- amortisseurs viscoélastiques.
- amortisseurs à fluide visqueux.
- amortisseurs métalliques.
- amortisseurs à masse accordée.
- amortisseurs à liquide accordé.
- les matériaux intelligents.

2.8.1 Amortisseurs à frictions :

Les amortisseurs à frictions sont ceux qui montrent la boucle d'hystérésis rectangulaire caractéristique du frottement de "coulomb" [31]. Un type d'amortisseur à frottement qui a été mis en application dans les constructions est le modèle de dispositif par Pall (Pall, 1993) figure 2.12. Ces amortisseurs à frottement se composent des garnitures de frein entre deux plaques d'acier doux. Ceux-ci sont serrés avec les boulons à haute résistance, mais il leur permis de glisser sous une charge prédéterminée. Ils sont typiquement installés en même temps que de contreventement en acier [31]. Une fois stratégiquement placés dans une construction, ils augmentent la résistance de la construction sous de petites et modérées excitations et augmentent ses capacités d'absorption d'énergie pendant de graves excitations. Par frottement, ils dissipent de grandes quantités d'énergie. Leur performance

n'est pas affectée par la température, la vitesse ou le vieillissement. Ils sont conçus pour glisser avant que la déformation ait lieu dans la structure.

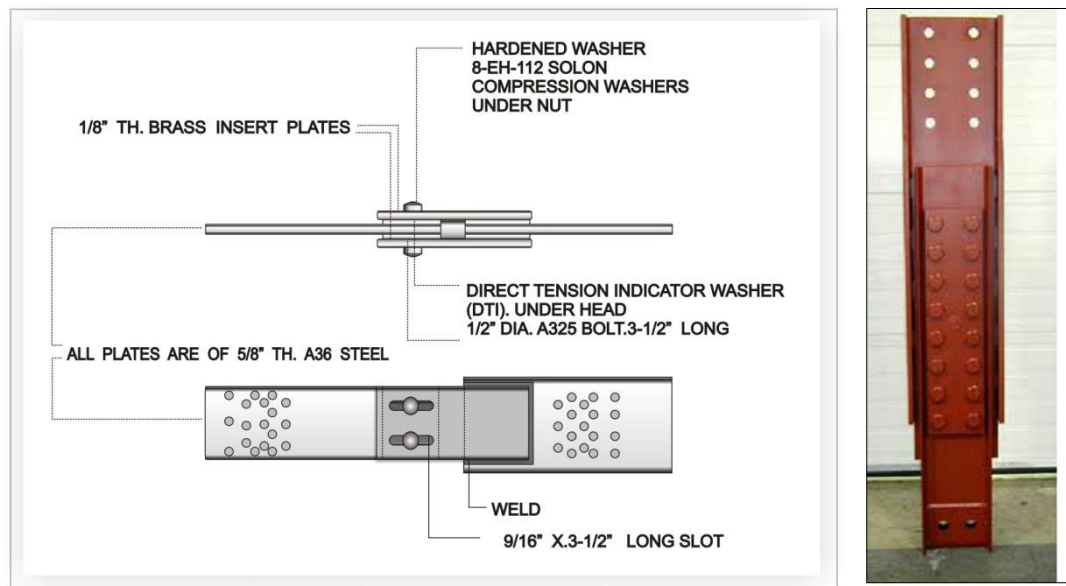


Figure 2.12: Amortisseur à friction Pall [32].

- Avantages des amortisseurs à frottement :
 - Force limitée.
 - Facile à construire.
 - Relativement peu coûteux.
- Inconvénients des amortisseurs à frottement :
 - Peut être difficile de maintenir avec le temps.
 - Comportement fortement non-linéaire.
 - Ajoute une grande rigidité initiale au système.
 - Déformations résiduelles indésirables possibles.

2.8.2 Amortisseurs viscoélastiques :

Ce type d'amortisseur consiste normalement en deux plats d'acier entre lesquels se trouve le matériel viscoélastique. Il s'installe facilement sur le chevron ou sur une diagonale de contreventement où se dissipe l'énergie de vibration par action de cisaillement du matériel viscoélastique. En raison de ces caractéristiques, ils reviennent à leur forme originale après déformation, mais avec une certaine quantité d'énergie perdue sous forme de chaleur [31].

Les amortisseurs viscoélastiques jouent avec le déplacement entre deux points de la structure. Afin que l'amortissement additionnel soit utile, il faut que la raideur résultante

augmente en comparaison avec l'initiale. Ce type d'installation n'est pas sensible à une fréquence réglée ce qui peut améliorer l'efficacité dans certains cas, notamment ceux où les fréquences de premiers modes sont très proches [04].

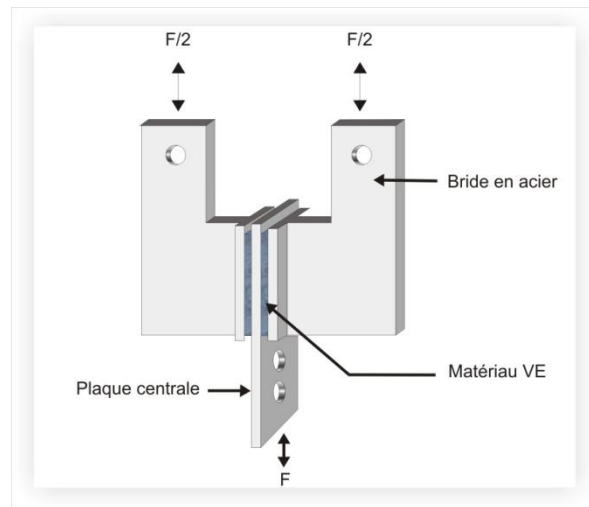


Figure 2.13: Configuration typique d'amortisseur de VE.

La figure 2.13 montre le schéma d'un amortisseur viscoélastique de polymère. Ce type d'amortisseur a été utilisé dans les tours maintenant inexistantes du centre commercial mondial WTC (New York), construit au début des années 70, et détruit en septembre 11, 2001. Ces bâtiments ont été conçus avec les amortisseurs viscoélastiques distribués à approximativement 10.000 emplacements dans chaque bâtiment [03]. Les amortisseurs se sont étendus entre les parties inférieures des solives de plancher et les goussets montés sur les colonnes extérieures (figures 2.14 a, b et c).

Les amortisseurs viscoélastiques dissipent l'énergie par la déformation des polymères serrés entre des plaques en acier. Leur dissipation d'énergie dépend de la déformation relative de cisaillement du polymère dans le dispositif. Le dispositif est typiquement utilisé pour réduire la perception des occupants dus aux mouvements du vent. Il n'exige pas une surveillance de fonctionnement continue et ne dépend pas de l'énergie électrique [03].

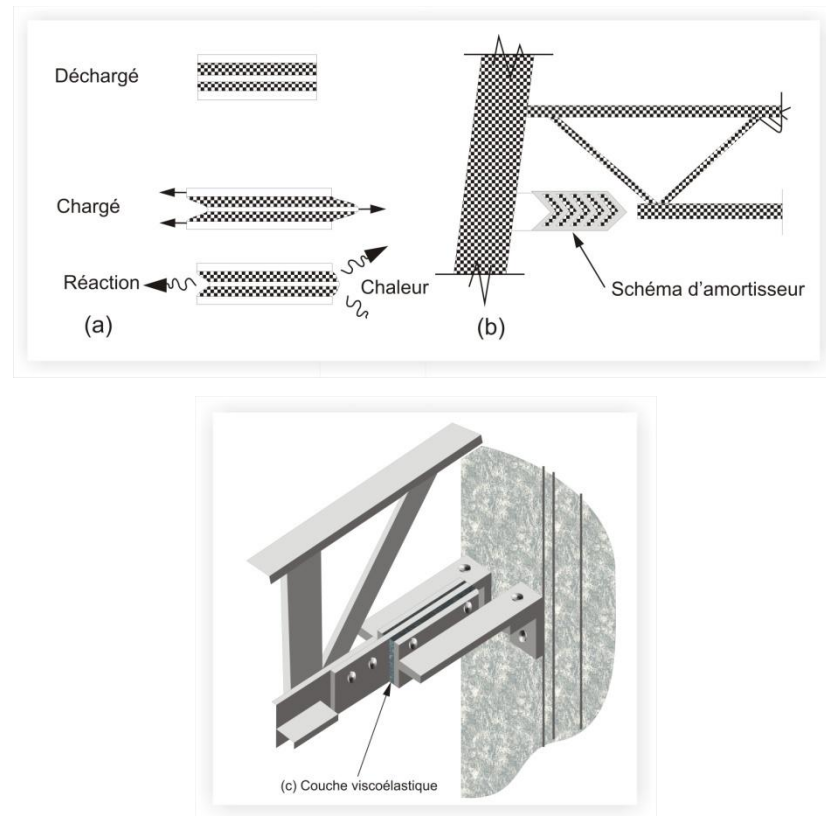


Figure 2.14: Installation des amortisseurs viscoélastiques dans la tour WTC.

2.8.3 Amortisseurs à fluide visqueux :

Les amortisseurs visqueux ont d'abord été utilisés pour isoler les vibrations des structures aérospatiales, aéronautiques et des structures à vocations militaires, mais c'est seulement depuis les dix dernières années environ que ces amortisseurs sont appliqués dans la conception parasismique [27]. Jusqu'à maintenant, la plupart des systèmes d'isolation et d'amortissement présentés ont une dissipation d'énergie de type hystérétique, c'est-à-dire qui est proportionnelle à la déformation. L'amortissement visqueux dont il est question maintenant a une dissipation d'énergie proportionnelle à la vitesse. Cette relation avec la vitesse peut être linéaire ou non linéaire. Dans le deuxième cas, le terme de vitesse est affublé d'un exposant différent de 1.0 [27].

L'amortisseur visqueux est composé d'un cylindre rempli d'un fluide visqueux, souvent une huile ou un liquide à base de silicone, à l'intérieur duquel peut aller et venir un piston à double action qui est percé d'une série d'orifices tubulaires parallèles laissant passer le fluide lorsque le piston se déplace. La configuration du piston et des orifices varie d'un fabricant à l'autre. Les amortisseurs visqueux liquides, ses fonctionnements basés sur le mouvement relatif entre deux définis points dans la structure [30]. La différence de pression entre les deux côtés du piston peut donner lieu à des grandes forces

qui résistent aux forces sismiques. Le comportement de l'appareil est principalement dicté par la viscosité du fluide utilisé et l'ouverture des orifices qui font évacuer le fluide de part et d'autre du piston. Un amortisseur visqueux permet les mouvements lents, tels que ceux induits par les effets du retrait, du fluage et des dilatations thermiques, de même que les mouvements rapides dus aux forces de freinage et aux secousses sismiques, tout en dissipant l'énergie de ces derniers.

La dissipation d'énergie de l'amortisseur visqueux est due au mouvement du fluide qui circule à des vitesses élevées, ce qui donne lieu à de la friction entre les particules de fluide et le piston. La friction ainsi développée dissipe de l'énergie sous forme de chaleur, ce qui résulte en une augmentation de la température du fluide. Cette augmentation de température est d'autant plus élevée que l'amortisseur est sujet à des sollicitations de longue durée et à des grands déplacements du piston à l'intérieur du cylindre (Symans et al., 2008) [27]. Les températures ambiantes opérationnelles sont entre -40C à 70C [31].

Ces systèmes ont été populaires surtout aux Etats-Unis, avec des fournisseurs connus notamment aux États-Unis et en Italie. Dans l'annexe on présente une description des propriétés d'un amortisseur visqueux, ce produit est manufacturé par Taylor Device Inc. La figure 2.15 montre les différents composants dans un amortisseur visqueux typique.

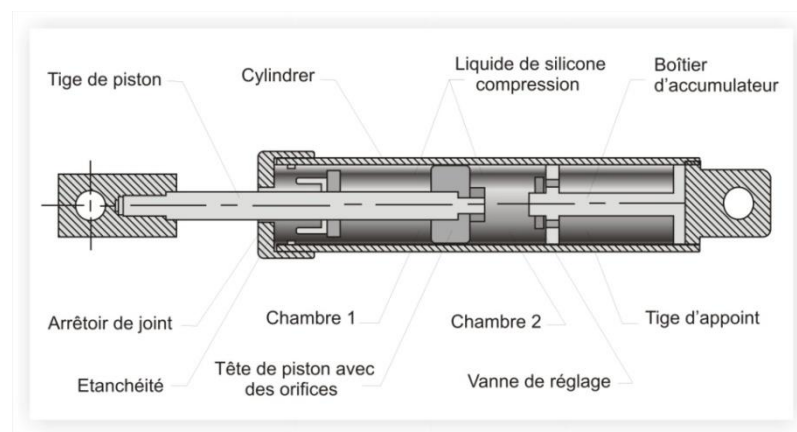


Figure 2.15: Coupe d'amortisseur visqueux (Source: Taylor Devices, Inc).

En plus d'être utilisé dans des nouveaux bâtiments, les amortisseurs visqueux semblent toujours plus appropriés pour la réhabilitation des structures existantes.

La figure 2.16.a montre une configuration typique des amortisseurs visqueux, dans ce cas elle est comportée à l'élément diagonal entre deux étages. Cette configuration peut être utilisée pour les nouvelles structures aussi bien que pour les structures existantes [30]. La figure 2.16.b montre une autre configuration, dans laquelle elle branche l'apex d'un

support de chevron aux poutres. Deux amortisseurs sont branchés à chaque apex, un en compression et l'autre en traction [30].

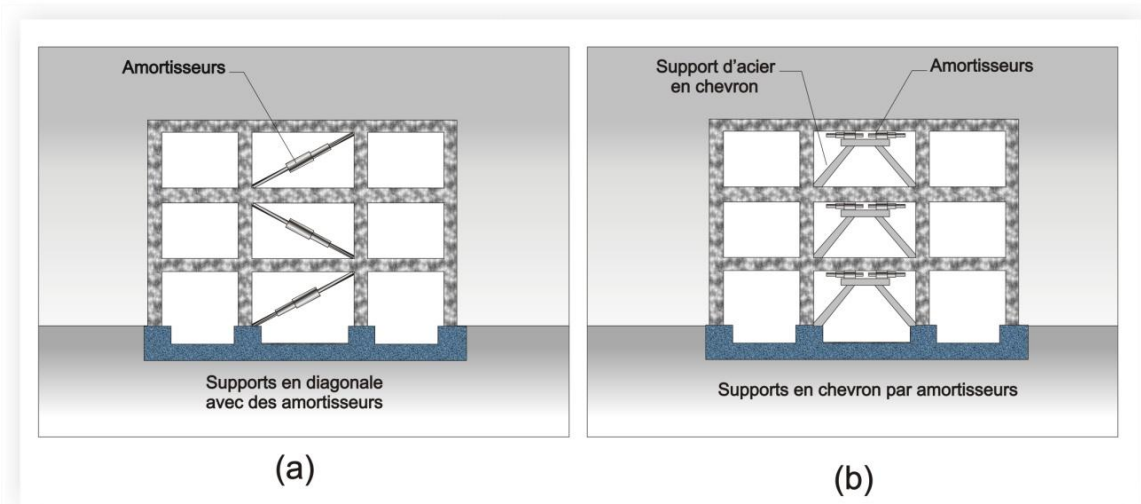


Figure 2.16: Deux emplacements typiques pour mettre les amortisseurs visqueux.

Une autre configuration des amortisseurs visqueux figure 2.17, montre un système de contreventement à articulation [32], et une application de ce système dans le bâtiment de Huntington, Boston, MA.



Figure 2.17: Système de contreventement à articulation, Huntington Boston.

2.8.3.1 Conception des amortisseurs visqueux :

Ce système présente une force de résistance F qui dépend de la vitesse du mouvement relatif entre les deux extrémités de l'amortisseur, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. La valeur de F est donnée par :

$$F = C_p V^a \quad (2-1)$$

Où V est la vitesse du piston, C_p est le coefficient d'amortissement, et α est une constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston.

Une constante α de valeur inférieure ou égale à 1 est propre au comportement d'un amortisseur visqueux. On parle d'un amortisseur visqueux linéaire lorsque $\alpha = 1$ et d'un amortisseur visqueux non-linéaire pour $\alpha < 1$. Une valeur de $\alpha > 1$ est propre à un comportement de transmetteur de chocs sismiques [27]. Plus la valeur de α est petite, plus la quantité d'énergie dissipée dans un cycle est grande. Les amortisseurs visqueux non-linéaires ont une force qui devient presque constante pour des vitesses élevées, ce qui donne lieu à un système ayant une limite élastique effective et fait en sorte que la force de cisaillement transmise aux éléments est limitée. Ceci n'est pas le cas de l'amortisseur visqueux linéaire pour lequel la force augmente avec la vitesse, sans limite [27].

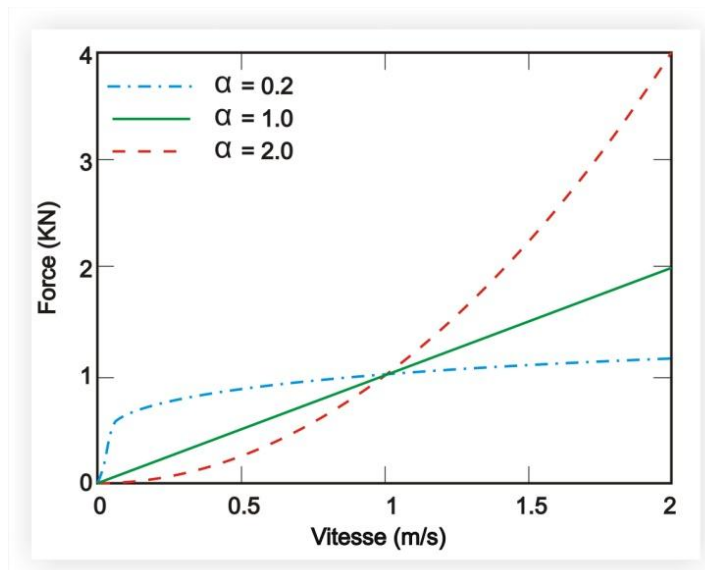


Figure 2.18: Force dans le dispositif visqueux en fonction de vitesse.

2.8.4 Amortisseurs métalliques :

Les amortisseurs métalliques utilisent les propriétés par hystérésis des métaux dans leur intervalle non-élastique de déformation comme mécanisme de dissipation d'énergie. Sous des séismes modérés, un amortisseur par hystérésis agit en tant que élément raide qui aide à résister à la déformation structurale, alors que sous des séismes graves il agit en tant qu'amortisseur d'énergie [31]. Quand les amortisseurs par hystérésis sont incorporés aux emplacements stratégiques dans une structure, ils augmentent la résistance au séisme de la structure.

Certains sont conçus pour se déformer en flexion, certains en torsion et d'autres en cisaillement. Les plus courants sont [31] :

- Poutre de torsion.
- Poutre de flexion.
- Plaque de flexion.
- Plaque de forme X (ADAS, Added damping and stiffness).
- Plaque triangulaire (TADAS, Triangular added damping and stiffness).

Un exemple d'amortisseur de plaque de forme X ou le dispositif d'ADAS typique est montré sur la figure 2.19 [34].

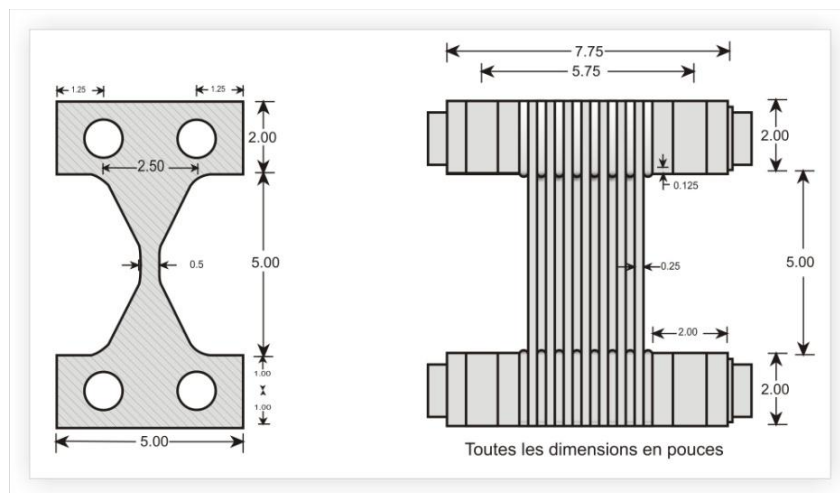


Figure 2.19: Dispositif ADAS.

Quelques caractéristiques particulièrement souhaitables de ces dispositifs sont leur comportement par hystérésis stable, faible propriété de fatigue, fiabilité à long terme et insensibilité à la température environnementale [34].

2.8.5 Amortisseur à masse accordée :

Parmi les amortisseurs les plus utilisés en génie civil, on peut citer les amortisseurs à masse accordée (TMDs). 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 figure 2.20. La performance de ces amortisseurs est très liée aux réglages de leurs paramètres [18].



Figure 2.20: Application de TMD: Passerelle de Tawe à Swansea, l'Angleterre.

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif composé d'une masse lourde, ressort, amortisseur visqueux qui est installé au sommet d'une construction en vue de réduire sa réponse aux charges dynamiques comme on le montre dans la figure 2.21. TMD est un mécanisme passif de contrepoids pour une structure [35]. Quand la structure commence à vibrer, le TMD est excité par le mouvement de la structure. Par conséquent, l'énergie cinétique de la structure entre dans le système de TMD pour être absorbée par l'amortisseur visqueux de TMD [36]. La fréquence normale du dispositif est toujours choisie pour assortir une des fréquences normales du système vibratoire. Sa masse doit être placée sur une surface lisse pour réduire au minimum les forces de frottement et pour permettre son libre déplacement. De cette façon le dispositif peut réagir aux excitations et être efficace sous des excitations modérées. Le principe d'un amortisseur de masse accordée est basé sur le fait qu'en plaçant sa fréquence égale à une des fréquences de la structure, sa masse s'oppose toujours au mouvement de la structure et par conséquent amortie ou réduit le mouvement vibratoire de la structure. On accepte qu'un amortisseur de masse accordée peut être efficace en réduisant la réponse des systèmes structuraux soumis aux excitations harmoniques et aux forces du vent. Mais en vue de réduire les effets des charges sismiques il n'y a pas eu un accord général [31].

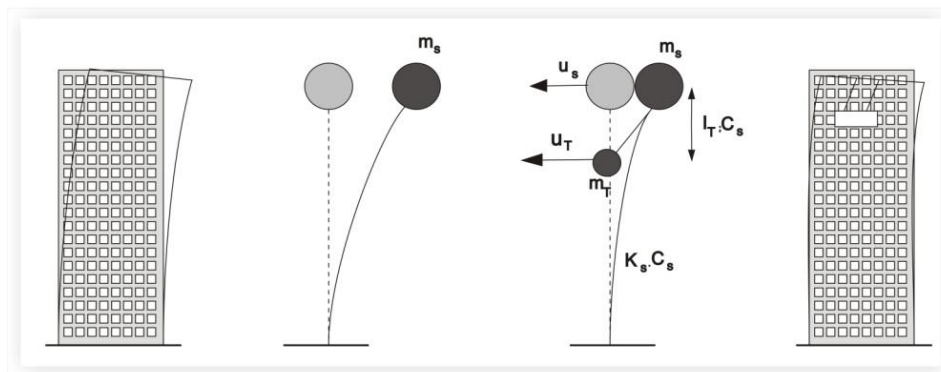


Figure 2.21: Effet de TMD simplifié comme modèle de deux masses [37].

Les TMDs peuvent être implémentés principalement sous deux formes [34] dont la plus connue est celle formé par une masse attachée à la structure principale par un ressort et un amortisseur, tel que le bloc de béton qui a été installé au sommet du bâtiment Citicorp à New York dans les années 1970 et qui se déplace sur une surface lisse lubrifiée avec de l'huile. La deuxième forme, est l'amortisseur à masse accordée pendulaire. L'utilisation la plus connue de ce type d'amortisseur est l'installation d'un pendule de 730 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei101) pour stabiliser la tour en présence d'un chargement externe dû au tremblement de terre ou au vent [18].

2.8.5.1 Concept d'amortisseur à masse accordé :

Une illustration simple de la conception préliminaire d'un TMD pour un système à un degré de liberté et représentée sur la figure 2.22. La conception d'un TMD inclut les spécifications de la masse de l'amortisseur, de la rigidité de l'amortisseur et du coefficient d'amortissement. Une approximation proche pour la fréquence de l'amortisseur donné par Connor est montrée ci-dessous [38] [39] [30].

L'équation du mouvement pour la masse primaire comme représentée sur le schéma 2.22 est:

$$(1 + \bar{m})\ddot{u} + 2\xi\omega m\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p}{m} - \bar{m}\ddot{u}_d \quad (2-2)$$

$$\bar{m} \text{ est défini comme taux de masse, } \bar{m} = m_d/m \quad (2-3)$$

$$\omega^2 = k/m, \quad C = 2\xi\omega m, \quad C_d = 2\xi\omega_d m_d$$

Où, \dot{u} est la vitesse, \ddot{u} est l'accélération, ξ est le facteur d'amortissement de la masse primaire.

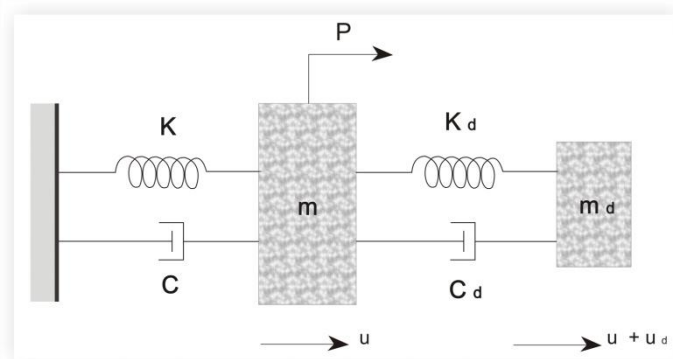


Figure 2.22: Système de TMD à un degré de liberté.

L'équation du mouvement pour la masse accordée est donnée par:

$$\ddot{u} + 2\xi_d \omega_d \dot{u}_d + \omega_d^2 u_d = -\ddot{u} \quad (2-4)$$

Le but d'ajouter l'amortisseur de masse est de contrôler la vibration de la structure quand elle est soumise à une excitation particulière. L'amortisseur de masse a les paramètres suivants; la masse m_d , la rigidité k_d et le coefficient amortissement c_d . Le TMD est accordé à la fréquence fondamentale de la structure tels que:

$$\omega_d = \omega \quad (2-5)$$

$$k_d = \bar{m}k \quad (2-6)$$

En considérant une excitation périodique

$$p = \hat{p} \sin \Omega t \quad (2-7)$$

Alors la réaction est donnée par

$$u = \hat{u} \sin(\Omega t + \delta_1) \quad (2-8)$$

$$u_d = \hat{u}_d \sin(\Omega t + \delta_1 + \delta_2) \quad (2-9)$$

Avec \hat{u} et δ indiquent respectivement l'amplitude de déplacement et le déphasage.

Le scénario critique de chargement est l'état résonnant $\Omega = \omega$. La solution pour ce cas a la forme suivante :

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k\bar{m}} \sqrt{\frac{1}{1 + \left(\frac{2\xi}{\bar{m}} + \frac{1}{2\xi_d}\right)^2}} \quad (2-10)$$

$$\hat{u}_d = \frac{1}{2\xi_d} \hat{u} \quad (2-11)$$

$$\tan \delta_1 = - \left[\frac{2\xi}{\bar{m}} + \frac{1}{2\xi_d} \right] \quad (2-12)$$

$$\tan \delta_2 = -\frac{\pi}{2} \quad (2-13)$$

L'expression ci-dessus prouve que la réponse de la masse accordée est 90° hors de phase avec la réponse de la masse primaire. Cette différence dans la phase produit la dissipation d'énergie contribué par la force d'inertie de l'amortisseur.

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \left(\frac{1}{2\xi} \right) \quad (2-14)$$

$$\delta_1 = -\frac{\pi}{2} \quad (2-15)$$

Pour comparer ces deux cas on peut exprimer l'équation (2-10) en termes de coefficient d'amortissement équivalent.

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \left(\frac{1}{2\xi_e} \right) \quad (2-16)$$

Avec
$$\xi_e = \frac{\bar{m}}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{2\xi}{\bar{m}} + \frac{1}{2\xi_d} \right)^2} \quad (2-17)$$

L'équation (2-17) montre la contribution relative des paramètres de TMD à tout l'amortissement. L'augmentation du rapport de masse magnifie l'amortissement. Cependant, puisque la masse ajoutée augmente également, tellement il y a une limite pratique là-dessus.

2.8.5.2 Exemples des systèmes de TMDs existants :

Bien que la majorité d'applications aient été pour les systèmes mécaniques, des TMD ont été employés pour améliorer la réponse des structures sous l'excitation du vent [38]. Une description courte des divers types des amortisseurs dans plusieurs structures qui contiennent les TMD sont présentés ci-dessous.

2.8.5.3.1 Amortisseur à masse accordée de Translation :

La figure 2.23 illustre la configuration typique d'un TMD de translation unidirectionnel. La masse repose sur les roulements qui fonctionnent comme rouleaux et permettent à la masse de se déplacer latéralement relativement au plancher. Quelques exemples d'applications de ce type d'amortisseur sont décrits ci-dessous [38].

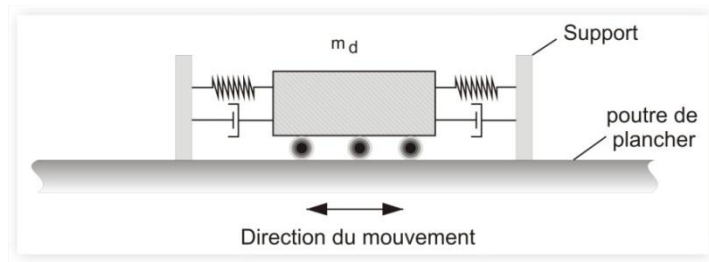


Figure 2.23: Un amortisseur à masse accordée de translation.

Tour de John Hancock :

Deux TMDs ont été installés sur le 58^{ième} étage de la tour de John Hancock de 60 étages pour réduire la réaction à la charge du vent. Les deux amortisseurs de 2700kN se composent de deux boîtes en acier remplies de plomb ont été installés à deux extrémités opposées du plancher pour contrecarrer le balancement et la torsion de la structure. Le système est automatiquement activé quand l'accélération horizontale

dépasse 0.003g pour deux cycles consécutifs. Ce système a coûté autour de 3 millions de dollars, et réduit le balancement de la structure de 40 à 50% [40] [38].

Centre de Citicorp :

Un amortisseur à masse accordée a été installé sur le 63^{ième} étage, le sommet de la construction étant à 279m avec une période fondamentale de 6.5 secondes et un amortissement intrinsèque de 1%. Le TMD se compose d'un bloc en béton de 400 tonnes portant sur une couche mince d'huile. Le système est automatiquement activé quand l'accélération horizontale dépasse 0.003g pour deux cycles consécutifs et est automatiquement désactivé quand l'accélération ne dépasse pas 0.00075g. Ce système a coûté autour de 1.5 million de dollars, et réduit le balancement de la structure de 50% [40].

Tour Nationale Canadienne :

Deux amortisseurs à masse accordées ont été installés pour le mât d'antenne sur la tour nationale canadienne à Toronto (CN). Les deux amortisseurs, situés à 488 mètres et à 503 mètres de la tour de 553 mètres d'hauteur, sont en forme d'anneau rempli avec du plomb. Les amortisseurs sont accordés aux deuxièmes et quatrièmes modes de la vibration pour réduire les charges de flexion d'antenne. La fréquence du premier mode de flexion (le troisième mode) est de 0.775 Hz, approximativement 1.3 seconde. La fréquence du TMDs était de 0.727 Hz [40].

2.8.5.2.2 Amortisseur à masse accordée pendulaire :

On peut éliminer les problèmes liés aux roulements en supportant la masse avec des câbles qui permettent au système de se comporter comme pendule. La figure 2.24 montre un pendule simple attaché à un plancher. Le mouvement du plancher excite le pendule. Le mouvement relatif du pendule produit une force horizontale qui oppose le mouvement de plancher. Cette action peut être représentée par un système équivalent de 1 DDL qui est attaché au plancher [38].

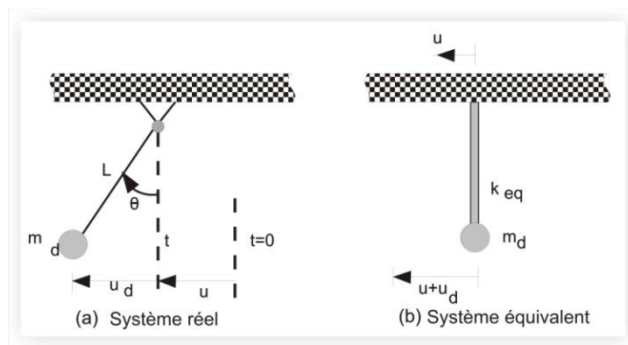


Figure 2.24: Un simple TMD pendulaire.

Tour de Crystal :

Un TMD pendulaire a été installé à la tour de Crystal à Osaka, Japon, pour diminuer le mouvement induit par vent dans les deux directions. La tour a une période fondamentale approximativement de 4s dans la direction nord-sud et de 3s dans la direction est-ouest [38]. Six refroidissements à l'air et les réservoirs de stockage thermiques (540 tonnes au total) ont été accrochés comme pendules. Quatre d'entre eux (360 tonnes) avec une longueur de pendule de 4 mètres devaient se déplacer dans la direction nord-sud, alors que les deux autres (180 tonnes) avec une longueur de pendule de 3 mètres devaient se déplacer dans la direction est-ouest. Ce système a coûté autour de 350.000 dollars, et réduit le balancement de la structure de 50% [40].

Taipei101 à Taiwan :

Taipei101 de 508 m de hauteur, a un TMD pendulaire se composant d'une masse en acier sphérique de 730 tonnes (Figure 2.25), suspendue à une longueur L pour l'accorder à la fréquence de tour de 0.14 Hz. Il est conçu pour réduire les accélérations au sommet de la tour par 30-40%. [41].

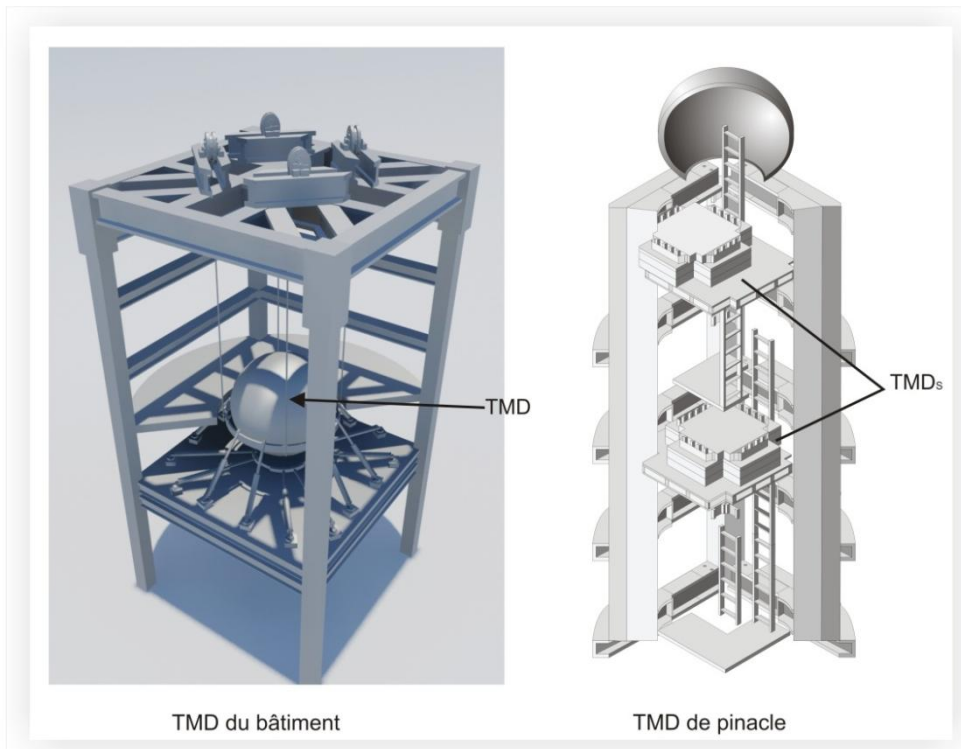


Figure 2.25: Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation.

Tableau 2.2: Liste de 5 applications actuelles de TMD.

Structure	Citicorp	John Hancock	C.N	Crystal	Taipei101
Hauteur/étages	279 m	60 étages	553 m	157 m	101 étages
Nbr de TMD	1	2	2	6	2
Poids de TMD	400 tonnes	270 tonnes	4.6 tonnes	90 tonnes	730 tonnes
Matériau	Béton	Plomb	Plomb	Réservoir	Acier
Réduction de balancement	50%	40-50%	80%	50%	30-40%
Accélération	0.003g	0.003g	/	/	0.003g
Coût	\$1.5 million	\$3 million	/	\$350,000	\$4 million

2.8.5.3 Avantages et inconvénients :

Les amortisseurs à masse accordées semblent être une manière efficace d'ajouter l'amortissement à une structure et de contrôler sa réponse aux charges dynamiques. Leur impact sur la conception de la structure est minimum puisqu'une structure avec ce type de dispositif n'exige pas des procédures spéciales de conception. Il est facile de les concevoir et de les construire. Sa construction exige de placer seulement une masse, un ressort et un amortisseur aux points localisés de la structure, sans avoir besoin de matériel sophistiqué. Les autres avantages sont [31]:

1. Ils ne dépendent pas d'une source d'énergie externe pour leur opération.
2. Ils peuvent répondre à un petit niveau d'excitation.
3. Ils peuvent être envisagé dans la nouvelle conception tout comme dans la réhabilitation.
4. Une unité simple peut être efficace en réduisant des vibrations induites par de petits séismes, vent et circulation.
5. Ils exigent un entretien faible.

Malgré les avantages du système de TMD, ce n'est pas toujours la meilleure solution pour les raisons suivantes :

1. Un amortisseur à masse accordée est seulement efficace pour contrôler la réponse d'une structure dans un de ses modes. Plusieurs amortisseurs sont nécessaires, ainsi, quand la réponse de la structure est importante en plus d'un mode [31] [30].
2. Une grande masse est nécessaire pour leur efficacité ou un grand espace est nécessaire pour leur installation [31] [30].

3. La période d'une structure peut changer avec le temps. Les TMD peuvent devenir moins efficace et ils ne sont pas facilement ajustables [30].
4. Leur efficacité dépend de l'exactitude de leur accord. Puisque les fréquences normales d'une structure ne peuvent pas être prévues avec une grande exactitude [31].
5. L'efficacité d'un amortisseur à masse accordée est contrainte par le poids maximum qui peut être pratiquement placé en haut d'une structure [31].

2.8.6 Amortisseurs à liquide accordée (TLD Tuned liquid damper) :

L'amortisseur à liquide accordé est comme celui de masse, la différence est que la masse est ici apportée par de l'eau ou d'autres liquides. Ce type d'amortisseur ne bouge pas lui-même et fonctionne en accord avec le mouvement des ondes de l'eau, figure 2.26. Il est en plus nécessaire de faire beaucoup d'essais et de mettre des obstacles afin de produire des tourbillons qui dissipent de l'énergie [04].

Finalement, un plus grand volume est nécessaire car l'eau est moins dense que le béton ou l'acier (ceux utilisés dans les TMD), et seulement une partie de l'eau sera capable de dissiper de l'énergie (entre 50% et 75% selon les modèles).

Ce type d'amortisseur est assez répandu (moins, par contre que celui de masse puisqu'il est moins efficace économiquement) car il peut réduire la réponse de l'accélération à une moitié ou à un tiers de la réponse originale (surtout pour des bâtiments avec petites vibrations). L'eau peut également être utilisée pour les systèmes de sécurité incendie ce qui limite la perte de place.

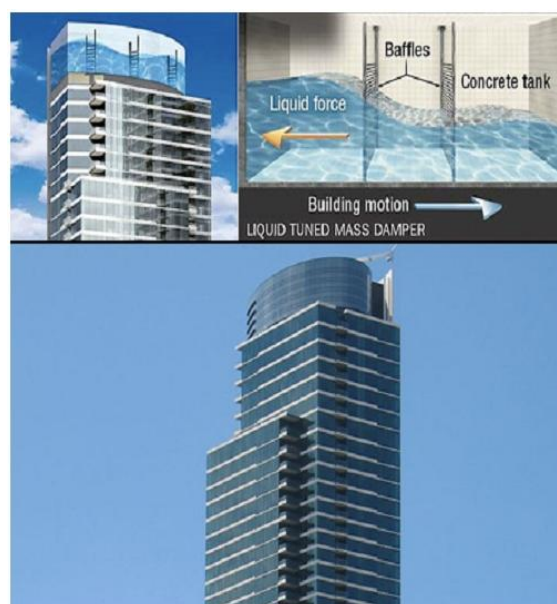
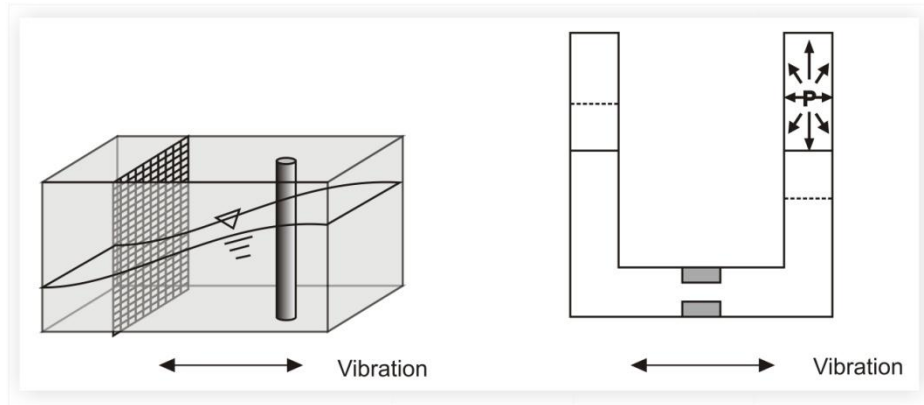


Figure 2.26: Tour de Millenium (Tokyo).

2.8.6.1 Types des amortisseurs à liquide accordée :

TLD peut être divisé en deux catégories. Le premier est l'amortisseur ondulé (sloshing damper) comme représenté sur la figure 2.27.a. La période de vibration est réglée par la dimension du réservoir ou la profondeur du liquide. La capacité d'amortissement est augmentée en plaçant des mailles ou des tiges dans le liquide. Le second est le TLD de colonne comme représenté sur la figure 2.27.b. La période de vibration est réglée par des formes de colonne ou de pression d'air dans la colonne. La capacité d'amortissement est augmentée en réglant l'orifice dans la colonne qui produit de la turbulence élevée [36].



(a) Amortisseur ondulé avec mailles et tiges (b) l'amortisseur à liquide de colonne

Figure 2.27: Types des amortisseurs à liquide accordés.

2.9 Le système de contrôle actif :

Un système de contrôle actif est un système de protection qui contrôle ou modifie le mouvement d'une structure par l'action de quelques forces externes de contrôle dans certains points du système, en fonction notamment de l'état mesuré au même instant. Ces forces peuvent être utilisées pour dissiper l'énergie de la structure [39]. La réaction de ces appareils doit être simultanée avec l'excitation et ils doivent être capables de fournir une réponse afin de fournir une meilleure sécurité [04]. Cependant, l'addition du contrôle purement actif porte un risque de déstabilisation possible de la structure [42]. Un système de contrôle actif se compose de ces éléments [31]:

1. Un capteur pour détecter des changements du système.
2. Un ordinateur ou une unité de contrôle pour analyser les données de capteur.
3. Un actionneur pour la production d'une action en temps réel qui modifiera le comportement ou la performance du système.
4. Une source importante d'énergie externe.

La figure 2.28 présente un diagramme qui montre le contrôle qui se fait sur les structures d'après l'excitation détectée [04].

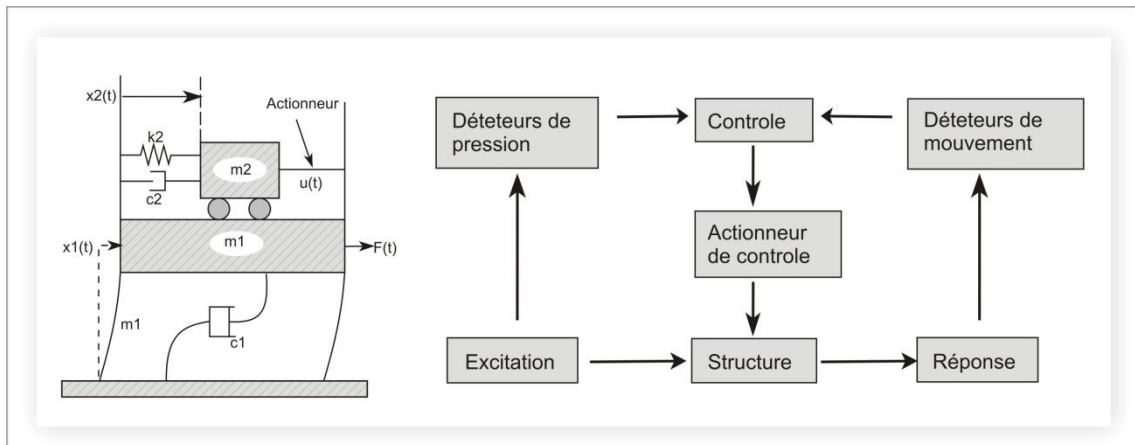


Figure 2.28 : Diagramme de contrôle actif des structures.

Un exemple d'amortisseur actif est celui de la tour Applause Tower (Osaka, Japon, 161m de hauteur, 1992), figure 2.29 sur le toit de laquelle il y a un hélicoptère qui fonctionne comme amortisseur actif de masse afin de limiter les vibrations face aux vents forts et aux séismes. La masse de l'amortissement proprement dit est de 480 tonnes.

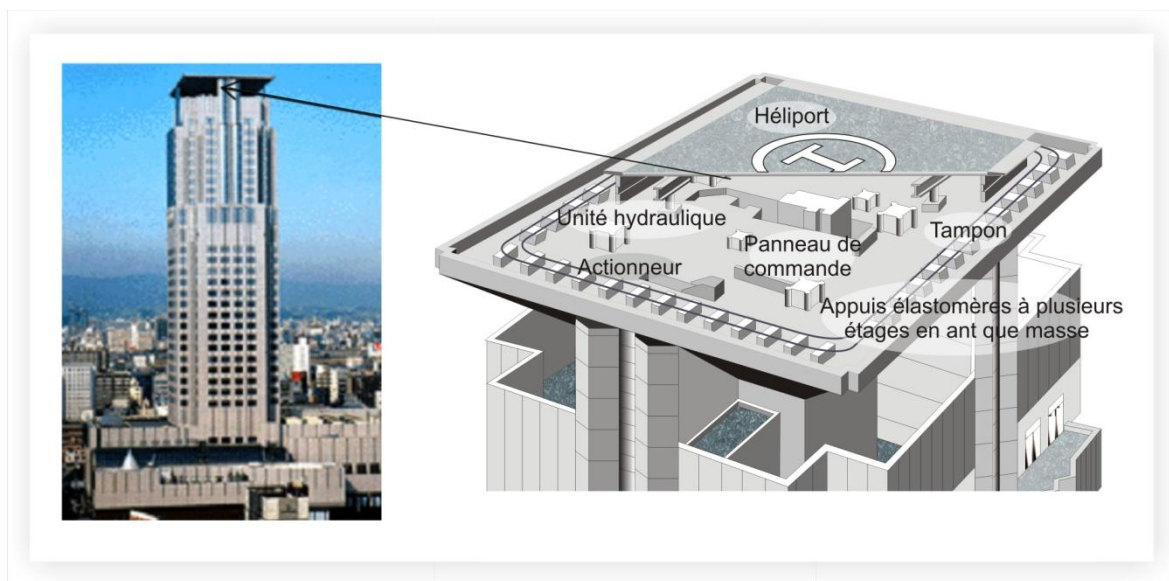


Figure 2.29: Amortisseur actif de masse sur l'Applause Tower.

2.9.1 Avantages et inconvénients :

En principe, un système de contrôle surveille sans interruption les caractéristiques de l'excitation et de la réponse structurale, ainsi son efficacité peut être indépendante des caractéristiques de l'excitation et de site et elle est juste limitée par la capacité des actionneurs. En outre, il peut être efficace de réduire les vibrations induites par des

excitations petites, modérées, ou de grande intensité. Mais il a quelques inconvénients aussi [31]:

1. Puisqu'un équipement sophistiqué est utilisé, il est très cher.
2. La maintenance d'un système de contrôle actif est très importante parce que le système sera utilisé seulement de temps en temps.
3. Il dépend d'une alimentation d'énergie pour l'activation du système. Mais les systèmes d'alimentation d'énergie sont vulnérables aux tremblements de terre graves et peuvent échouer ainsi au moment où ils sont nécessaires. Une alimentation d'énergie de secours sur la base de batteries a été proposée pour surmonter ce problème, mais elle est également chère.
4. Le contrôle des structures de génie civil exige de grandes forces de contrôle appliquées aux vitesses élevées. Par conséquent un tel contrôle actif peut exiger des actionneurs grands avec des vitesses de réaction élevées.
5. Puisque la réaction de l'actionneur dépend du temps de calcul requis pour déterminer la force dans les actionneurs, il y a retard entre la lecture d'information du capteur et l'application des forces de l'actionneur. Un système de contrôle actif peut mener ainsi à une structure instable, si de telles forces d'actionneur sont appliquées aux mauvais moments.

2.10 Le système de contrôle hybride :

Ces systèmes combinent des caractéristiques des systèmes de contrôle passifs et actifs. Par exemple, une structure équipée de l'amortissement viscoélastique complété avec un amortisseur à masse actif près du sommet de la structure, ou une structure isolée à la base avec des actionneurs activement contrôlés pour augmenter la performance [39]. En général, ils ont réduit les exigences d'énergie, améliore la fiabilité et réduit les coûts comparativement aux systèmes actifs.

Les combinaisons les plus courantes sont les amortisseurs hybrides de masse (HMD Hybride Mass Damper), qui combinent les amortisseurs à masse accordées avec les actionneurs actifs. En fait, HMDs sont la réalisation la plus courante des dispositifs de contrôle en structures civiles et se fondent principalement sur le mouvement naturel de l'amortisseur à masse accordée [16]. La partie active du système n'agit seulement que quand il se produit une excitation importante de la tour (dans le cas contraire, l'ensemble agit de façon passive) [04]. La force d'actionneur est seulement employée pour augmenter l'efficacité et la puissance aux changements des caractéristiques dynamiques structurales. Les structures avec une telle stratégie de contrôle incluent, l'aéroport international de

Kansai à Osaka, Japon, l'industrie lourde de Mitsubishi en Yokohama, Japon, et l'hôtel royal de RIHGA à Hiroshima, Japon (Jr. et Soong 1999 de Spencer) [16].

Une configuration intéressante peut être trouvée dans la tour de parc de Shinjuku et se compose d'un HMD développé par le (*Ishikawajima-Harima Heavy Industries*) [16], Ce dispositif est montré sur la figure 2.30 et il est particulièrement avantageux puisqu'il a une période fondamentale facile à régler [16].



(a) Tour De Parc De Shinsuku



(b) amortisseur hybride de masse (HMD)

Figure 2.30: HMD installé sur la tour de parc de Shinsuku [16].

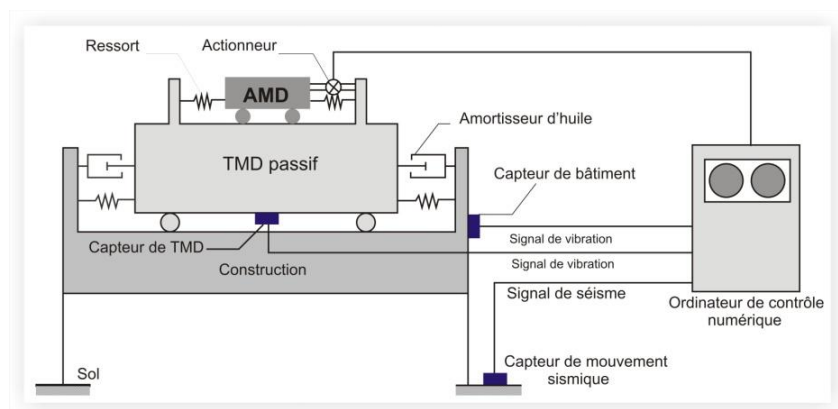


Figure 2.31: Schéma d'amortisseur à masse accordé Actif-Passif [16].

Un autre type de système de contrôle hybride, désigné sous le nom de l'isolation sismique hybride, comprend l'introduction des dispositifs actifs en structures sismiquement isolées. Bien que l'isolation à la base ait la capacité de réduire les déplacements inter-étage

et les accélérations structurales, elle augmente le déplacement de base, par conséquent le besoin de dispositif actif, Un tel système a été utilisé dans la réhabilitation du centre médical de San Bernardino [16]. Des appuis élastomères simples (LDRB) et à amortissement élevé (HDRB) ont été choisis pour isoler la structure à sa base, pour fournir la rigidité latérale qui contrôle la période naturelle de vibration et l'amortissement par hystérésis. Le contrôle hybride est accompli par l'emplacement des dispositifs d'amortissement visqueux à la base de la structure pour fournir l'amortissement dépendant des vitesses, qui contrôle les déplacements globaux de construction [16].



Figure 2.32: Système de protection sismique [43].

L'inconvénient de ce type de contrôle est que leur installation est plus chère et leur maintenance est plus importante par rapport aux contrôles passifs [04].

2.11 Le système de contrôle semi-actif :

Les systèmes de contrôle Semi-actifs sont une classe des systèmes de contrôle actifs pour lesquels les besoins en énergie externes sont moins importants que les systèmes de contrôle actifs. Typiquement, les dispositifs semi-actifs de contrôle n'ajoutent pas l'énergie mécanique au système structural (y compris structure et l'actionneur de contrôle) [39], mais peuvent avoir des propriétés mécaniques qui peuvent être réglées pour améliorer leur performance [16]. Des changements des propriétés mécaniques du système sont basés sur la rétroaction des réponses mesurées et/ou de l'excitation au sol. Puisque l'énergie est seulement utilisée comme moyen pour changer les propriétés du dispositif telles que l'amortissement ou la rigidité, et de ne pas produire une force de contrôle, les besoins d'énergie est très faible. Les avantages de cette classe des dispositifs incluent une meilleure performance que le contrôle passif, la polyvalence et l'adaptabilité des dispositifs actifs sans exigence d'énergie élevée, la stabilité intrinsèque, et la fiabilité, puisqu'ils fonctionnent comme dispositifs passifs en cas de panne d'énergie.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

3.1 Introduction :

La tour de Taipei101 combine un système structural efficace, des modifications aérodynamiques et un contrôle passif pour la garantie du confort et de la sécurité humaine. C'est l'exemple idéal pour nous appliquons quelques systèmes (techniques et méthodes) qui ont été discutés dans les chapitres précédents.

Actuellement Taipei101 est la construction la plus haute du monde après Burj Dubai atteignant une hauteur de 508m de la terre au pinacle. Pour ses caractéristiques elle est classée comme une structure unique, souvent marquée comme une des merveilles du monde moderne. Le plus grand amortisseur à masse accordé (TMD) du monde, les encorbellements, les super-poteaux (CFT concrete-filled steel tubes) [44], le béton et l'acier de haute résistance et la forme aérodynamique optimisée sont les éléments structuraux principaux qui ont imposé Taipei101 une réalité, spécialement pour la région de Taiwan, qui est très sujette aux ouragans et séismes catastrophiques [09].

Les conditions requises de résistance et de rigidité de la structure pour résister à des charges latérales et de gravité ont été réalisées par les éléments structuraux principaux avant que le problème courant du confort d'occupant produit dans le bâtiment pourrait être établi dans la conception structurale de Taipei101.

Un système de dissipation d'énergie a été mis en application pour réduire les accélérations latérales excessives du vent. Ce travail couvre ci-après la vue d'ensemble du système structural de Taipei101, aussi bien que la conception du système de dissipation d'énergie.

3.2 Description de Taipei101 :

La tour de Taipei101 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 figure 3.1. Son nom reflète son endroit dans la zone des affaires de Taipei et son compte total d'étage 101 [30]. La tour est symétrique avec une forme en plan carrée de $(62.4 \times 62.4) \text{ m}^2$ [44]. Le tableau 3.1 montre l'usage des étages de Taipei101, à partir de sous-sol jusqu'à l'étage 101.



Figure 3.1:Taipei101, Taiwan.

Tableau 3.1: L'usage des étages de la tour de Taipei101.

L'étage	l'usage
B2 - B5 (2 ^{ème} - 5 ^{ème}) étage de sous-sol	Parking de sous-sol
1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	l'entrée principale
B1 - 6 (sous-sol 1 - 6 ^{ème} étage)	Centre commercial de Taipei 101
9 ^{ème} - 34 ^{ème} étages	Centre de bureau de zone inférieure
35 ^{ème} - 36 ^{ème} étages	L'étage des aménagements et le centre de conférence
37 ^{ème} - 58 ^{ème} étages	Centre de bureau de zone intermédiaire
59 ^{ème} - 60 ^{ème} étages	Étages de transfert d'ascenseur
61 ^{ème} - 84 ^{ème} étages	Centre de bureau de zone haute
85 ^{ème} - 86 ^{ème} étages	Restaurant d'observatoire
87 ^{ème} - 90 ^{ème} étages	Étages d'observatoire
91 ^{ème} étage	Plate-forme D'observation
92 ^{ème} -101 ^{ème} étages	Étages de communication

3.3 Systèmes de gravité :

Les charges de gravité sont portées par les super-poteaux de noyau et les super-poteaux de périmètre (CFT). Dans le noyau il y a 16 CFT, 4 lignes et 4 CFT dans chaque direction. Les super-poteaux sont tous des cadres construits avec des plaques en acier et remplis de béton jusqu'au 62^{ème} étage (figure 3.2). Sur le périmètre, il y a 2 super-poteaux sur chaque face, qui sont tous construits avec CFT remplis de béton de haute résistance jusqu'au 62^{ème} étage pour fournir la résistance et la rigidité exigées. La structure entière est un portique à comportement flexionnel spécial (SMRF special moment resisting frame).



Figure 3.2: CFT de périmètre de Taipei101.

3.4 Systèmes latéraux :

Les systèmes latéraux se composent des éléments structuraux suivants : cadres à contreventement dans le noyau, des encorbellements, des super-poteaux et le portique à comportement flexionnel SMRF (figure 3.3). Le noyau et les encorbellements devraient porter la plupart des forces latérales, alors que les super-poteaux et les SMRF devraient aider à réduire le moment induit par les forces latérales sur le noyau [30]. Les systèmes latéraux ont été dimensionnés pour limiter le déplacement inter-étage pour être moins de $h/200$. 11 fermes d'encorbellement au total ont été installées au niveau de chaque 8 étages. 6 d'entre elles sont d'un étage de profondeur et les 5 autres sont de deux étages de profondeur, dans le plan il y a 16 encorbellements dans chaque étage [45].

Pour la rigidité supplémentaire de noyau, les étages les plus bas du sous-sol au 8^{ème} étage ont des voiles entre les poteaux de noyau [45].

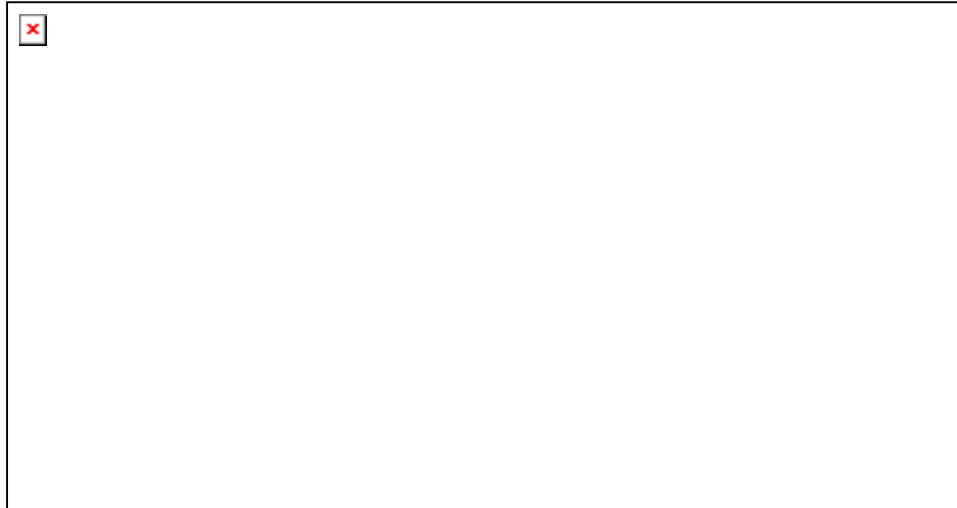


Figure 3.3: Vue 3D des CFT et Encorbellements de Taipei101.

3.5 Les effets du vent :

Pour les gratte-ciels tel que Taipei101, les essais en tunnel du vent sont souvent exigés. Un essai de tunnel du vent augmente la précision de l'analyse en tenant compte des propriétés aérodynamiques de la construction et de ses états de site et éventuellement peut souvent avoir comme conséquence l'épargne significative en coût de construction. Après une série des essais en tunnel du vent par Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) (figure 3.4), les formes rectangulaires ont été modifiées pour inclure le coin coupé pour réduire nettement l'excitation du vent latéral, qui a eu comme résultat une réduction de 25% du moment de base de modèle [30].

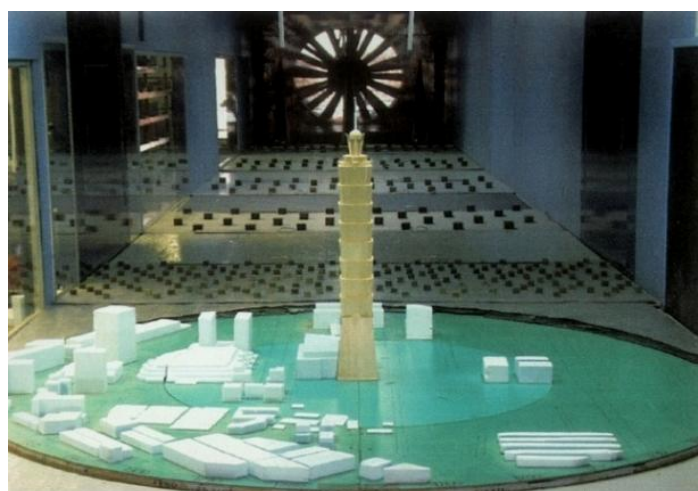


Figure 3.4: RWDI essai en tunnel du vent de taipei101.

3.5.1 TMD du bâtiment :

Les résultats d'essai en tunnel du vent ont indiqué que sous le vent avec une période de retour de 6 mois, l'accélération maximale au sommet serait 7.9 milli-g, dépassant la limite de conception (5.1 milli-g) de Taiwan [46]. Un TMD pendulaire a été installé pour cette raison aux 5 étages principaux de la structure pour réduire le mouvement dû au vent. Le TMD pèse 730 tonnes, 0.26% de la masse du 1^{er} mode et a une longueur de 11.5 mètres (étage 88 à 92), Comme la plus grande installation de TMD jusqu'à ce jour, on s'est attendu à ce que ce système réduise l'accélération au-dessus du 7.9 milli-g au 5.0 milli-g [30].

3.5.2 TMDs de pinacle :

En raison de l'élancement du pinacle (60 mètres) sur la structure et le climat venteux dans la région de Taipei, un certain nombre des modes du pinacle sont excités sous des vitesses du vent courantes et causent ainsi l'oscillation induite par tourbillon. TMDs sont seulement efficaces en réduisant la réponse structurale due aux excitations étroites, et donc sont habituellement accordés au mode le plus grave. Cependant, le mode 10 et 12 sont tous excités sous l'effet de l'oscillation induite par vortex, et les fréquences (0.85Hz et 1.08Hz) liées aux deux modes sont trop lointaines à part pour être résolues par un TMD simple. Par conséquent, deux TMDs de 5 tonnes compacts ont été installés (figure 2.25), chacun devait être ajusté à une fréquence [30].

3.6 Les effets du séisme :

Les gratte-ciels sont normalement moins sensibles aux excitations sismiques, cela est dû à leurs périodes fondamentales relativement élevées. Cependant, étant situé dans une zone sismique élevée, le risque de dommages structuraux sous des événements sismiques ne peut pas être négligé pour Taipei101. Un certain nombre des accélérogrammes produits par des séismes avec 100 ans de période de retour ont été utilisés pour déterminer les réponses élastiques dans l'analyse sismique du modèle de Taipei101 [30] [46].

3.6.1 TMD de bâtiment :

Le TMD est principalement utilisé pour résister à des excitations telles que des oscillations induites par vortex, et peu efficaces (ou non efficaces du tout) pour des événements sismiques, La raison est que le TMD est souvent accordé pour le

premier mode de la structure. Pour les événements sismiques (particulièrement ceux avec de longues périodes de retour), le système de TMD resterait linéaire, tandis qu'un système secondaire serait en service et deviendrait non-linéaire. Ce système secondaire est composé de 8 amortisseurs visqueux, installés sous le TMD, il est activé seulement quand les amplitudes sont plus de 1.5 mètre [30].

3.6.2 TMDs de pinacle :

Sous des événements sismiques, les deux pinacles TMD ne seront pas efficaces en réduisant des vibrations pour une raison semblable qu'au TMD du bâtiment. En outre, il y aura risque possible de la collision entre le TMD et le pinacle. La solution finale était le verrouillage à l'extérieur du TMD avec des mécanismes secondaires sous des événements extrêmes. Le TMD se déplacera alors comme partie de la structure de pinacle [30].

3.7 Fondations :

- Le bâtiment repose sur des pieux et sol riche d'argile à 40 - 60 m de la Substratum rocheux.
- Les pieux sont surmontés par une dalle de fondation qui est à 3m en profondeur et jusqu'à 5m en profondeur sous le plus grand des poteaux (figure 3.5).
- Il y a un total de 380 pieux de diamètre de 1.5m. Chaque pieu peut porter une charge de 1.000 -1.320 tonnes.

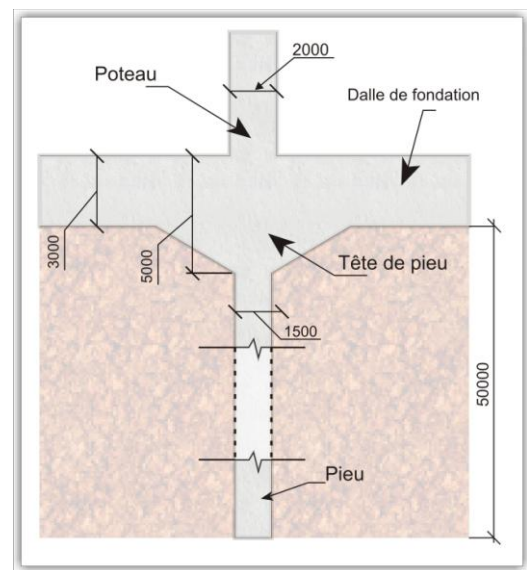


Figure 3.5: Un pieu de Taipei101.

3.8 Modèle d'éléments finis :

Avec le développement rapide de l'informatique et d'algorithmes de calcul mécanique, l'analyse par les éléments finis (EF) tridimensionnelle est devenue un outil de conception ordinaire de tout type de construction. Dans ce travail nous utilisons le logiciel SAP2000 v11. Ceci peut être dû aux faits que la procédure de conception pour mettre en application le TMD et l'amortisseur visqueux est relativement plus simple.

Pour représenter et préciser efficacement le système structural de Taipei101, un modèle tridimensionnel a été créé comme il est montré dans la figure 3.6, des éléments continus de l'ossature ont été créés pour représenter les super-poteaux de noyau et de périmètre.

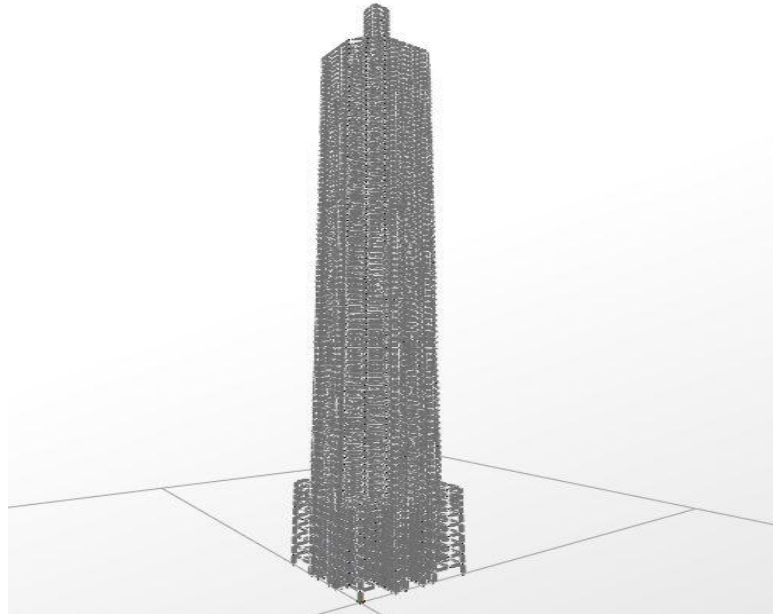


Figure 3.6: Vue 3D de Taipei101, SAP2000.

3.8.1 Périmètre et noyau de structure :

Les propriétés de matériau et de section des super-poteaux de périmètre et noyau ont été assignées d'abord, parce que l'information structurale des super-poteaux était plus disponible (figure 3.7). Ceci nous a permis de fixer les propriétés des super-poteaux et de modifier d'autres éléments structuraux pendant le calibrage du modèle.

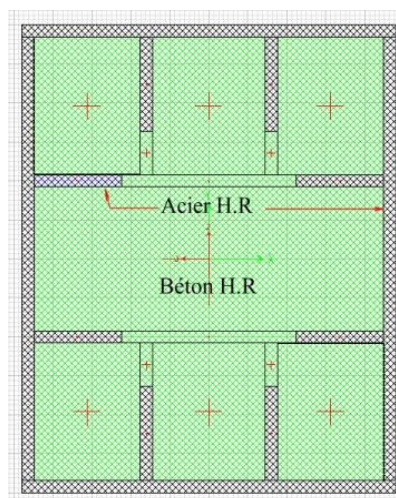


Figure 3.7: Exemple de CFT 3.0x2.4 SAP2000 (section design).

Les dimensions extérieures des super-poteaux ont été extraites à partir de divers rapports, comme il est montré dans le tableau 3.2. La section change de $3.0 \times 2.4 \text{ m}^2$ à sa base jusqu'à $2.0 \times 1.6 \text{ m}^2$ à son sommet pour les CFT de périmètre.

Tableau 3.2: Dimensions extérieures des super-poteaux de périmètre [30].

Etage	Hauteur [m]	Dimensions de super-poteau [m^2]
90-toit	160(448)	2.0x1.6
82-90	33(425.25)	2.0x1.6
74-82	33(390.6)	2.2x1.8
66-74	33(357)	2.4x2.0
62-66	16.5 (323.4)	2.4x2.0
58-62	16.5 (289.8)	2.4x2.0
50-58	33(256.2)	2.6x2.2
42-50	33(222.6)	3.0x2.4
34-42	33(189)	3.0x2.4
26-34	33(155.4)	3.0x2.4
B-26	100(121.8)	3.0x2.4

Le tableau 3.3 montre les dimensions des CFT de noyau. La section change de $1.48 \times 1.48 \text{ m}^2$ à sa base jusqu'à $1.0 \times 1.0 \text{ m}^2$ à son sommet.

Tableau 3.3: Dimensions extérieures des super-poteaux du noyau [30].

Etage	Hauteur [m]	Dimensions de super-poteau [m^2]
90-101	16	1.0x1.0
82-90	33	1.0x1.0
74-S2	33	1.1x1.1
66-74	33	1.3x1.3
58-66	33	1.3x1.3
50-58	33	1.3x1.3
42-50	33	1.48x1.48
34-42	33	1.48x1.48
26-34	33	1.48x1.48
0-26	100	1.48x1.48

Jusqu'au 62^{ème} étage, les super-poteaux CFT sont remplis de béton de haute résistance 69MPa (sections ombragées dans les tableaux 3.2 et 3.3), et renforcé avec des raidisseurs en acier, des goujons de cisailement, des cadres et des barres d'armatures (figure 3.8). Les plaques en acier d'une épaisseur de 80mm et un module de Young de 200GPa et le béton de haute résistance de remplissage avec un module de Young de 30GPa ont été considérés dans le modèle de SAP2000.

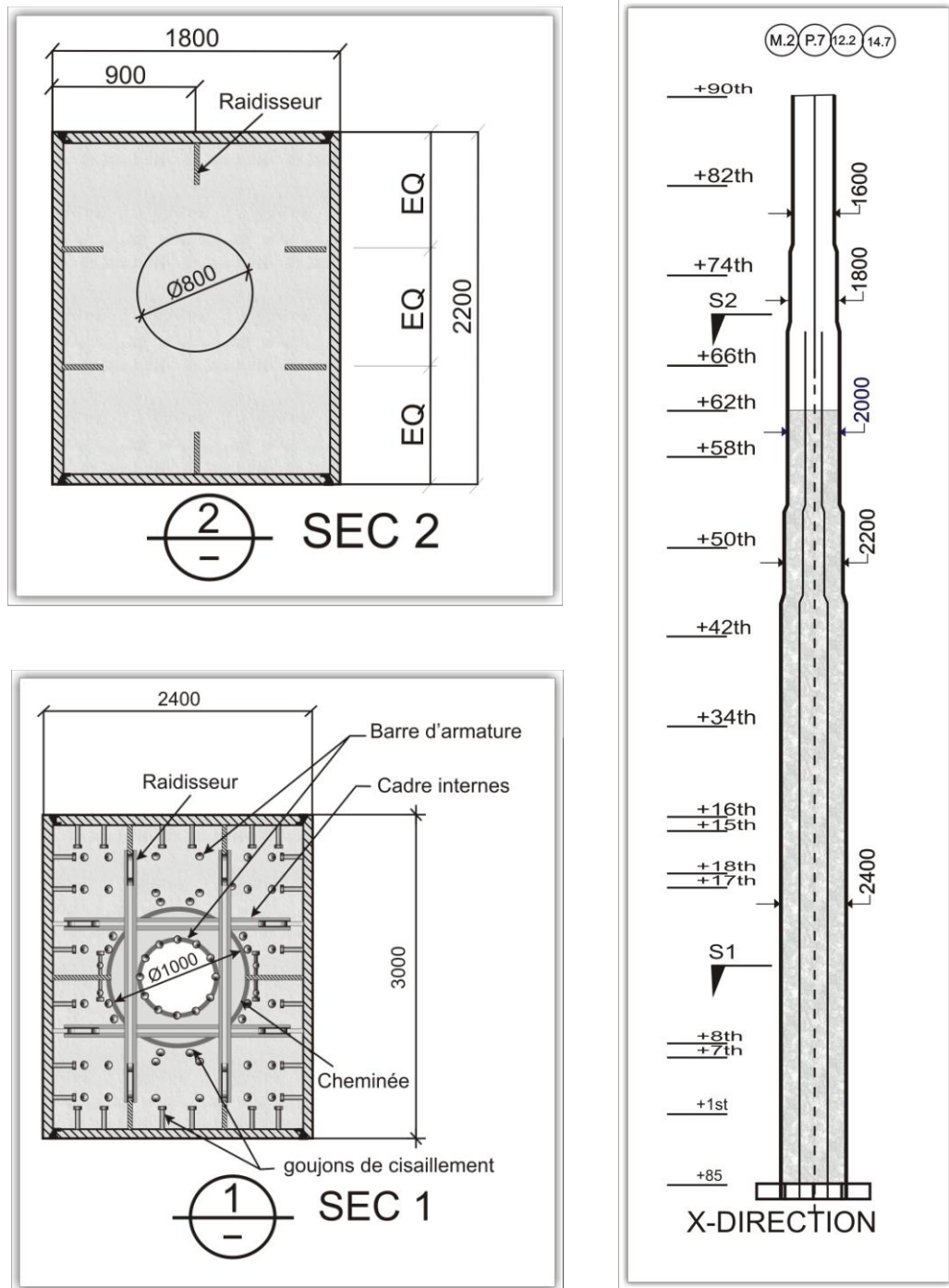


Figure 3.8: CFT 3.0x2.4 des étages 74-82.

3.8.2 Encorbellements :

Puisqu'on ne dispose pas d'assez d'informations structurales pour modéliser les encorbellements, les dimensions et les propriétés de section devaient être modifiées pour le calibrage afin de réaliser la période fondamentale désirée de la structure réelle. Des éléments en acier de divers dimensions et rigidités ont été assignés aux encorbellements pour raccorder les super-poteaux de noyau aux super-poteaux de périmètre (Figure 3.3). Après que tous les éléments structuraux ont été initialement spécifiés, quelques itérations ont été effectuées et les encorbellements ont été modifiés afin d'obtenir la période fondamentale de 6.8 secondes.

3.9 Informations générales :

Ci dessous, une liste de quelques chiffres et informations qui permettent d'avoir une bonne idée de la conception de Taipei101 :

- Hauteur de la tour : 508m.
- Poids total (poids propre + charges): 705 130 tonnes.
- Dimensions de la tour à la base : 62.4m x 62.4m
- Période fondamentale de vibration de la tour : 6,8s
- Béton de résistance à la compression 69 Mpa.
- Module de young $E_{\text{béton}} = 30 \text{ Gpa}$.
- Module de young $E_{\text{acier}} = 200 \text{ Gpa}$.
- Poids volumique de béton 24 KN/m³.
- Poids volumique d'acier 78 KN/m³.

Les détails en plan et en élévation sont représentés à la fin de l'annexe 1.

CHAPITRE 4

ANALYSE DYNAMIQUE

4.1 Introduction:

Le comportement d'une construction de grande hauteur soumise aux charges dynamiques telles que le vent ou séisme est difficile à prévoir avec n'importe quelle exactitude en raison de l'incertitude liée à l'évaluation de l'amortissement et de la rigidité de la construction, aussi bien que la nature compliquée des charges [03]. Pour les structures légères modernes, garder les mouvements de construction dans des limites acceptables peut être plus qu'un défi que s'assurant qu'il a la résistance structurale suffisante.

Dans ce chapitre nous allons présenter l'étude de la tour Taipei101 sans et avec le système de dissipation d'énergie en nous concentrons sur les réponses en accélération et en déplacement sous l'effet des forces dynamiques.

4.2 Types d'excitations et leurs analyses:

Les charges sismiques sont produites dans une construction par les accélérations de la terre et ainsi dans la théorie par une charge présentée comme enregistrement des accélérations au sol qui est le moyen le plus précis de représenter des actions de tremblement de terre. Les procédures d'analyse sont disponibles pour calculer la réponse d'une structure à ce type de charge. Les mouvements enregistrés des séismes passés fournissent des informations sur la forme possible des accélérations au sol enregistré mais chaque enregistrement est unique et ainsi ne fournit pas la connaissance du mouvement qui peut se produire au site de futurs séismes [28].

Le vent agit sur les structures, mais il est lui même modifié par les obstacles qu'il rencontre. Il y a donc une interaction entre l'air et l'ouvrage qui subit ses effets. Cette interaction est d'autant plus marquée que la structure est élancée et légère.

Afin de limiter le mouvement produit par le vent, on peut agir de différentes façons. Si les forces sismiques ne sont pas concernées, augmenter la masse du bâtiment est une bonne façon de diminuer l'accélération. Egalement, ce n'est pas trop réaliste d'augmenter la masse d'un bâtiment car ça augmente forcément la force d'inertie sismique. La bonne conception d'un système structurel doit pouvoir contrôler la réponse structurelle du vent et diminuer l'accélération afin d'atténuer la perception du mouvement.

Les composantes de force du vent qui ont des fréquences plus grandes que la fréquence propre du bâtiment, n'ont presque pas d'effet sur la structure car les fluctuations sont trop rapides pour que le bâtiment puisse suivre ces mouvements. Dans le cas contraire, quand les fréquences de la force du vent sont plus petites que celles de la fréquence propre du bâtiment, la structure peut vibrer, mais quand la fréquence est proche à celle du bâtiment, par des phénomènes analogues se produit la résonance et la réponse dynamique s'amplifie [04].

4.2.1 Différence entre vent et séisme :

En ce qui concerne le vent, l'excitation de la structure est due à une pression sur la façade, et la structure se déforme à cause de cette force appliquée. Les déformations sont unidirectionnelles et les structures sont conçues de telle façon qu'elles agissent élastiquement sous cette force. L'augmentation de la masse et de la raideur sont des facteurs qui favorisent la résistance sous les forces du vent.

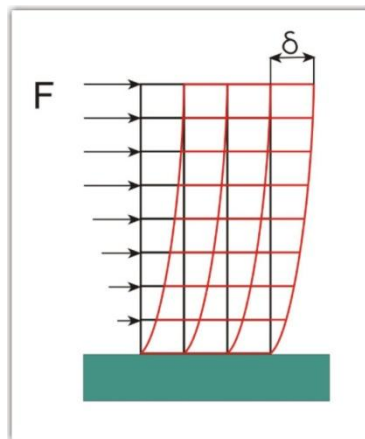


Figure 4.1: Excitation d'un bâtiment due au vent.

Par contre, l'effet de la force sismique est un déplacement (accélération) appliqué au sol et le mouvement du sol transmet les forces à la structure. Quand il y a un séisme, les déformations se produisent vers deux directions opposées. Pour des événements extrêmes (par

exemple, des séismes qui se produisent avec une période de retour de 50 à 100 ans) la réponse peut ne pas être élastique.

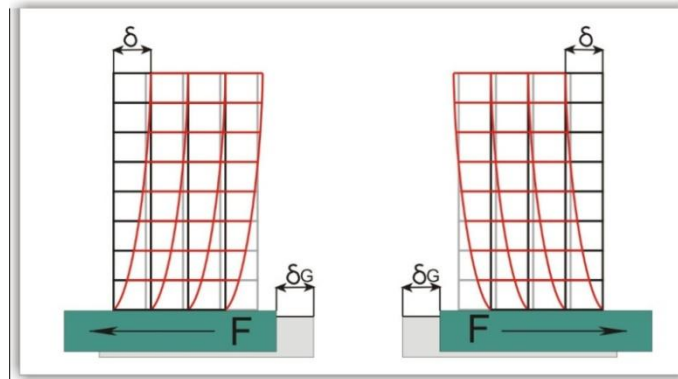


Figure 4.2: Excitation d'un bâtiment due au séisme.

En conclusion, la similitude entre les forces du vent et les forces sismiques est leur représentation par des forces : agissant horizontalement sur les niveaux du bâtiment. De plus, si on analyse le spectre de réponse pour un séisme et pour un amortissement donné, on voit clairement que pour une plus grande période propre de vibration du bâtiment, l'influence sur l'accélération diminue fortement. Par contre, c'est justement le contraire qui arrive lors d'une rafale de vent (plus grande valeur de période structurale, plus de mouvement et d'accélération au sommet) [04].

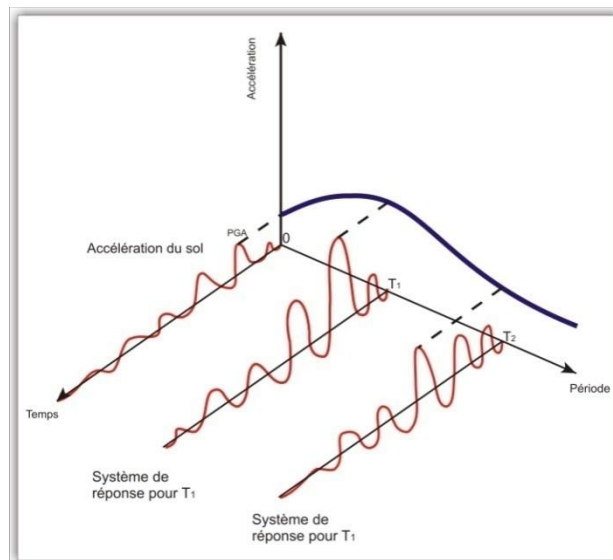


Figure 4.3: Description graphique du spectre de réponse.

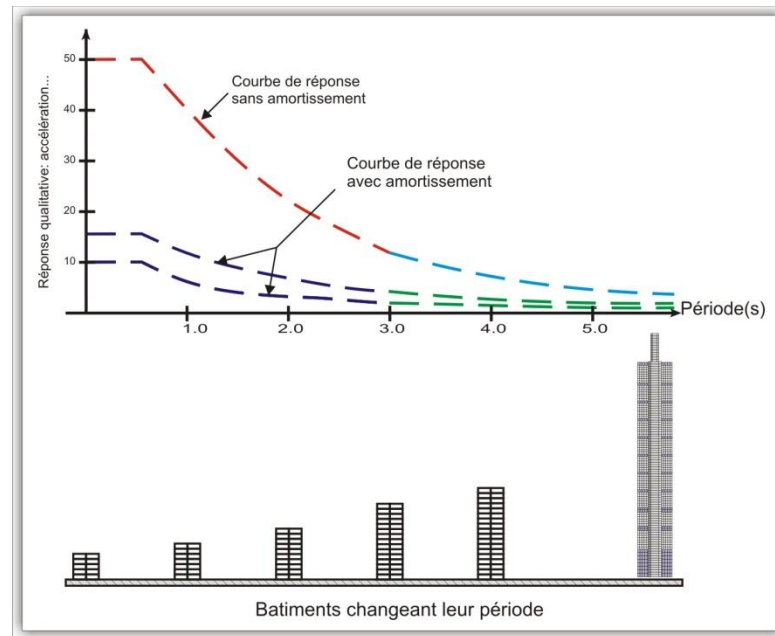


Figure 4.4: Spectre de réponse et périodes des bâtiments selon la hauteur.

D'une façon un peu plus théorique, la sensibilité des bâtiments, dépend de leur fréquence naturelle et de la proximité de leur fréquence à celle de l'excitation. Etant donné que les bâtiments hauts ont des périodes plus élevées (donc des fréquences inférieures) que les bâtiments bas, ils sont moins sensibles aux hautes fréquences de vibration (correspondant au séisme).

4.3 L'excitation du Vent:

Pour représenter l'excitation du vent sur la tour, une fonction sinusoïdale avec une fréquence identique à la fréquence fondamentale de la tour a été créée (figure 4.5). Cette fonction a la forme de $F(t)=f.\sin(\omega t)$. L'amplitude (f) a été assignée à base sur le fait que l'accélération maximale de l'étage supérieur est de 7.9 milli-g, sous une tempête du vent la plus intense avec une période de retour de 6 mois. Un intervalle de 35 secondes (environ 5 cercles de 6.8 secondes chacun), avec un pas de 0.01s a été choisi. La pulsation a été calculée comme $\omega = (2\pi)/6.8 = 0.924 \text{ rad/sec}$.

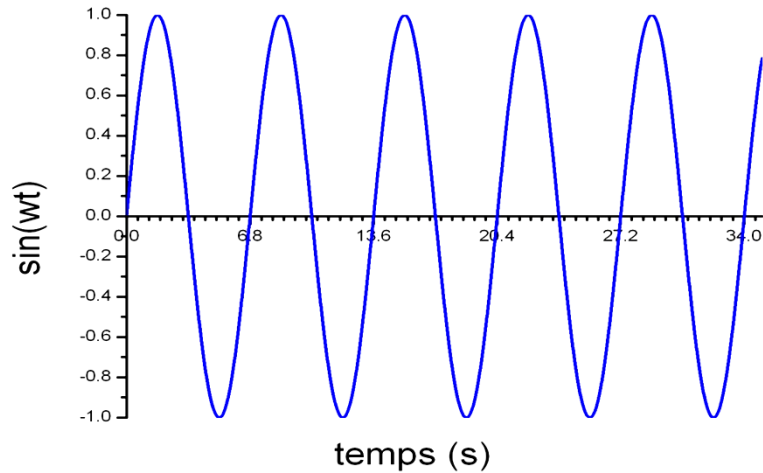


Figure 4.5: Excitation sinusoïdale, avec la fréquence identique à la 1^{ère} fréquence de Taipei101.

4.3.1 Fonction (Steady state):

La fonction **Steady state** a été utilisée pour capturer la réponse du bâtiment sous toutes les fréquences entre 0.1 et 1Hz [09], qui couvre les trois premiers modes du bâtiment. Après avoir défini la fonction dans SAP2000, en insérant les coordonnées de la fonction ci-dessus (calculée par l'Excel). La prochaine étape était d'assigner un cas de charge pour le vent (f), car la charge du vent (f) n'est pas connue, elle a été utilisée comme un facteur de calibrage, jusqu'à ce que l'accélération de cible ait été atteinte. La charge (f) a été modélisé pendant qu'une charge statique triangulaire distribuée jusqu'au sommet du bâtiment avec une valeur initiale (figure 4.6), la charge est amplifiée par la fonction sinusoïdale (Figure 4.7).

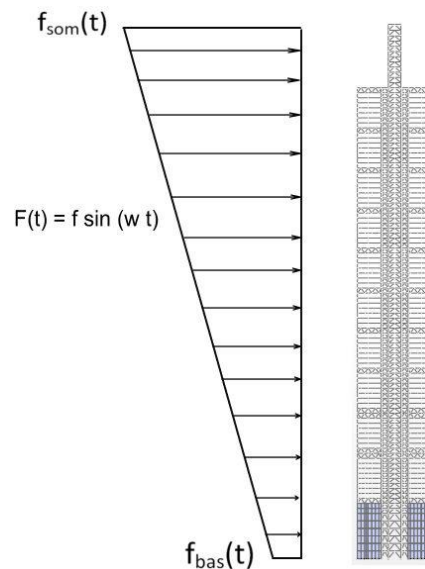


Figure 4.6: Charge statique triangulaire amplifiée par la fonction sinusoïdale.

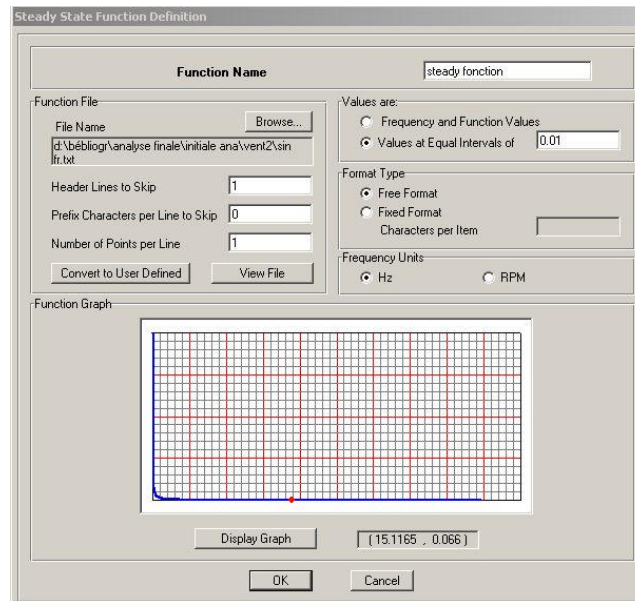


Figure 4.7: Définition de la fonction steady state, SAP2000.

L'analyse (steady state) utilise la méthode directe comme un type de solution. La fréquence variée de 0.1 Hz jusqu'à 1 Hz, avec 100 pas. Ceci couvre toutes les périodes de 1 à 10 seconds, que selon le tableau 4.1 sont les 9 premiers modes. En conclusion, un facteur d'échelle a été varié pour achever l'accélération maximale de 7.9 milli-g (0.077 m/s^2) au nœud supérieur du modèle (Figure 4.8).

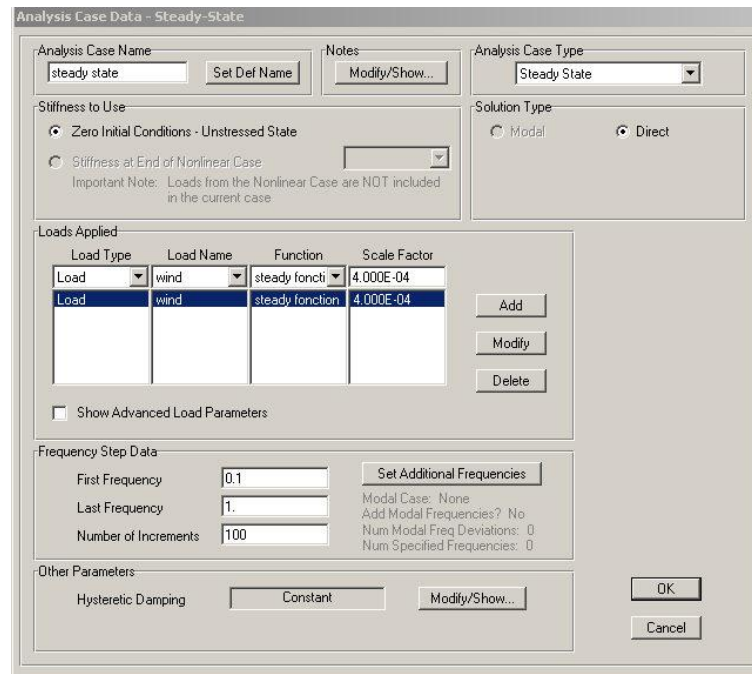


Figure 4.8: Définition de l'analyse steady state, SAP2000.

4.4 Les excitations sismiques :

L'action d'un tremblement de terre sur une structure se traduit par un déplacement du sol, variable dans le temps $dg(t)$, qui implique des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées. L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol $ag(t)$ en translation et en rotation. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale est plus faible que les composantes horizontales. Le principal effet du tremblement de terre est donc un mouvement horizontal du sol.

Un enregistrement d'un séisme peut montrer les déplacements, les vitesses, ou les accélérations imposées à la terre en fonction du temps [47]. En général chaque fonction a des valeurs maximales comme suit :

- Le déplacement maximal au sol (PGD),
- La vitesse maximale du sol (PGV),
- L'accélération maximale du sol (PGA).

L'accélérogramme est l'enregistrement le plus utilisée dans les codes de conception. Les excitations sismiques considérées dans cette étude pour la structure, sont l'accélérogramme du séisme d'El Centro, et l'accélérogramme du séisme de Chi-chi. Les accélérogrammes sont téléchargés à partir de site-web (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER [48]).

4.4.1 Caractéristiques de tremblement de terre de Chi-chi :

Le dernier séisme mortel en Taiwan s'est produit à Chichi le 21 septembre 1999, qui était un séisme fort de magnitude 7.7 (institut géologique de USA) et avec une magnitude de 7.3 selon bureau central de météorologique de Taiwan, il a provoqué de nombreuses destructions et surtout des victimes : 2333 décès, 10002 blessés, et 9.909 constructions complètement effondrées [49]. L'enregistrement utilisé dans l'analyse et la composant horizontale NS, avec une PGA de 0.1748 g. La longueur de l'enregistrement est de 59 secondes, avec un pas de 0.005 seconde. La figure 4.9 représente l'accélération au sol et la définition d'accélérogramme dans le SAP2000.

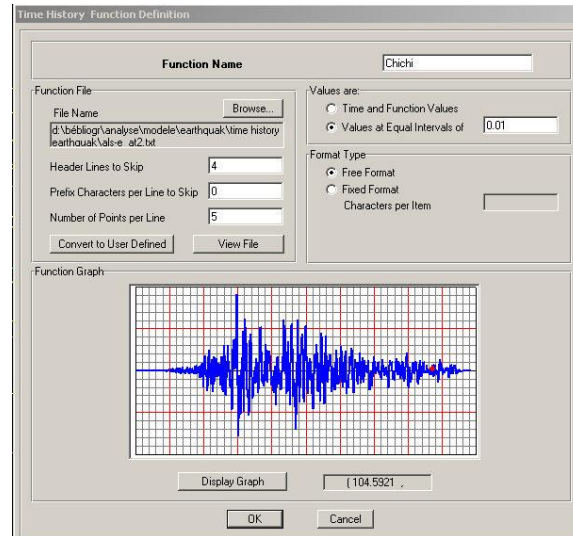


Figure 4.9: Définition de l'accélérogramme de séisme Chi-chi, SAP2000.

4.4.2 Caractéristiques de tremblement de terre d'El Centro :

Cet accélérogramme a été enregistré à California, nord Américaine en 19 mai 1940, avec magnitude de 7.1, 80% des bâtiments ont été endommagés. On a utilisé la composante horizontale NS pour l'analyse, avec une PGA de 0.2584g, longueur d'enregistrement de 40 secondes, et un pas de 0.01 seconde (Figure 4.10).

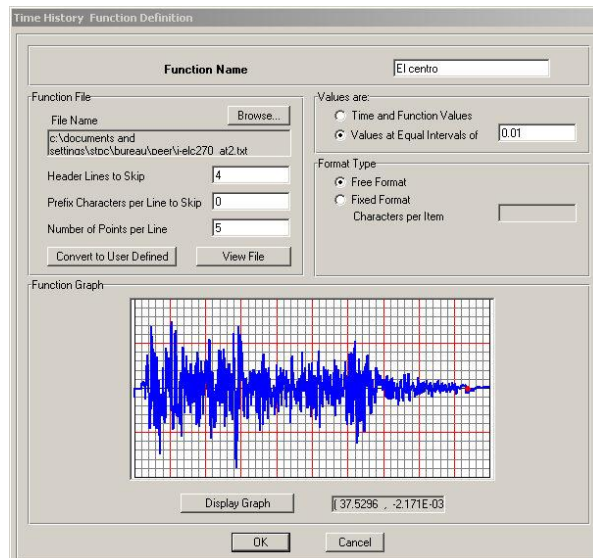


Figure 4.10: Définition de l'accélérogramme de séisme El Centro, SAP2000.

4.5 Analyse de Structure sans le système de dissipation :

Les trois premiers modes sont représentés dans la Figure 4.11. Le tableau 4.1 montre les périodes propres et les participations massiques correspondant à chaque mode produit dans le SAP2000.

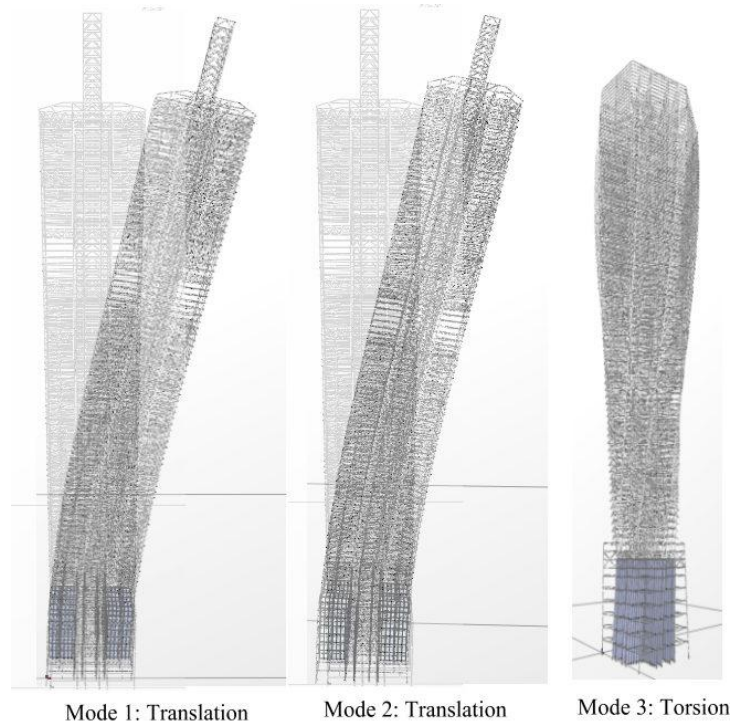


Figure 4.11: Trois premiers modes de Taipei101.

Tableau 4.1: Période et participation massique de 10 premiers modes.

Mode	Période	Fréquence	UX	UY
1	6.804	0.147	0.48	0.06
2	6.800	0.147	0.55	0.55
3	4.621	0.216	0.55	0.55
4	1.886	0.530	0.74	0.56
5	1.885	0.530	0.75	0.75
6	1.764	0.567	0.75	0.75
7	1.085	0.921	0.75	0.75
8	0.989	1.012	0.82	0.75
9	0.988	1.012	0.82	0.82
10	0.772	1.295	0.82	0.82

4.5.1 Réponse structurale sous l'excitation du vent :

La réponse de structure sous les effets du vent est calibrée et ajustée jusqu'à attendre une accélération au sommet de la structure paraît à celle des résultats d'essai en tunnel du vent de RWDI qui indique que sous le vent avec une période de retour de 6 mois, l'accélération maximale au sommet serait 7.9 milli-g [46].

Les figures 4.12 et 4.13 montrent l'accélération et le déplacement au nœud supérieur de la tour obtenu par l'analyse calibrée (steady state) en SAP2000.

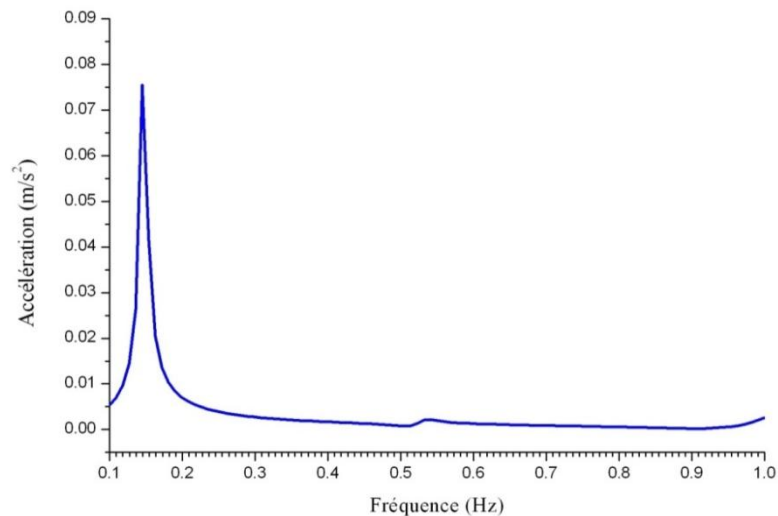


Figure 4.12: Accélération au sommet sous l'excitation du vent.

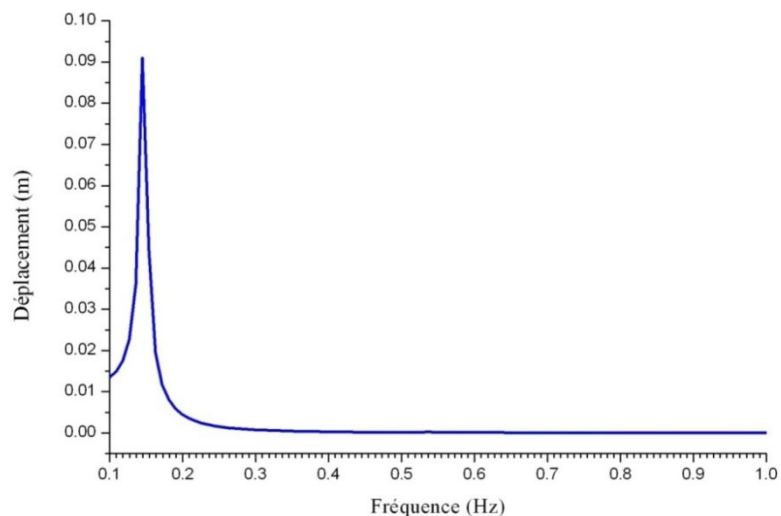


Figure 4.13: Déplacement au sommet sous l'excitation du vent.

Une réponse en accélération de 0.075 m/s², et en déplacement 9.1cm maximum est observée à la fréquence du 1^{ère} mode de vibration $f=0.145\text{Hz}$.

4.5.2 Réponse structurale sous l'excitation sismique :

Les figures 4.14 et 4.15 présentent la réponse en accélération et en déplacement au nœud supérieur de la structure, pour le séisme de Chi-chi.

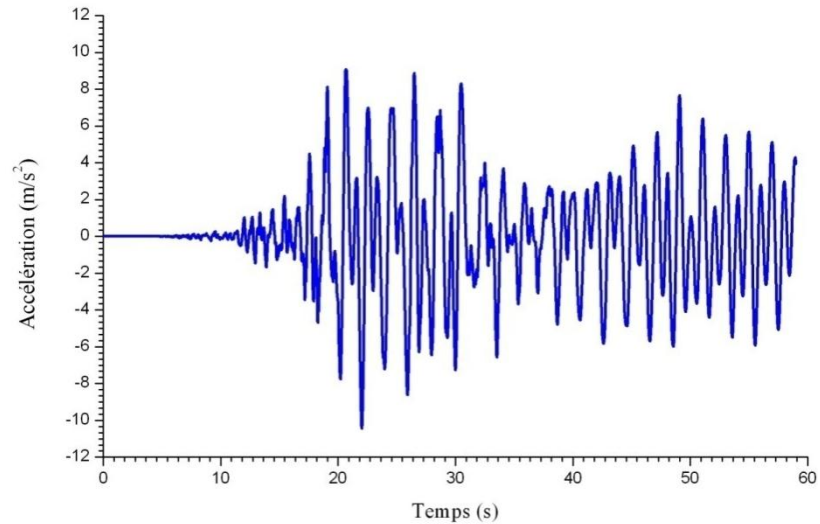


Figure 4.14: Accélération au sommet sous l'excitation Chi-chi.

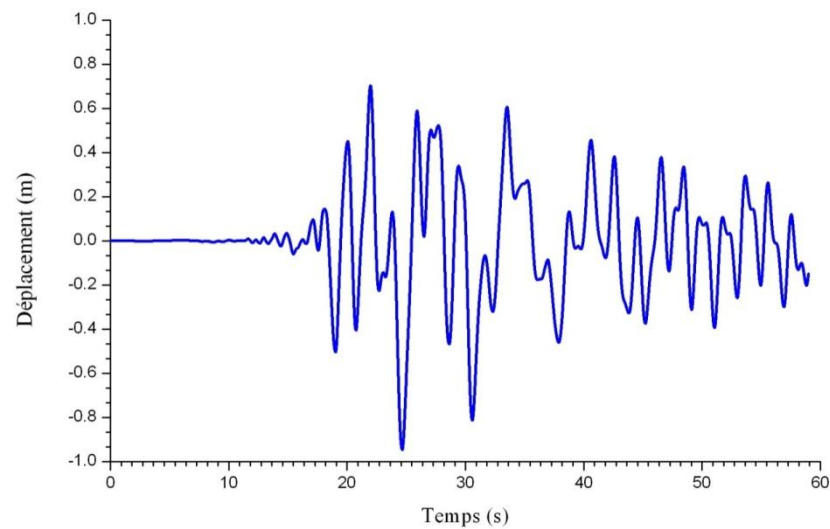


Figure 4.15: Déplacement au sommet sous l'excitation de Chi-chi.

Les figures 4.16 et 4.17 présentent la réponse en accélération et en déplacement au nœud supérieur de la structure, pour le séisme d'El Centro.

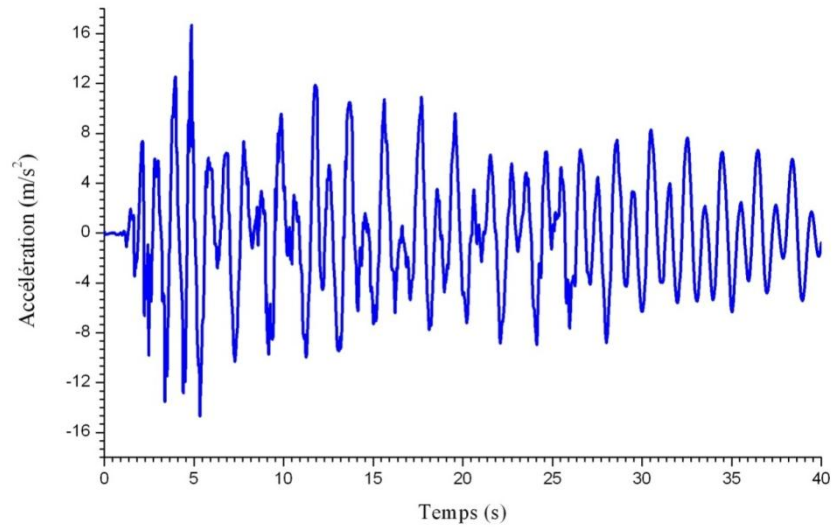


Figure 4.16: Accélération au sommet sous l'excitation d'El Centro.

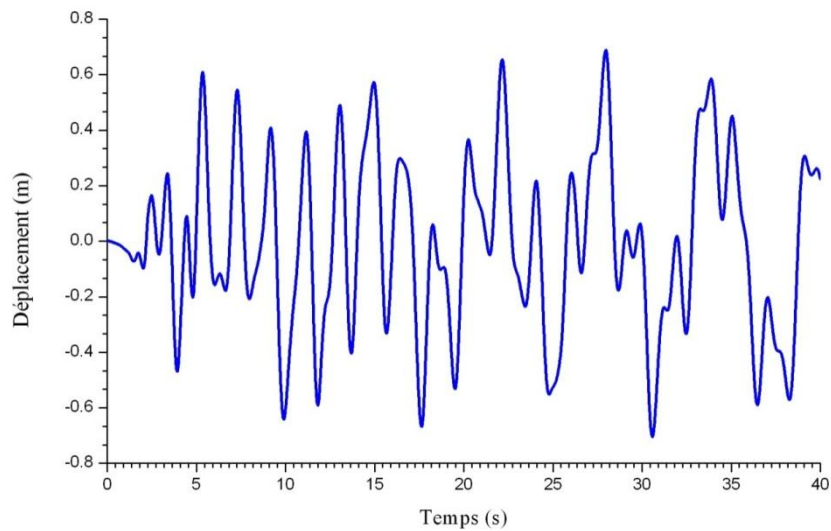


Figure 4.17: Déplacement au sommet sous l'excitation d'El Centro.

Le tableau 4.2 résume les réponses maximales en accélération et en déplacement du dernier niveau de la structure sans système de dissipation d'énergie.

Tableau 4.2 : Réponses maximales en accélération et en déplacement.

Nœud	Cas d'analyse	Temps	Accélérations m/s^2	Déplacement m
5173	El Centro	4.86	16.69	0.18
5173	El Centro	30.58	7.47	0.70
5173	Chich	22.035	10.45	0.45
5173	Chich	24.655	6.72	0.95

- Effort tranchant à la base :

Les figures 4.18 et 4.19 montrent les efforts tranchants à la base des deux accélérogrammes. Avec un maximum de 597089.179KN à l'instant 29.63s (Chichi) et 587275.529KN à l'instant 12.11s (El Centro).

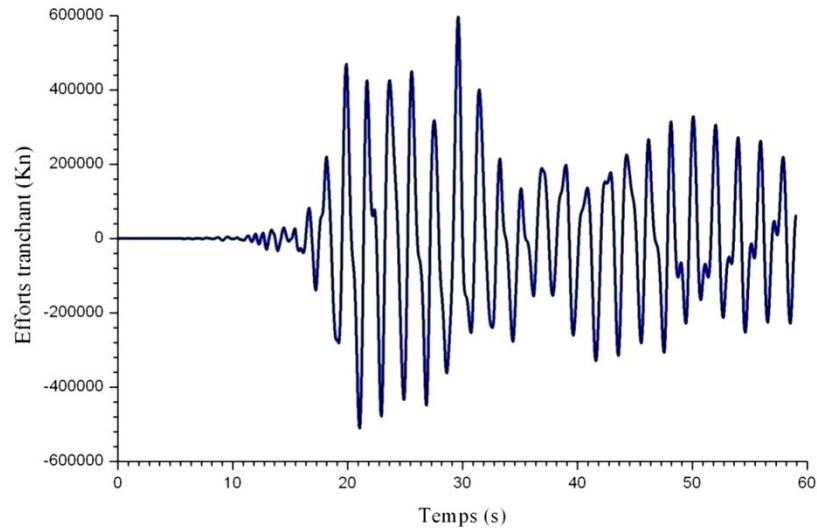


Figure 4.18: Efforts tranchante à la base sous l'excitation de Chi-chi.

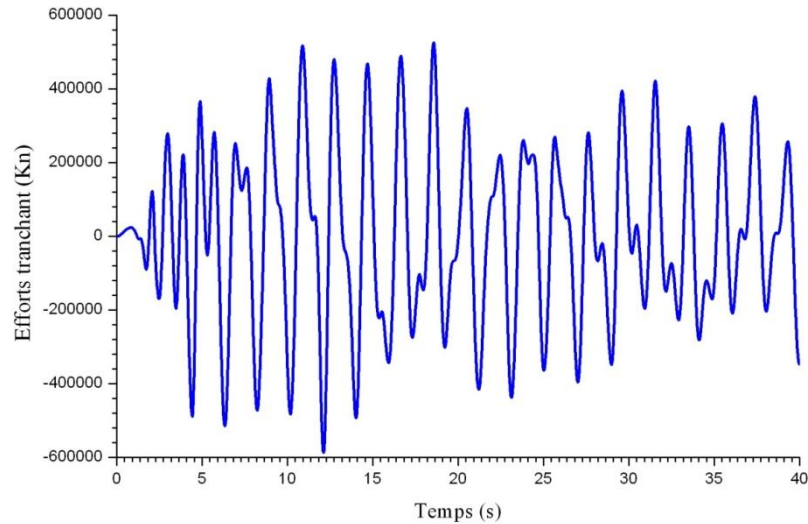


Figure 4.19: Efforts tranchants à la base sous l'excitation d'El Centro.

- Déplacements inter étages :

Un déplacement inter étage x est un déplacement relatif d'un niveau par rapport à un autre. Les déplacements pour les deux excitations Chi-chi et El Centro sont montrés dans la figure 4.20. Avec un maximum de déplacements inter étages de 2.25 cm pour El Centro et 2.56 cm pour Chi-chi.

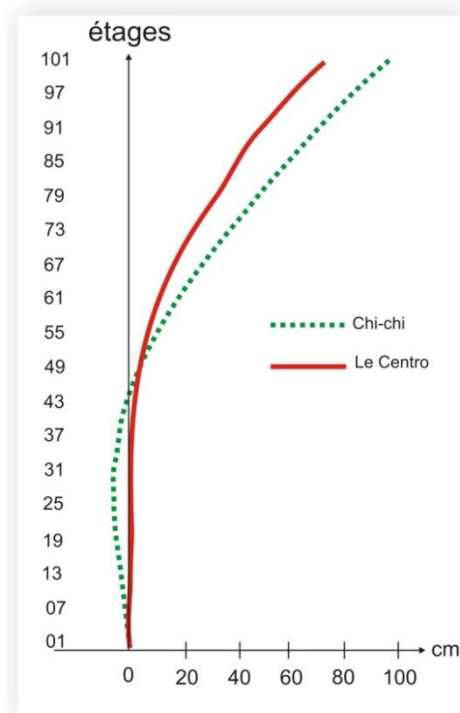


Figure 4.20: Déplacements des étages.

Les rapports des déplacements inter étages à la hauteur d'étage (x/h %) de la structure ne doit pas dépasser 0.5% [50], cette valeur est achevée avec les deux accélérogrammes sans système de dissipation d'énergie.

4.6 Modélisation de TMD :

L'option de NLLink de SAP2000 a été utilisée pour modéliser le TMD. La boule en acier de 730 tonnes qui pend du l'étage 92-88 (11.5m), elle peut être transformée à une masse attachée à l'étage supérieur par un ressort et un amortisseur connectés en parallèle figure 4.21, afin de modéliser l'amortissement de l'amortisseur lui-même.

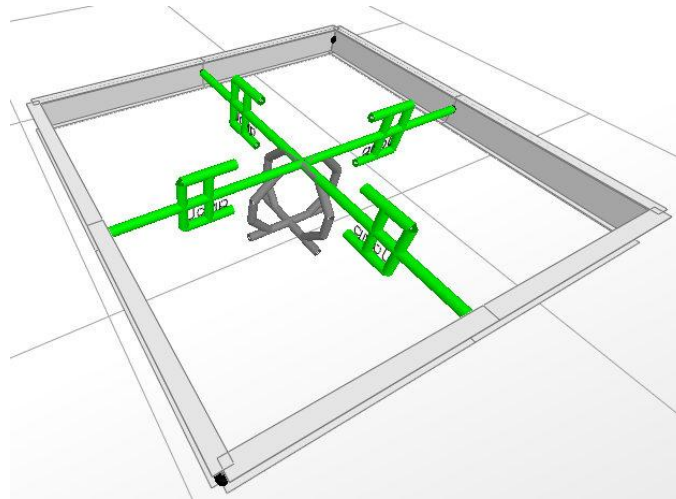


Figure 4.21: Modélisation de TMD, SAP2000.

Le TMD doit ramènera l'accélération maximale du nœud supérieur de 7.9milli-g au 5.1milli-g, comme il est montré graphiquement sur la figure 4.22, selon les critères d'accélération d'ISO, aussi bien que les critères Taïwanaise [46].

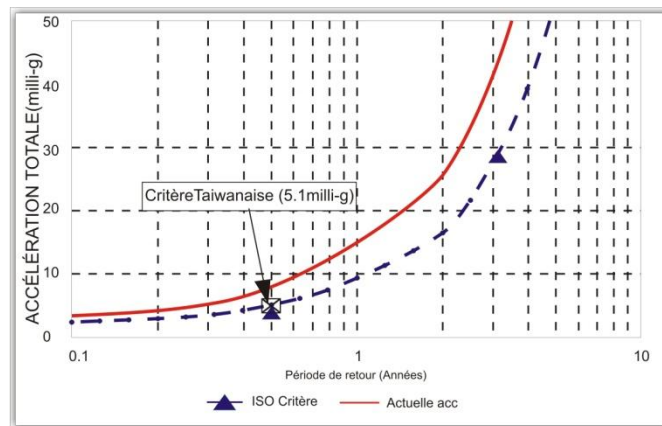


Figure 4.22: Accélération des bâtiments selon la période de retour sous de vent.

La masse de TMD doit représenter, pour des bâtiments hauts, environ 0,25%-1,5% de la masse correspondante au mode fondamental de la tour car c'est ce mode qu'on va chercher à amortir en priorité puisque c'est celui qui produit les déplacements les plus importants [04]. La période de TMD doit être accordée à celle du premier mode, ce qui détermine la raideur dont on a besoin pour la masse choisie. Ci dessous, un premier calcul appliqué à Taipei101:

Si M est la masse correspondante au 1^{er} mode fondamental avec un taux de masse de 0.25%:

$$\frac{m}{M} = 0.25\% \rightarrow m = M \times 0.0025$$

$$\omega = 2\pi f = 0.923$$

$$\omega^2 = \frac{K}{m}$$

$$K = \omega^2 m = 722.78 \text{ kN/m}$$

Où : m est la masse de TMD, K est la rigidité effective de TMD.

Et le coefficient d'amortissement $C=2\xi (km)^{1/2}$ [30] [09], avec un taux d'amortissement de TMD pris comme $\xi=5\%$.

Il est plus efficace s'il est placé au sommet de la tour (là où généralement se trouve le déplacement maximum pour le premier mode). Mais dans le cas de Taipei101 les derniers étages sont moins rigides par rapport aux étages ci-dessous du 92^{ème} étage et ne peuvent pas supporter une grande masse (Figure 4.23).

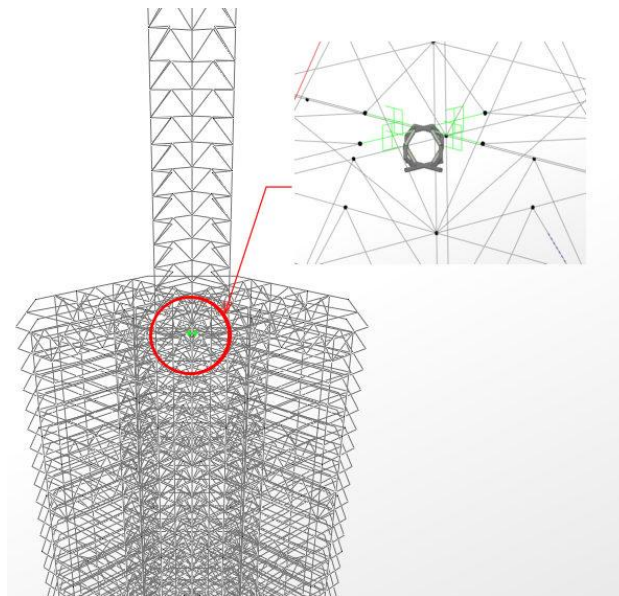


Figure 4.23: Emplacement de TMD dans la tour de Taipei101.

Après l'inclusion de TMD et pour un rapport de masse égale à 0.25%, l'accélération maximum sous l'excitation du vent est réduite de 24% du 0.075 m/s^2 à 0.057 m/s^2 (5.81 milli-g environ). On peut remarquer l'efficacité du TMD pour réduire l'accélération et le déplacement sous l'excitation du vent. L'accélération de 5.81 milli-g dépasse les critères de confort taïwanais et d'ISO.

Il devrait également noter qu'après l'exécution de l'analyse modale avec le TMD, la période a été augmentée de 6.8 à 7 secondes. Ce léger changement a été prévu, car une petite fraction de masse a été ajoutée au modèle dû au TMD.

4.6.1 Étude paramétrique :

Pour évaluer l'effet de la masse de TMD sur la réponse structurale, une étude paramétrique a été effectuée pour comparer la réponse structurale de différents rapports de masse: 0.25% (847.66t), 0.5% (1695.32t), 1.00% (3390.64t), et 2.50% (8476.59t) sous l'excitation du vent et les excitations sismiques.

4.6.2 Réponse structurale sous l'excitation du vent :

Les réponses en accélérations, déplacements du nœud supérieur et les efforts tranchants du modèle avec les différents taux de masse sont représentées sous forme des graphes et résumées dans le tableau 4.3.

Avec un taux de masse de 0.25% :

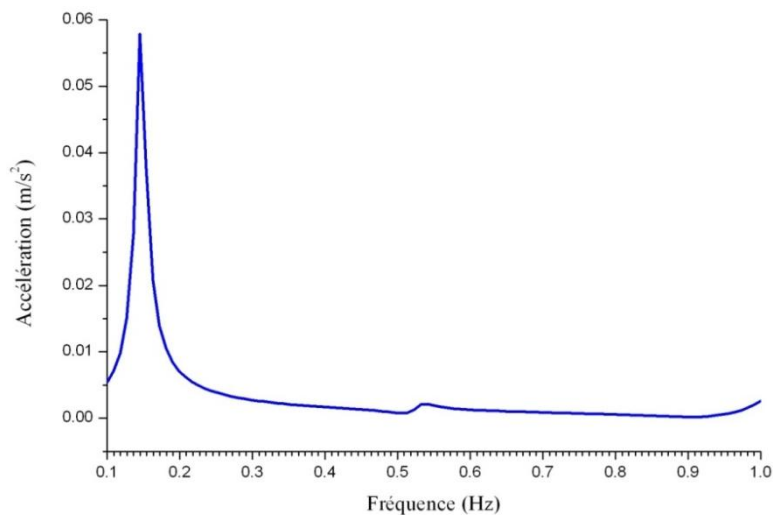


Figure 4.24: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.

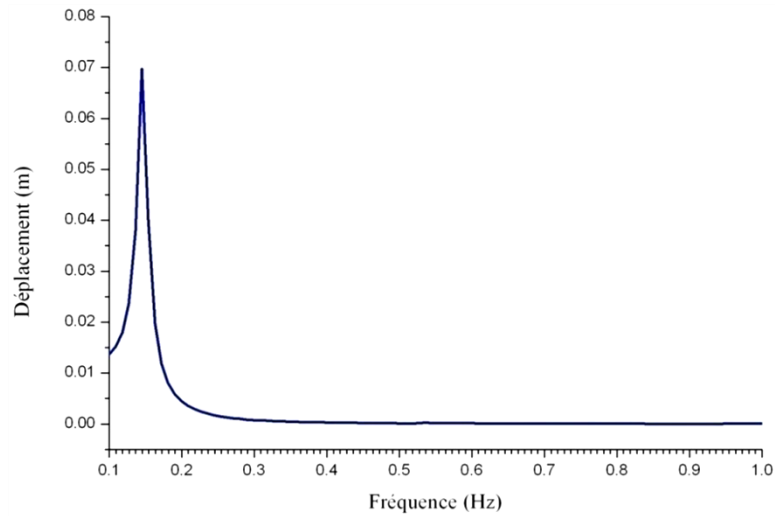


Figure 4.25: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.

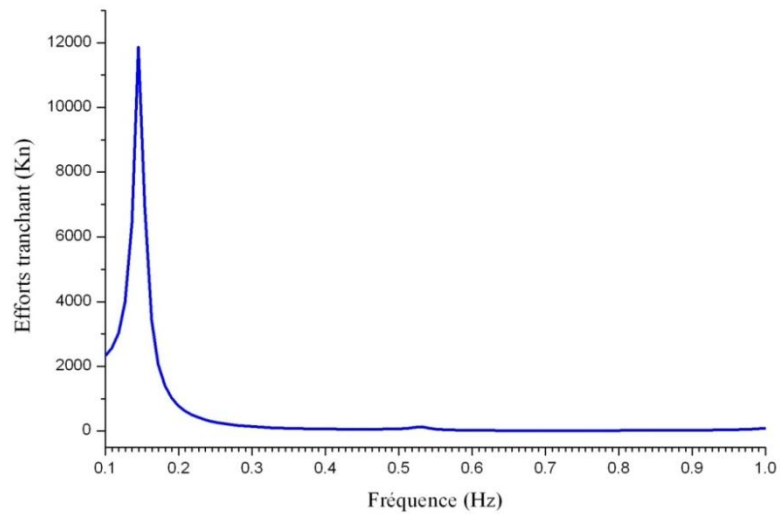


Figure 4.26: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.

Avec un taux de masse de 0.5% :

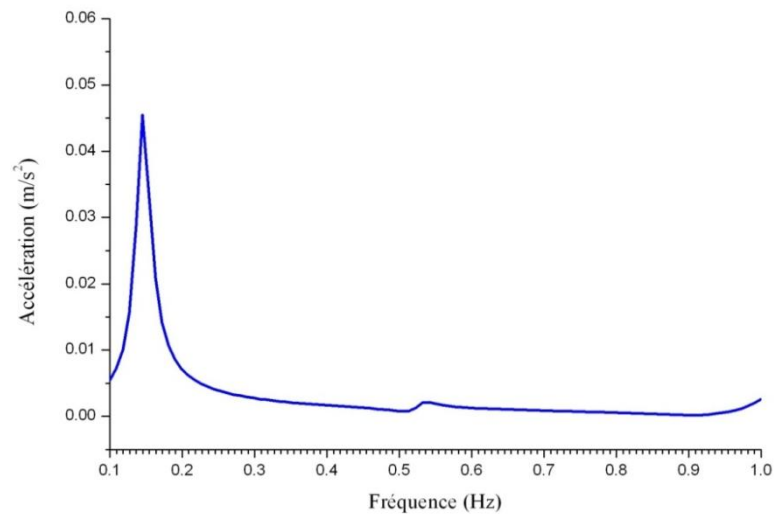


Figure 4.27: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.

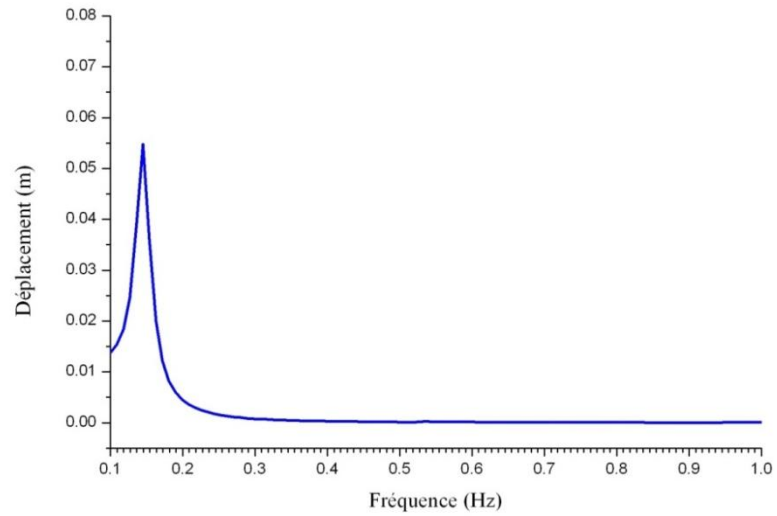


Figure 4.28: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.

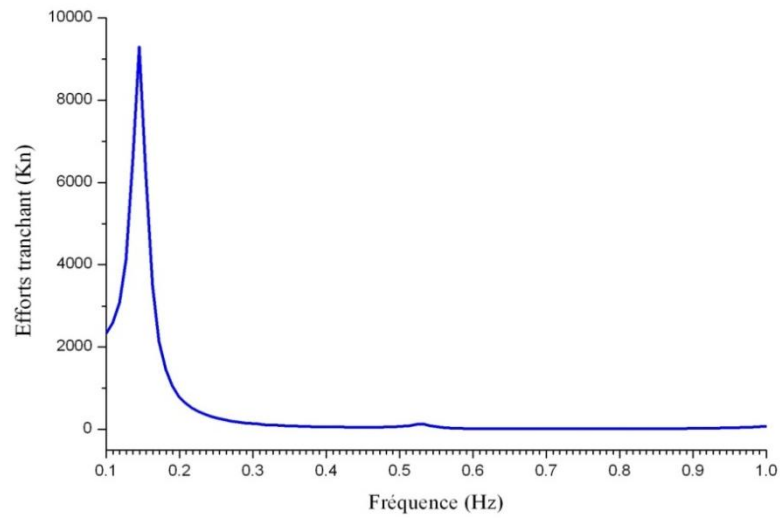


Figure 4.29: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.

Avec un taux de masse de 1% :

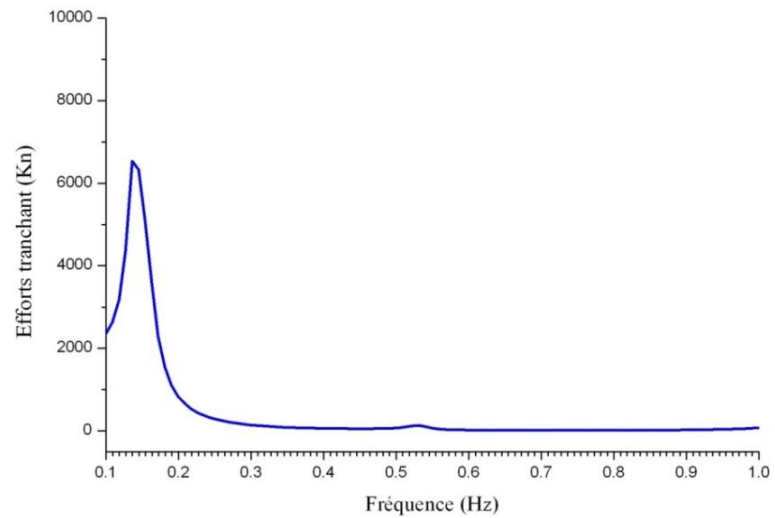


Figure 4.30: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.

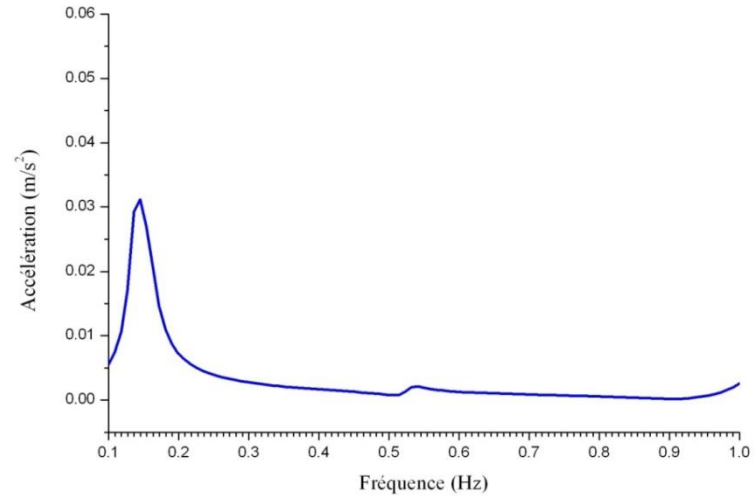


Figure 4.31: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.

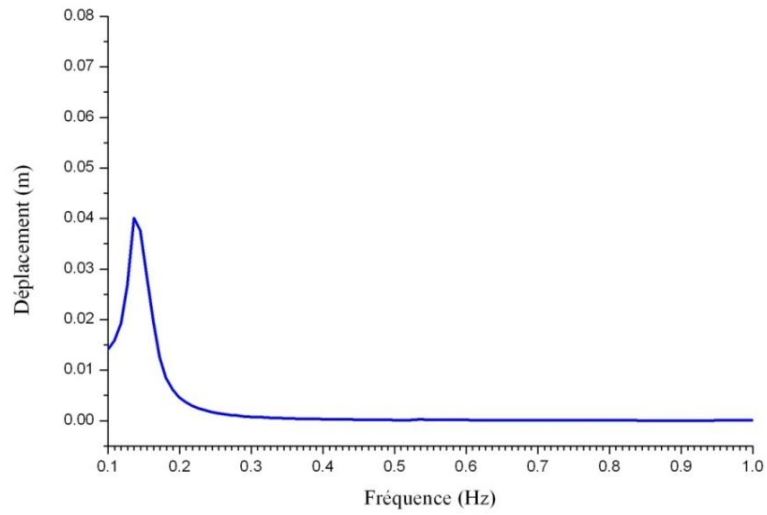


Figure 4.32: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.

Avec un taux de masse de 2.5% :

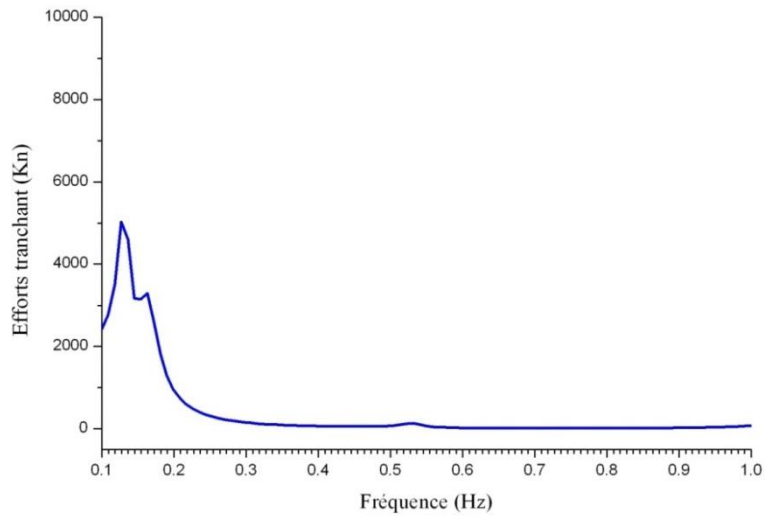


Figure 4.33: Efforts tranchants sous l'excitation du vent.

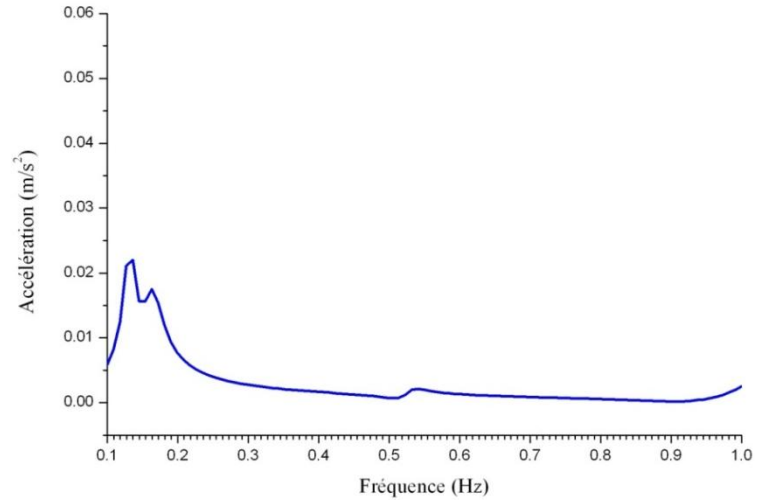


Figure 4.34: Réponses en accélérations sous l'excitation du vent.

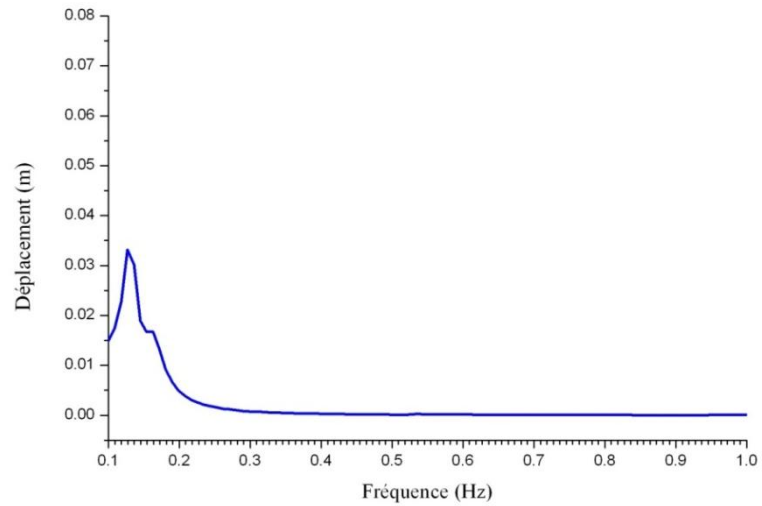


Figure 4.35: Réponses en déplacements sous l'excitation du vent.

Tableau 4.3: Résumé de l'étude paramétrique sous l'excitation du vent.

Masse de TMD	Sans TMD	0.25%	0.5%	1.0%	2.5%
Accélération (m/s²)	0.075	0.057	0.046	0.03	0.02
Déplacement (cm)	9.1	6.97	5.48	4.01	3.32
Effort tranchant (KN)	15561.96	11871.034	9291.741	6535.341	5023.747
Réduction d'accélération %	/	24.0	38.7	60.0	73.3
Réduction du déplacement %	/	23.4	39.8	55.9	63.5
Réduction d'effort tranchant %	/	23.7	40.3	58.0	67.7

Les graphes suivants regroupent les réponses en accélérations, déplacements le long de la hauteur du bâtiment sous l'excitation de vent.

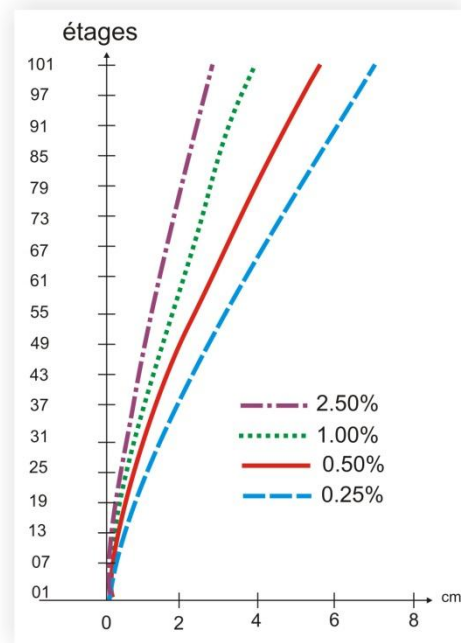


Figure 4.36: Déplacements le long de la hauteur de bâtiment sous l'excitation du vent.

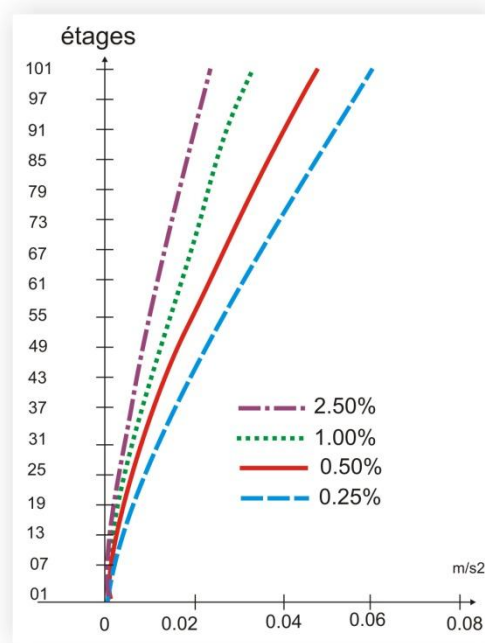


Figure 4.37: Accélérations le long de la hauteur de bâtiment sous l'excitation du vent.

Les résultats numériques indiquent des réductions des réponses de presque 23.4% du déplacement maximum, et 24% de l'accélération maximale lorsque la structure est soumise à une excitation du vent avec un taux de masse 0.25%.

Ioannis Kourakis [09] a étudié l'efficacité de TMD sur un modèle 2D de même tour (taipei101) est il a trouvé une réduction de 35% de l'accélération maximale pour 1% de masse (1/3 de participation massique). Zheng Li Gong [30] a fait le même travail avec différents taux de masses (0.13; 0.26; 1 et 2.6)%, est il à trouvé une réduction de 33% pour un taux de masse de 0.26%. En générale dans différent rapport la structure réelle a une réduction de 30% d'accélération pour un taux de masse de 0.25%.

Les résultats ont montré que l'augmentation du rapport de masse augmenterait l'efficacité de TMD sous des excitations du vent, mais pour un taux de 2.5% en remarque la présence des pics figure (4.33 et 4.34) qui correspond à le 3^{ème} mode de vibration (torsion).

4.6.3 Réponse structurale sous l'excitation sismique :

Les réponses en déplacements, accélérations du nœud supérieur et les efforts tranchants du modèle avec les différents taux de masse sont représentées sous forme des graphes en Annexe 2 et résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 4.4: Les réponses sous l'excitation de Chi-chi.

Masse de TMD	Sans TMD	0.25%	0.5%	1.0%	2.5%
Accélération (m/s²)	10.45	10.43	10.43	10.42	10.39
Déplacement (cm)	94.50	94.17	93.90	93.35	91.71
Effort tranchant (KN)	597089.17	600057.02	598879.97	596447.19	587937.42
Réduction d'accélération %	/	0.2	0.2	0.3	0.6
Réduction du déplacement %	/	0.3	0.6	1.2	3.0
Réduction d'effort tranchant %	/	-0.5	-0.3	0.1	1.5

Tableau 4.5: Les réponses sous l'excitation d'EL Centro.

Masse de TMD	Sans TMD	0.25%	0.5%	1.0%	2.5%
Accélération (m/s²)	16.69	16.65	16.65	16.66	16.66
Déplacement (cm)	70.41	66.11	64.58	63.64	62.87
Effort tranchant (KN)	587275.52	585446.31	584576.87	582936.08	578006.84
Réduction d'accélération %	/	0.2	0.2	0.2	0.2
Réduction du déplacement %	/	6.1	8.3	9.6	10.7
Réduction d'effort tranchant %	/	0.3	0.5	0.7	1.6

Les résultats indiquent des réductions des réponses de presque 6.1% du déplacement maximum et 0.2% de l'accélération maximale pour un taux de masse de 0.25%, lorsque la structure est soumise à l'excitation sismique d'El Centro. Et des réductions de 0.3% du déplacement maximum et 0.2% de l'accélération maximale sous l'excitation de Chi-chi.

Cependant, TMD est relativement inefficace quand la construction est sous l'excitation sismique, et produit dans certains cas un effet négatif, comme il est indiqué dans le tableau 4.4.

En remarque que sous la même excitation sismique et pour différents taux de masse les efforts tranchants sont augmentés par 0.5% et 0.3% pour un taux de 0.25% et 0.5% respectivement et sont réduits de 0.1% et 1.5% pour un taux de 1% et 2.5%. Cette variation est en relation avec la nature d'accélération et la période propre de la structure comme illustré dans la figure 4.38.

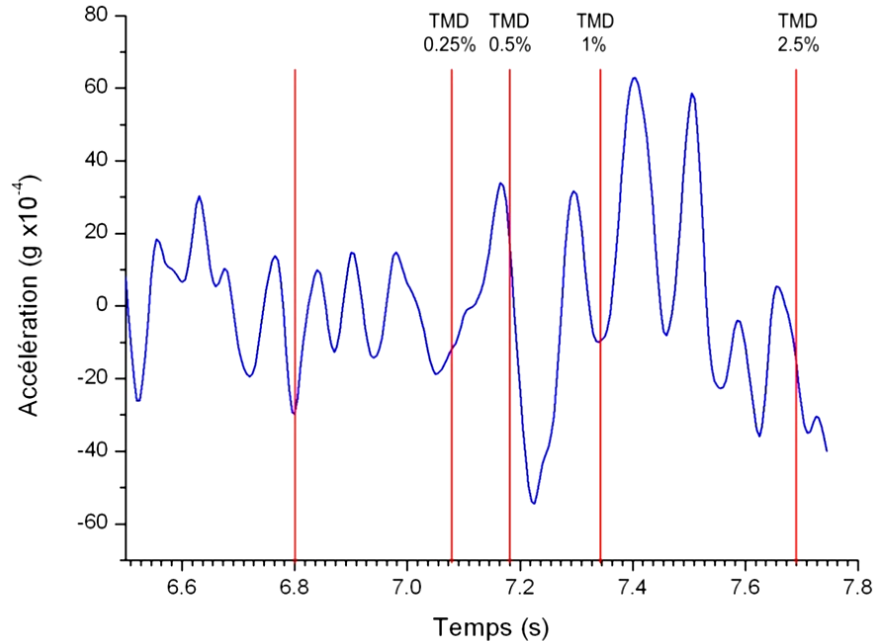


Figure 4.38: Accélérogramme de Chi-chi et les périodes correspondantes aux taux de masse.

4.7 Système d'amortisseurs à fluide visqueux (VD) :

Un autre choix du système de dissipation pour les bâtiments hauts est les amortisseurs à fluide visqueux. L'amortissement visqueux peut être défini comme un mécanisme de dissipation d'énergie où la force d'amortissement est en fonction de la vitesse relative mesurée et du coefficient d'amortissement.

Dans le SAP2000 un amortisseur visqueux est modélisé à l'aide d'un amortisseur en série avec un ressort (amortisseur de Maxwell). L'analyse exige un coefficient d'amortissement C , une rigidité de ressort k et le paramètre de viscosité α . Il peut sembler raisonnable d'entrer une très grande valeur pour la rigidité de ressort, mais ceci mènera aux d'autres problèmes. Par conséquent, la rigidité choisie doit être assez grande qu'il n'influence pas les résultats, mais n'est pas assez petite [51].

Un autre paramètre très important est le nombre de VD utilisé et leur configuration dans la structure, une simple configuration a été prise dans notre modèle pour montrer l'efficacité de VD pour réduire la réponse de la tour face aux excitations sismiques.

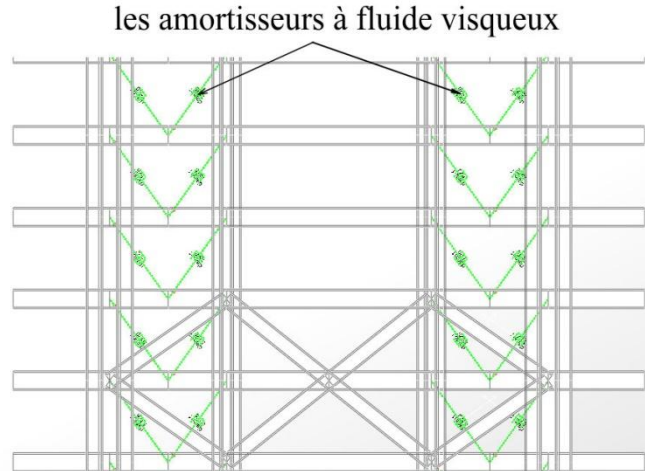


Figure 4.39: Configuration des amortisseurs visqueux, SAP2000.

Les propriétés des amortisseurs étaient modifiées graduellement jusqu'à l'atteinte d'un comportement acceptable en terme de forces et déplacements maximums. Cette méthode impliquait donc la réalisation de plusieurs analyses numériques temporelles non-linéaires.

4.7.1 Réponse structurale sous l'excitation sismique :

Dans cette partie, on s'intéresse aux paramètres de l'amortisseur non linéaire $\alpha < 1$. Une étude paramétrique a été effectuée pour la conception parasismique de la tour avec les amortisseurs visqueux. Le paramètre de viscosité α est pris égal à 0.15 pour tout les cas d'analyse temporelle non-linéaires par (FNA). Les caractéristiques de quelques amortisseurs visqueux et les réponses de la structure sont résumées dans les tableaux 4.6 et 4.7:

Tableau 4.6: Les réponses sous l'excitation de Chi-chi.

K (KN/m)	C (KN.s/m)	Déplacement	Accélération	L'effort tranchant
40000	500	94.42	10.484	587058.12
	800	94.42	10.485	587097.63
100000	500	93.95	10.494	570141.27
	800	94.21	10.518	571051.90
500000	500	91.25	10.340	529223.10
	800	90.74	10.419	508919.46
1000000	500	90.80	10.224	513424.92
	800	89.46	10.247	505903.28

Tableau 4.7: Les réponses sous l'excitation d'El Centro.

K (KN/m)	C (KN.s/m)	Déplacement	Accélération	L'effort tranchant
40000	500	70.94	16.751	593128.67
	800	70.95	16.751	593160.69
100000	500	70.36	16.816	597496.12
	800	71.24	16.832	600218.73
500000	500	62.57	16.624	587172.05
	800	61.85	16.697	590492.43
1000000	500	62.07	16.673	590251.98
	800	59.23	16.591	584001.81

Les résultats montrent que pour les deux accélérogrammes utilisés, et pour plusieurs valeurs du coefficient d'amortissement C et de la rigidité K, les amortisseurs visqueux ne réduisent pas considérablement la réponse de la structure soumise à des excitations sismiques.

Le modèle numérique de la structure de Taipei101 sans système de dissipation d'énergie est relativement plus rigide (au niveau des étages) et le déplacement inter étage maximum sous les excitations sismique (Chi-chi et El Centro) est 2.56 cm, par contre les fonctionnements des amortisseurs visqueux basés sur le mouvement relatif entre deux certains points dans la structure, sont efficaces et préférés dans le cas où il y a des grands déplacements se qui n'est pas notre cas, donc l'utilisation de ce type de contrôle dans ce modèle est inefficace.

Pour la réponse structurale sous l'excitation du vent, Il faut mentionner que l'analyse (Steady state) est une analyse linéaire et les amortisseurs visqueux exigent une analyse non linéaire, de ce fait, l'exécution de cette analyse (Steady state) nous donne un comportement de dissipation d'énergie de type hystérétique qui est différent de notre dispositif (une dissipation d'énergie proportionnelle à la vitesse).

CONCLUSION GENERALE

Au fur et à mesure que la hauteur d'un bâtiment augmente, la protection face aux actions dynamiques du vent et du séisme prend une place de plus en plus importante dans les considérations de conception. Ce mémoire traite l'évaluation de la réponse dynamique des bâtiments de grande hauteur munis des systèmes de dissipation d'énergie. Deux différents types de dispositifs ont été étudiés, d'une part les amortisseurs à masse accordés (TMD) et d'autre part les amortisseurs visqueux. La modélisation numérique de Taipei101 a été effectuée en 3D avec le logiciel SAP2000. Cet outil nous a permis d'étudier le comportement dynamique des tours équipées par ces deux types d'appareils de dissipation d'énergie. Cette étude a permis d'explorer les possibilités de modélisation numérique des systèmes de dissipation d'énergie. La structure objet de notre étude a été calibrée sur la base des réponses structurales connues, et a été soumise à des excitations des vents et sollicitations sismiques représentant l'aléa sismique de la région de Taiwan (Chi-chi) et le séisme d'El Centro.

Les deux systèmes de dissipation d'énergie ont des modes de fonctionnement distincts et il nous a pas été possible d'affirmer qu'un système est préférable par rapport à l'autre. Par contre, à partir de l'étude de leurs propriétés et de leurs comportements, nous avons été à même de déduire dans quelles situations chacun des systèmes est le plus approprié. Le TMD a été placé en haut de Taipei101 pour étudier son effet sur la réponse structurale due au vent et aux excitations sismiques, ceci comparé relativement au système sans dissipateurs d'énergie. Le TMD est accordé à la période du 1^{er} mode de vibration. Une étude paramétrique a été réalisée pour étudier l'effet de variation du taux de masse sur la réponse de la structure contrôlée. Nous avons conclu que son procédé de conception est très simple et pratique. Et les résultats ont montré que l'augmentation de taux de masse augmentera l'influence de TMD, donc ils sont avérés efficaces dans la réduction de la réponse induite par le vent.

Par contre les amortisseurs à masse accordée passifs sont inefficaces et produisent dans certains cas des effets négatifs pour le contrôle sismique. Cela était prévisible puisque les TMDs passifs sont utilisés couramment pour réduire le mouvement sous des excitations du vent.

Après la justification de l'efficacité des systèmes de TMD, la conception des amortisseurs visqueux a été effectuée par une méthode itérative car il n'existe pas des méthodes directes simplifiées pour ce type d'appareils. La procédure consistait à faire varier graduellement les propriétés des appareils, les résultats obtenus à l'aide d'analyses temporelles dynamiques non-linéaires nous ont montré que les amortisseurs visqueux ne contribuent pas à diminuer les déplacements et les efforts engendrés dans la structure car :

- Ils sont seulement efficaces pour les structures flexibles pouvant être soumises à des grandes déformations.
- Plusieurs solutions de rechange doivent être considérées pour trouver leur nombre et leurs emplacements optimaux.
- La période de retour sismique de 100 ans n'est pas suffisamment pour déduire une réponse élasto-plastique d'une structure comme Taipei101.

Finalement, certaines recommandations pour de futurs travaux peuvent être exprimées et se résument comme suit :

1- Pour faciliter l'application de tels systèmes dans les futurs projets, il sera préférable de développer des méthodes directes simplifiées permettant la conception des structures équipées d'amortisseurs visqueux, comme c'est le cas pour les structures isolées.

2- Une petite fraction de la masse de TMD ajoutée au modèle va changer sa période, donc il y a un décalage entre la période de TMD et celle du modèle. Le problème réside dans le fait que la période du TMD et celle du modèle doivent être semblables pour avoir un meilleur contrôle de réponse. Donc le critère utilisé doit être trouvé, pour un taux de masse donné; la constante d'amortissement et la raideur d'accordement optimaux qui nous donnent une période de TMD proche de la période du modèle après l'ajout du TMD.

3- Effectuer des recherches plus avancées sur l'influence de TMD pour le contrôle sismique, et il serait toujours intéressant aussi de mener une étude expérimentale en parallèle sur un modèle réduit.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Min Ho Chey. Passive And Semi-Active Tuned Mass Damper Building Systems, 2007.
2. Meriem Debbabi. Sur Le Contrôle Semi-Actif Des Vibrations Élastiques D'une Grande Structure Souple, Décembre 2009.
3. Bungale S. Taranath. Reinforced Concrete Design of Tall Buildings
4. Sabaté Vidales, Anna. Etude Du Vent Sur Un Immeuble De Grande Hauteur. Application Sur l'Ural Tower
5. ESDEP Construction Metallique : Introduction à la Conception des bâtiments à étages
Leçon 1B.7.2, 2ème partie.
6. P. Jayachandran. Design of Tall Buildings: Preliminary Design and Optimization. May 2009
7. Paul H K HO, Hong Kong SAR. Economics Planning of Super Tall Buildings in Asia Pacific Cities
8. WILLIAM F. BAKER, D. STANTON KORISTA AND LAWRENCE C. NOVAK. BURJ DUBAI: ENGINEERING THE WORLD'S TALLEST BUILDING. November 2007
9. Ioannis Kourakis. Structural Systems and Tuned Mass Dampers of Super-Tall Buildings. 2007.
10. P. Mendis, T. Ngo, N. Haritos, A. Hira. Wind Loading on Tall Buildings. 2007.
11. Peter A. Irwin. Wind Issues In The Design Of Tall Buildings. RWDI 2010.
12. BUNGALE S. TARANATH Ph.D., S.E. Wind And Earthquake Resistant Buildings
Structural Analysis And Design
13. Les effets du vent sur une tour :
<http://www.gramme.be/unite9/pmwiki/pmwiki.php?action=browse>
14. Ahsan Kareem, Tracy Kijewski, Yukio Tamura. Mitigation of Motions of Tall Buildings with Specific Examples of Recent Applications.
15. Errol Laub. Design Methodologies for Controlling Vibrations in Buildings. 1999.

16. CLAUDIA MARA DIAS WILSON. Fuzzy Control of Magnetorheological Dampers For Vibration Reduction Of Seismically Excited Structures. 2005
17. Masahiko Higashino and Shin Okamoto. Response Control and Seismic Isolation of Buildings. 2006.
18. Othman Ben Mekki. Amortissement semi-actif des structures flexibles. Mai 2006
19. Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems. Chapter 8.
20. M. Ismail, J. Rodellar, F. Ikhouane. An innovative isolation device for a seismic design. 2010.
21. J.C. Ramallo, E.A. Johnson, and all. "Smart" Isolation for Seismic Control. May 2000.
22. Alberto Dusi. Les Dispositifs Parasismiques Pour Les Batiments.
23. Luciana R. Barroso. Performance Evaluation Of Vibration Controlled Steel Structures Under Seismic Loading. March 1999.
24. Peter J. May. Pacific Earthquake Engineering Research Center Barriers to Adoption and Implementation of PBEE Innovations. August 2002.
25. PHAM Khac Hoan. Vulnérabilité Et Spectres De Plancher Des Structures Sismiquement Isolées. septembre 2010.
26. Lotfi Guizani. Sur l'isolation sismique des ponts au Canada.
27. CASSANDRA DION. Étude Numérique Et Expérimentation Du Comportement Dynamique Des Ponts Avec Isolateurs Et Amortisseurs Sismiques. JANVIER 2010
28. Trevor E Kelly, S.E. Base Isolation of structures. July 2001.
29. FEMA 356. Chapter 9: Seismic Isolation and Energy Dissipation.
30. Zheng Li Gong. Passive Motion Control of Super Tall Buildings. June 2009.
31. Julio Cesar Maldonado-Mercado. Passive and Active Control of Structures. May 1995.
32. Michael D. Symans. Seismic Protective Systems: Passive Energy Dissipation.
33. Committee 3 of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, "Structural Systems", Chapter SC-I, Tall Building Systems and Concepts, Tall Building Monographs, ASCE, Vol. 5C, 1980, pp. 3-61.
34. T.T. Soong , B.F. Spencer Jr. Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state of the practice. 2002
35. Keith Landry, Brian Winkel. Peak-Frequency Responses and Tuned Mass Dampers Exciting Applications of Systems of Differential Equations. 2008.
36. H. Iemura. CISM COURSES AND LECTURES: Principles Of Tmd And Tld (Basic Principles And Design Procedure) P241.

37. Christian MEINHARDT. Increase of a high rise buildings damping behavior by applying Large Scale Tuned Mass Dampers.
38. J. J. Connor. Introduction To Structural Motion Control.
39. RASHMI MISHRA. Application Of Tuned Mass Damper For Vibration Control Of Frame Structures Under Seismic Excitations. May 2011.
40. Fahim Sadek and all. A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications. April 1996.
41. John D.Holmes. Wind Loading of Structures. 2007.
42. Luciana R. Barroso and H. Allison Smith. Performance Evaluation Ofvibration Controlled Steelstructures Under Seismic Loading. June1999.
43. Michael D. Symans. Seismic Protective System: Seismic Isolation.
44. Hong Fan, Q.S. Li, Alex Y. Tuanc, Lihua Xud. Seismic analysis of the world's tallest building. 2009.
45. Shaw-Song SHIEH, Ching-Chang CHANG, and Jiun-Hong JONG. Structural Design Of Composite Super-Columns For The Taipei 101 Tower.
46. T. Haskett, B. Breukelman, J. Robinson, J. Kottelenberg. Tuned Mass Dampers Under Excessive Structural Excitation.
47. Alexander A Otenti. Design Methodologies for the Seismic Retrofitting of Bridges. June 2004.
48. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
(<http://peer.berkeley.edu/nga/>)
49. Masaomi TESHIGAWARA, Hiroshi FUKUYAMA, Hiroto KATO, Mizuo INUKAI. Building Damages in Taiwan Chi-Chi earthquake
50. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Version 1.0, November 2010.
51. Michael G. Oesterle. Use Of Incremental Dynamic Analysis To Assess The Performance Of Steel Moment-Resisting Frames With Fluid Viscous Dampers. March 2003.

ANNEXE 1

Propriétés des amortisseurs à liquides visqueux :

Taylor Devices inc. est une compagnie qui est largement concernée en développant des dispositifs d'amortisseurs à fluide pour la protection sismique. Ces dispositifs sont évalués et prouvé testés à une pression d'éclatement de minimum de 137895 Kpa. Le liquide de fonctionnement est silicium inerte avec un intervalle de température de fonctionnement de -40 à 160 F, Le tableau suivant montre les propriétés de quelques uns des amortisseurs visqueux liquides linéaires de capacité élevée fournis par Taylor Devices, Inc [23] [42].



Figure 1: Amortisseur visqueux de Taylor.

Tableau 1: propriétés des amortisseurs à liquides visqueux (Taylor Devices,inc).

Force Maximum	Longueur Étendue	Largeur De roulement
(KN)	(M)	(M)
444	3.32	0.19
889	3.35	0.23
1343	3.50	0.29
2669	3.93	0.41
4448	4.21	0.58
8896	4.57	0.66

Les détails en plan et en élévation de la tour Taipei101.

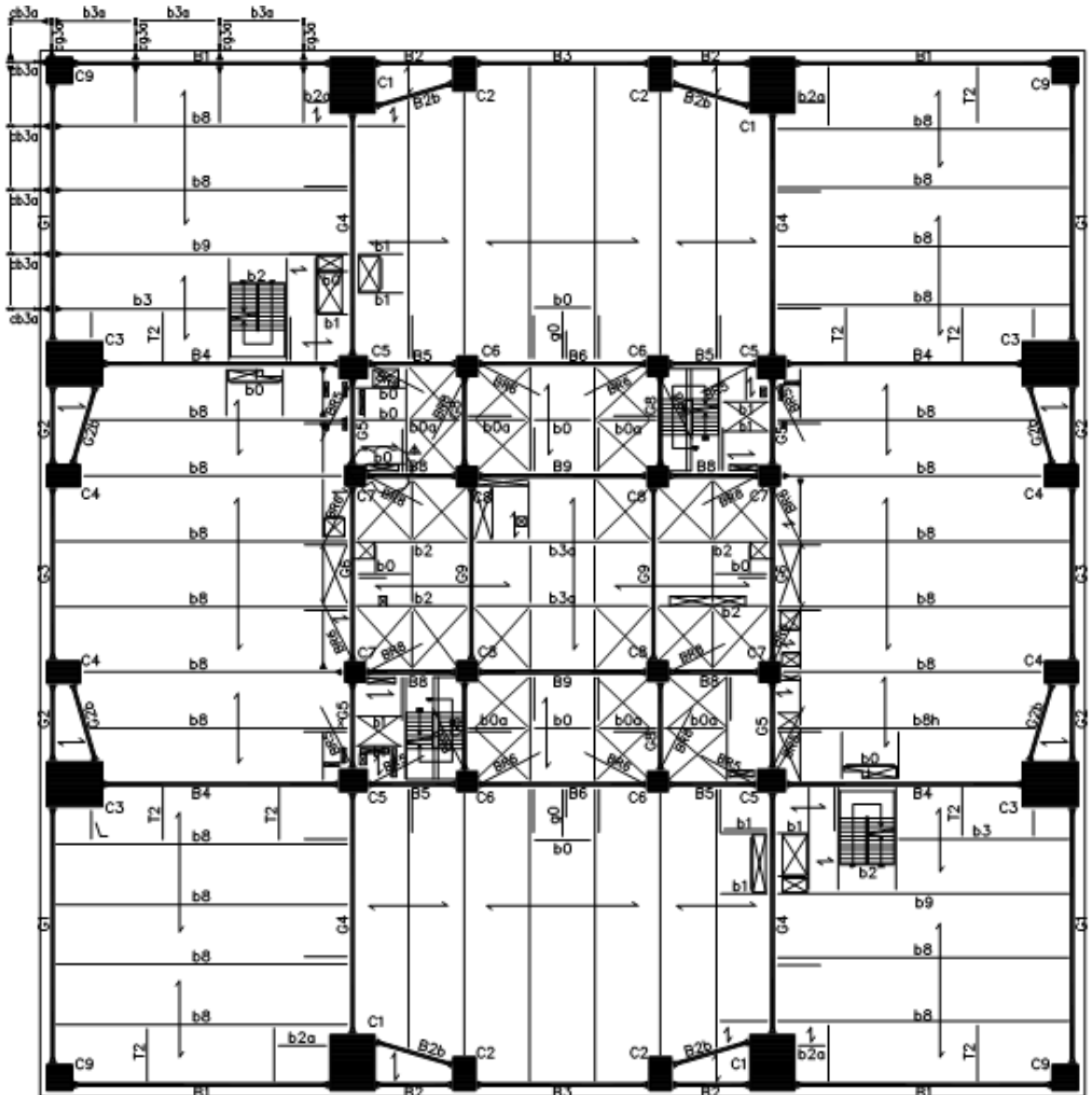


Figure 2: Vue en plan niveau 10.

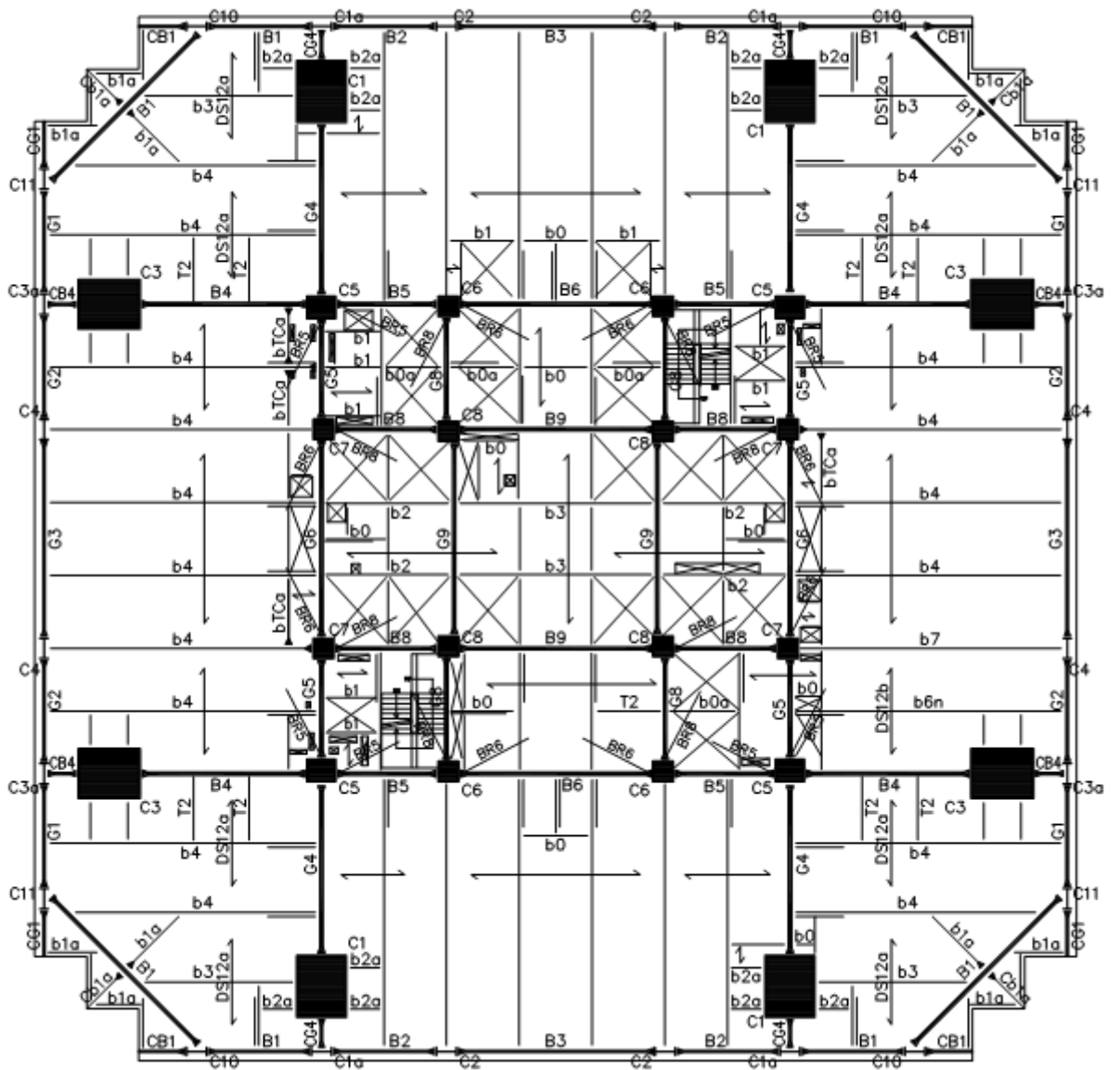


Figure 3: Vue en plan niveau 32.

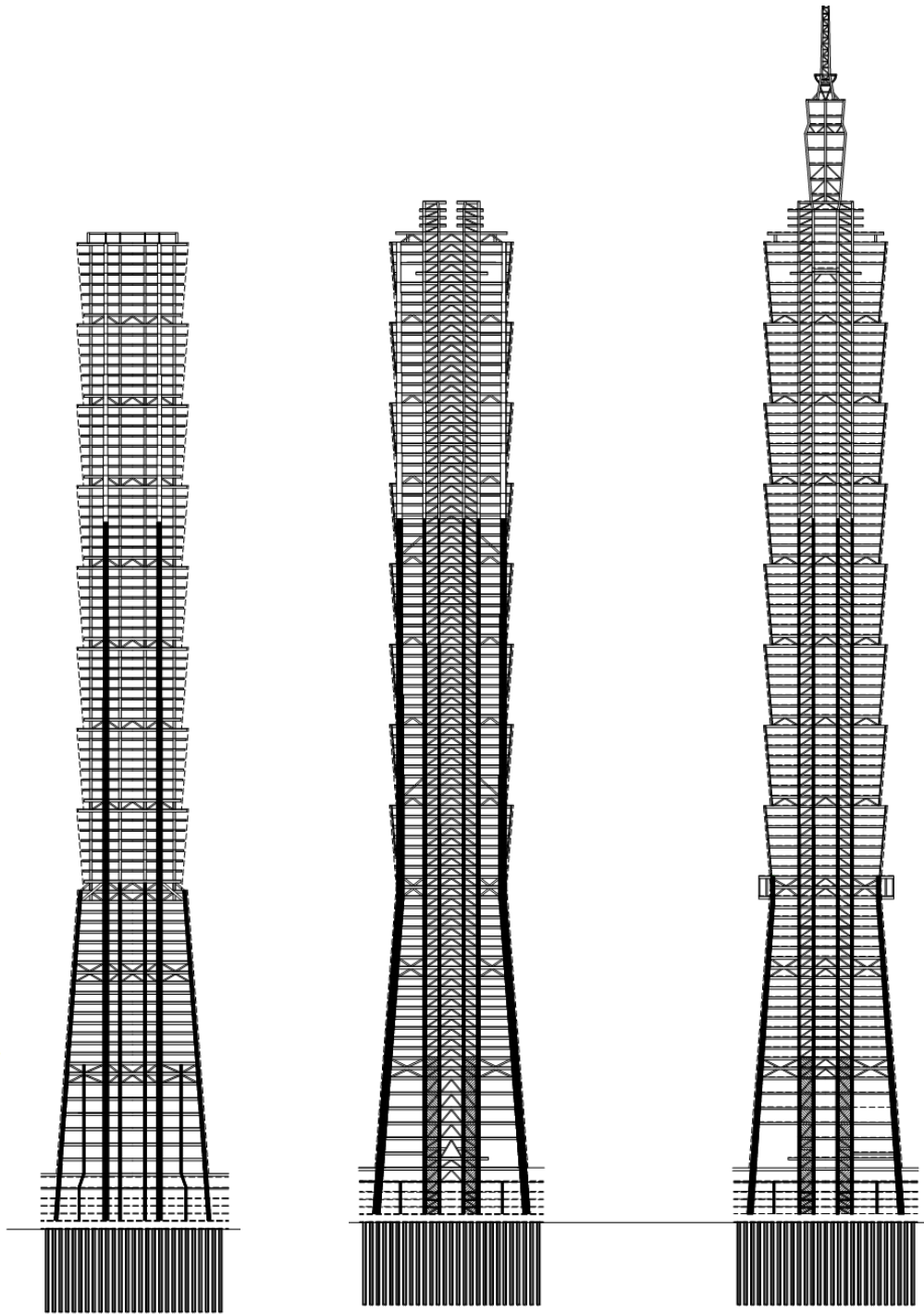


Figure 4: Vues en élévation.

Tableau 2: Hauteur des étages et ces niveaux [30].

étage	hauteur d'étage	hauteur	étage	hauteur d'étage	hauteur	étage	hauteur d'étage	hauteur
RDC	6.3	6.3	35	4.2	159.6	70	4.2	306.6
1	6.3	6.3	36	4.2	163.8	71	4.2	310.8
2	6.3	12.6	37	4.2	168	72	4.2	315
3	6.3	18.9	38	4.2	172.2	73	4.2	319.2
4	6.3	25.2	39	4.2	176.4	74	4.2	323.4
5	6.3	31.5	40	4.2	180.6	75	4.2	327.6
6	6.3	37.8	41	4.2	184.8	76	4.2	331.8
7	4.2	42	42	4.2	189	77	4.2	336
8	4.2	46.2	43	4.2	193.2	78	4.2	340.2
9	4.2	50.4	44	4.2	197.4	79	4.2	344.4
10	4.2	54.6	45	4.2	201.6	80	4.2	348.6
11	4.2	58.8	46	4.2	205.8	81	4.2	352.8
12	4.2	63	47	4.2	210	82	4.2	357
13	4.2	67.2	48	4.2	214.2	83	4.2	361.2
14	4.2	71.4	49	4.2	218.4	84	4.2	365.4
15	4.2	75.6	50	4.2	222.6	85	4.2	369.6
16	4.2	79.8	51	4.2	226.8	86	4.2	373.8
17	4.2	84	52	4.2	231	87	4.2	378
18	4.2	88.2	53	4.2	235.2	88	4.2	382.2
19	4.2	92.4	54	4.2	239.4	89	4.2	386.4
20	4.2	96.6	55	4.2	243.6	90	4.2	390.6
21	4.2	100.8	56	4.2	247.8	91	4.2	394.8
22	4.2	105	57	4.2	252	92	4.35	399.15
23	4.2	109.2	58	4.2	256.2	93	4.35	403.5
24	4.2	113.4	59	4.2	260.4	94	4.35	407.85
25	4.2	117.6	60	4.2	264.6	95	4.35	412.2
26	4.2	121.8	61	4.2	268.8	96	4.35	416.55
27	4.2	126	62	4.2	273	97	4.35	420.9
28	4.2	130.2	63	4.2	277.2	98	4.35	425.25
29	4.2	134.4	64	4.2	281.4	99	4.35	429.6
30	4.2	138.6	65	4.2	285.6	100	4.35	433.95
31	4.2	142.8	66	4.2	289.8	101	4.35	438.3
32	4.2	147	67	4.2	294	Toit	9.7	448
33	4.2	151.2	68	4.2	298.2			
34	4.2	155.4	69	4.2	302.4			

Réponse structurale sous les excitations sismiques:

Sous l'excitation de Chi-chi

Avec un taux de masse de 0.25% :

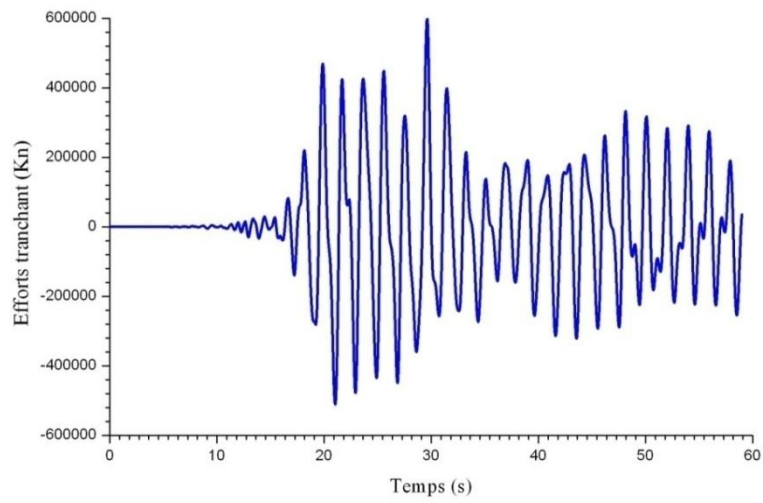


Figure 1: Efforts tranchants sous l'excitation de Chi-chi.

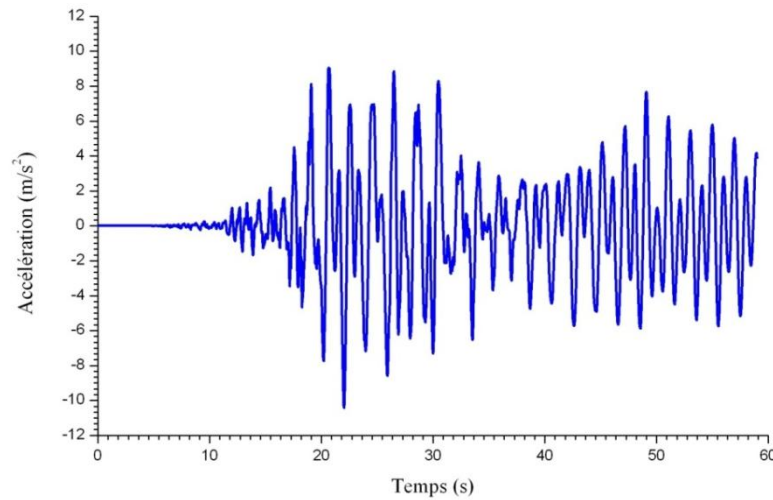


Figure 2: Réponses en accélérations sous l'excitation de Chi-chi.

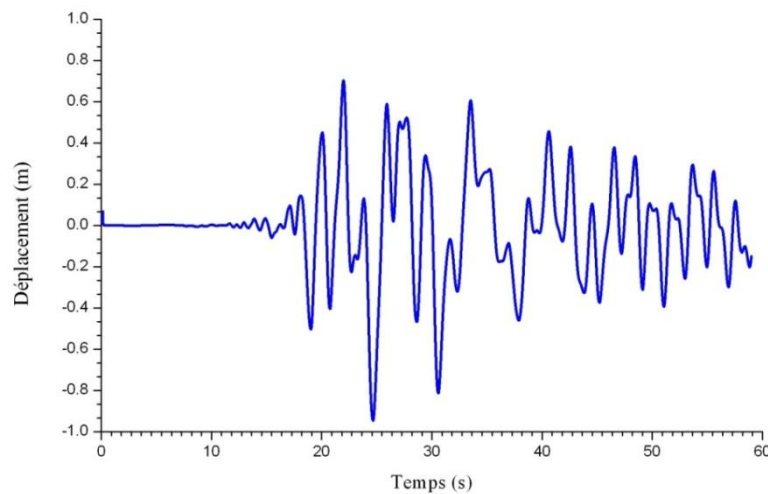


Figure 3: Réponses en déplacements sous l'excitation de Chi-chi.

Avec un taux de masse de 0.5% :

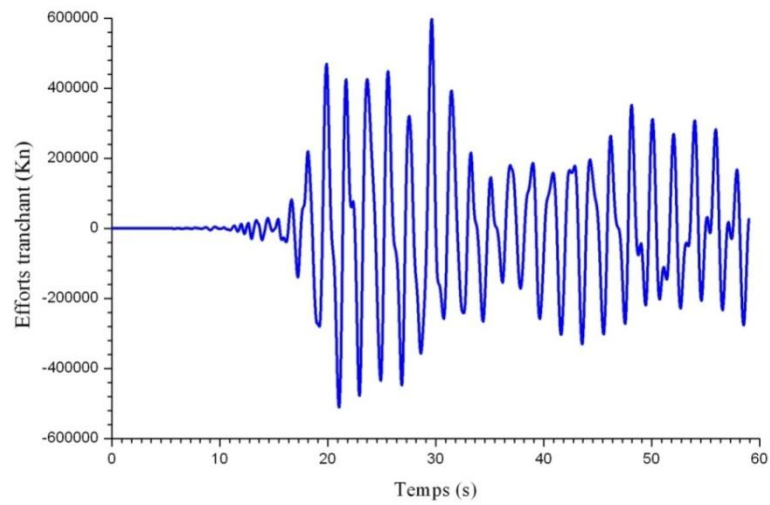


Figure 4: Efforts tranchants sous l'excitation de Chi-chi.

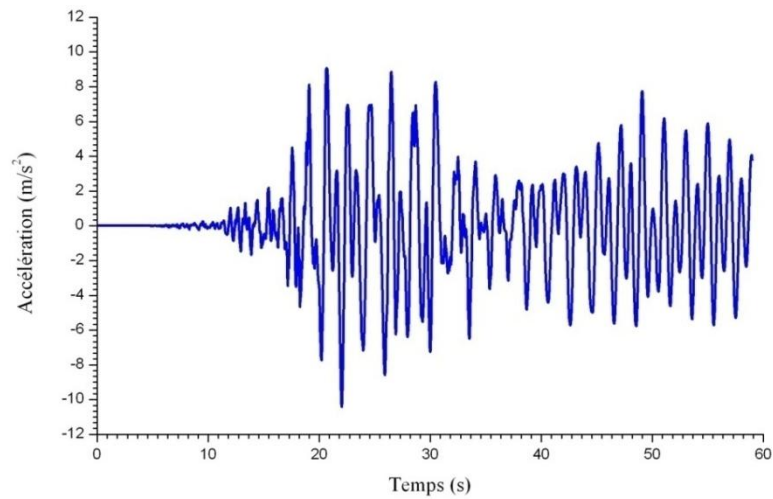


Figure 5: Réponses en accélérations sous l'excitation de Chi-chi.

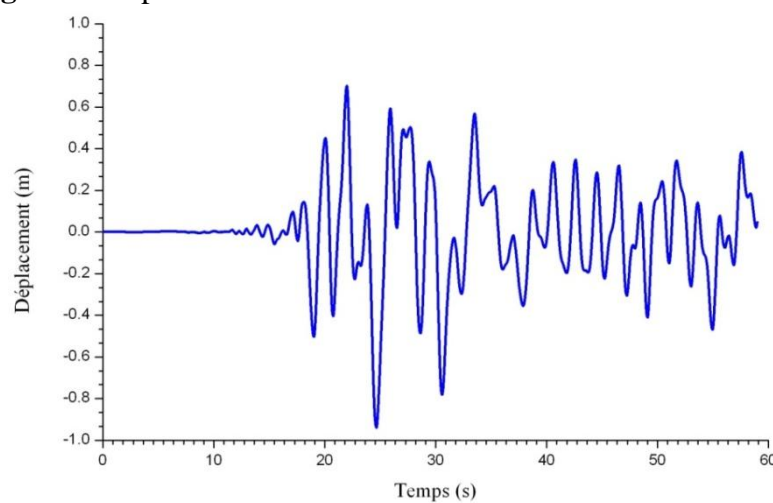


Figure 6: Réponses en déplacements sous l'excitation de Chi-chi.

Avec un taux de masse de 1% :

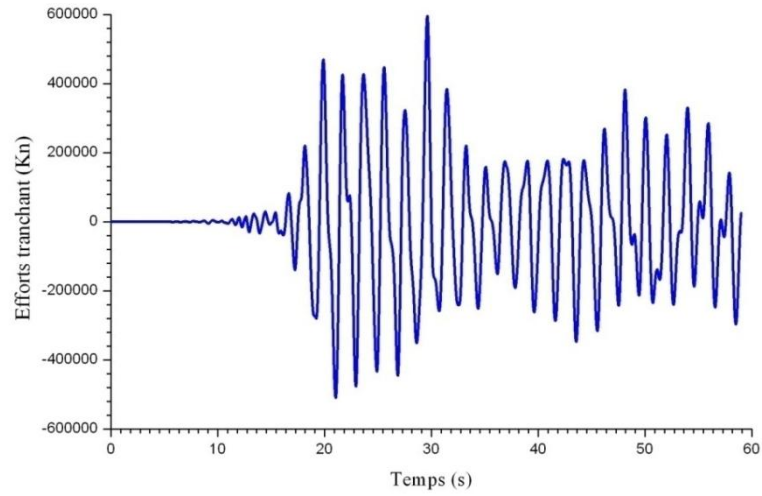


Figure 7: Efforts tranchants sous l'excitation de Chi-chi.

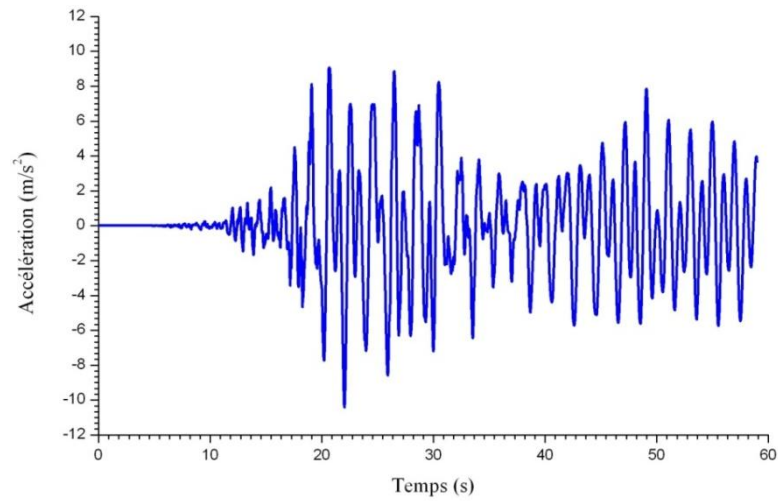


Figure 8: Réponses en accélérations sous l'excitation de Chi-chi.

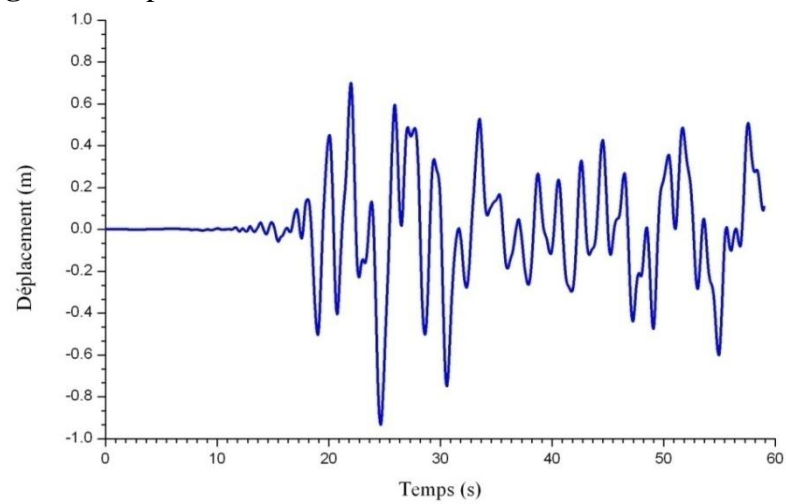


Figure 9: Réponses en déplacements sous l'excitation de Chi-chi.

Avec un taux de masse de 2.5% :

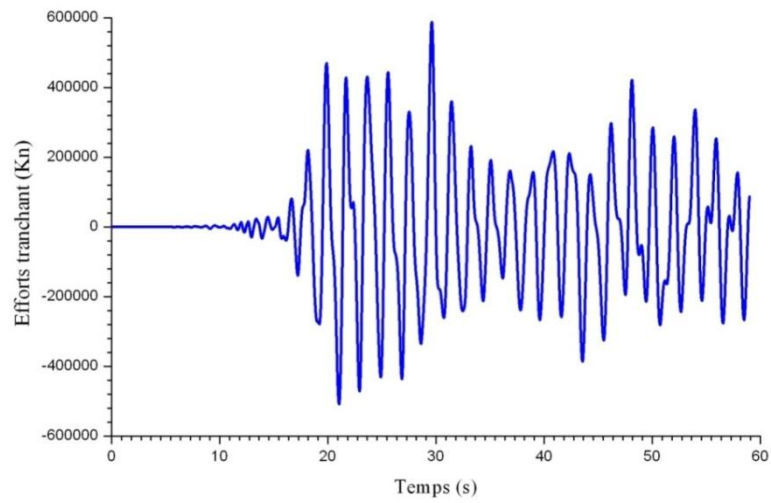


Figure 10: Efforts tranchants sous l'excitation de Chi-chi.

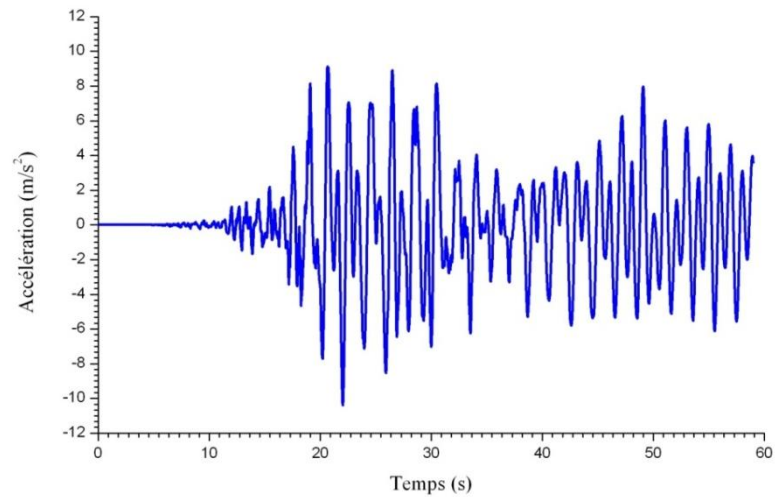


Figure 11: Réponses en accélérations sous l'excitation de Chi-chi.

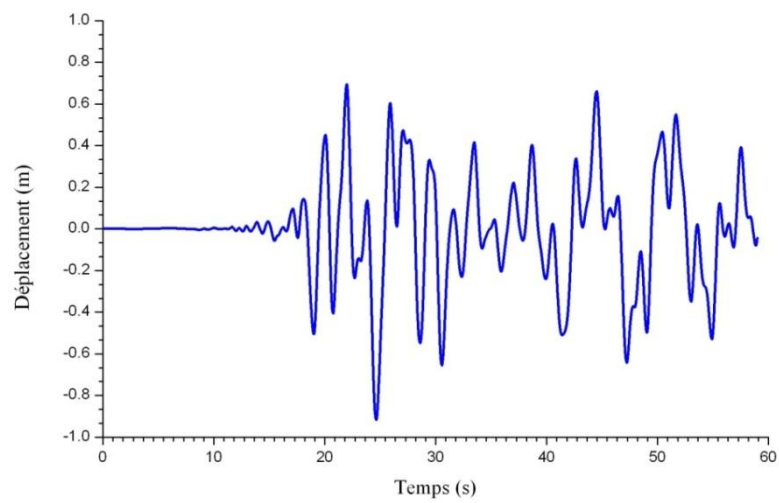


Figure 12: Réponses en déplacements sous l'excitation de Chi-chi.

Sous l'excitation d'El Centro

Avec un taux de masse de 0.25% :

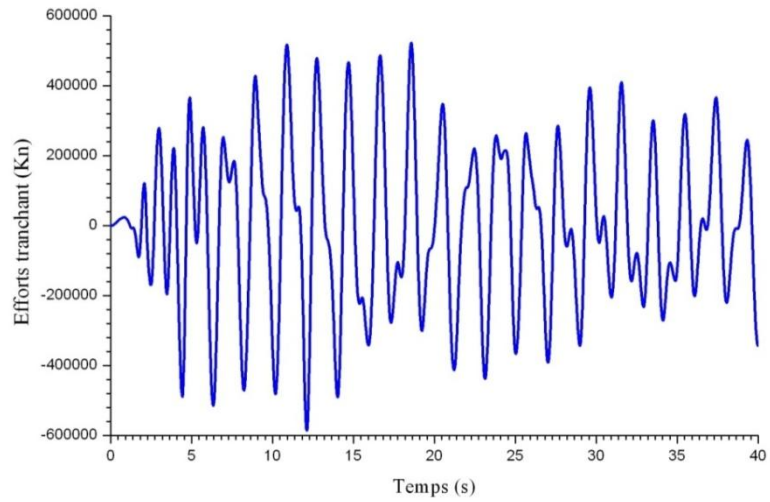


Figure 13: Efforts tranchants sous l'excitation d'El Centro.

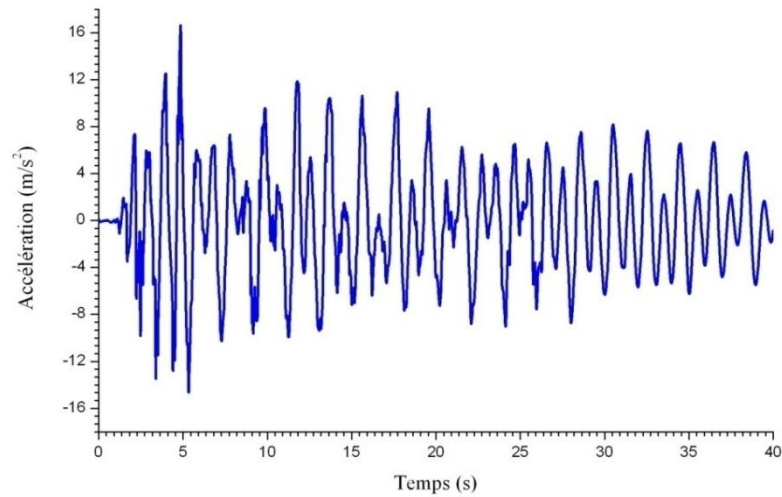


Figure 14: Réponses en accélérations sous l'excitation d'El Centro.

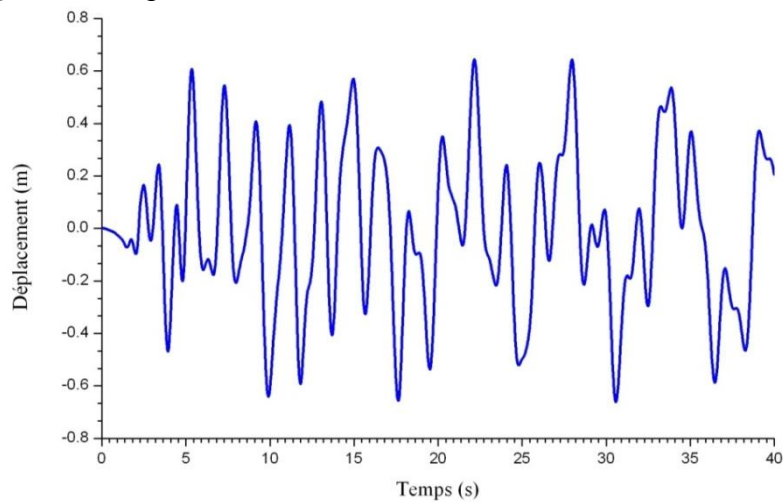


Figure 15: Réponses en déplacements sous l'excitation d'El Centro.

Avec un taux de masse de 0.5% :

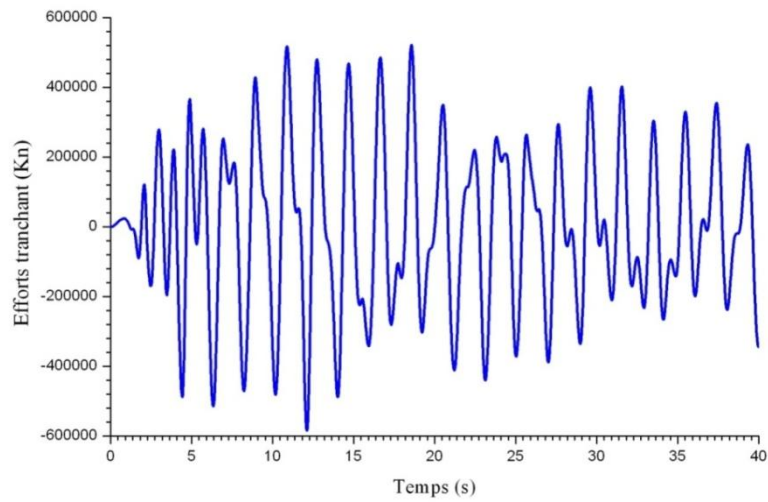


Figure 16: Efforts tranchants sous l'excitation de d'El Centro.

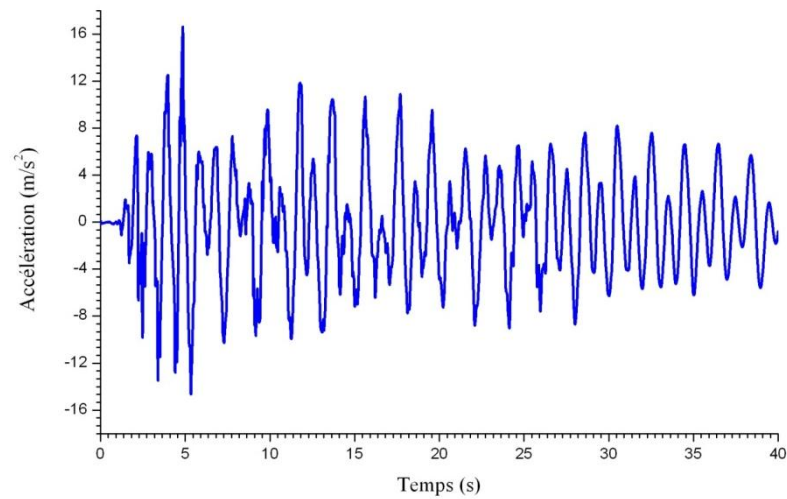


Figure 17: Réponses en accélérations sous l'excitation d'El Centro.

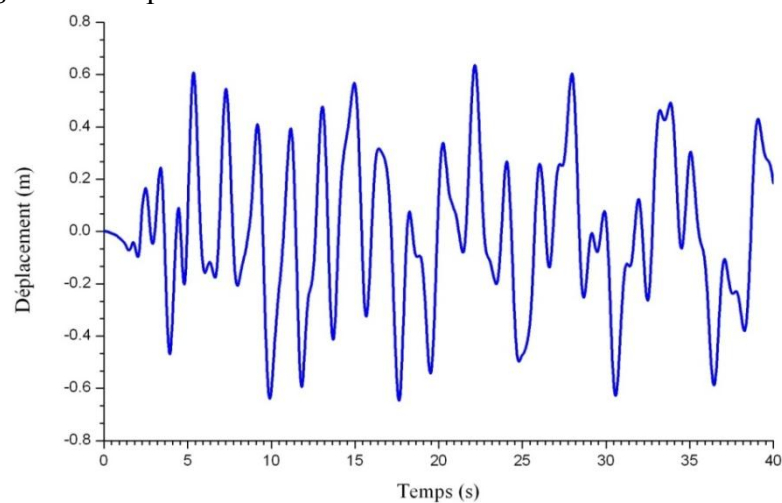


Figure 18: Réponses en déplacements sous l'excitation d'El Centro.

Avec un taux de masse de 1% :

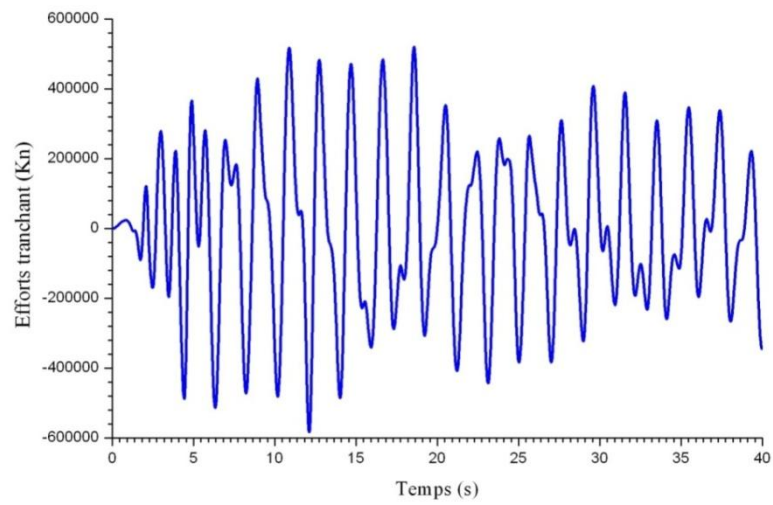


Figure 19: Efforts tranchants sous l'excitation d'El Centro.

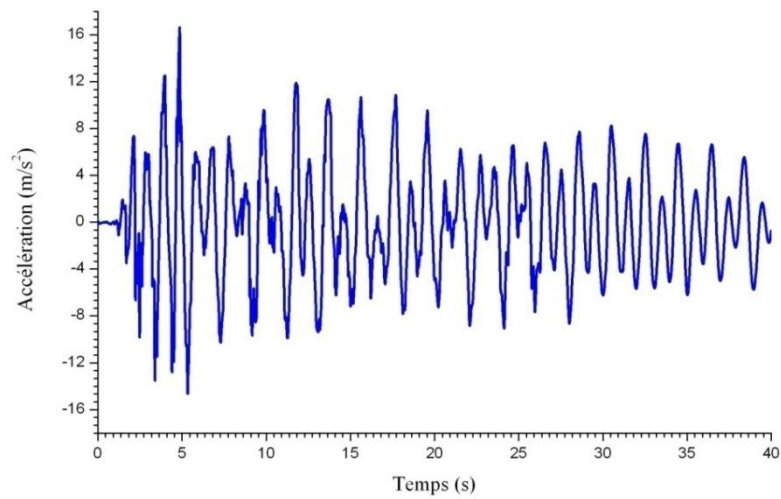


Figure 20: Réponses en accélérations sous l'excitation d'El Centro.

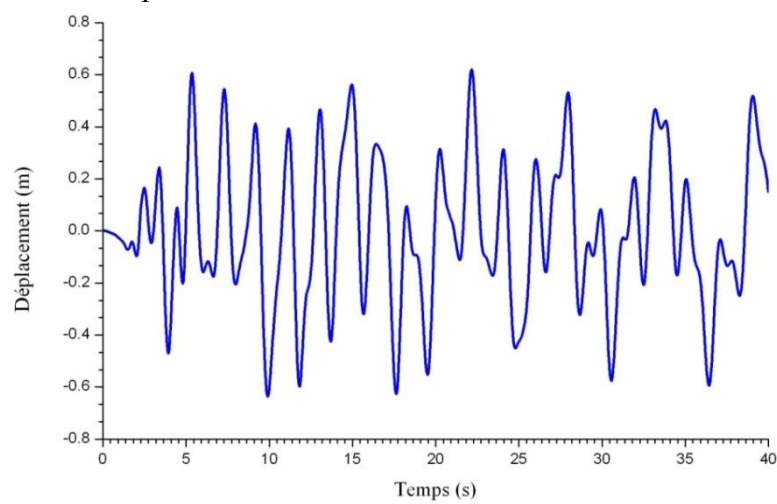


Figure 21: Réponses en déplacements sous l'excitation d'El Centro.

Avec un taux de masse de 2.5% :

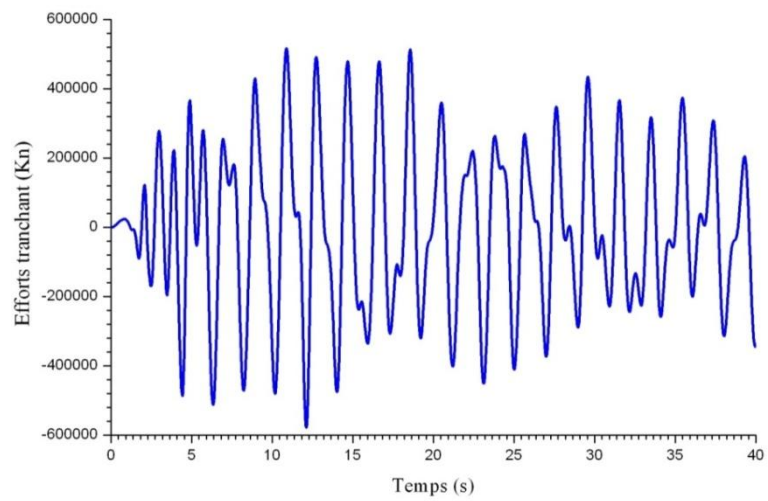


Figure 22: Efforts tranchants sous l'excitation d'El Centro.

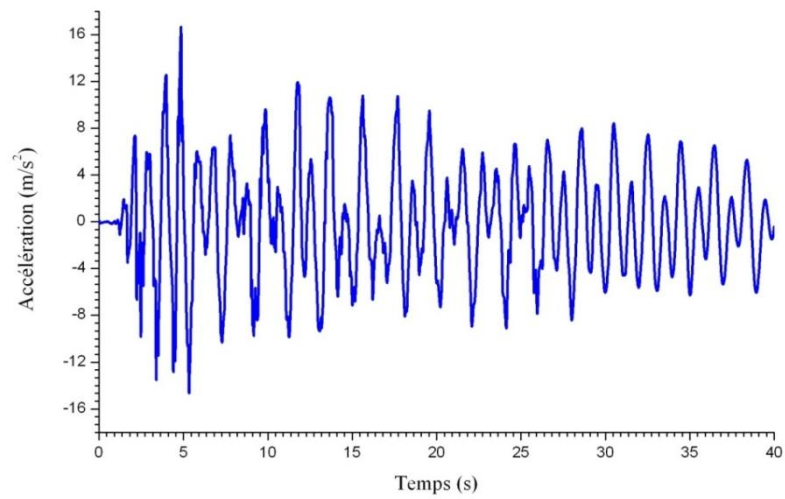


Figure 23: Réponses en accélérations sous l'excitation d'El Centro.

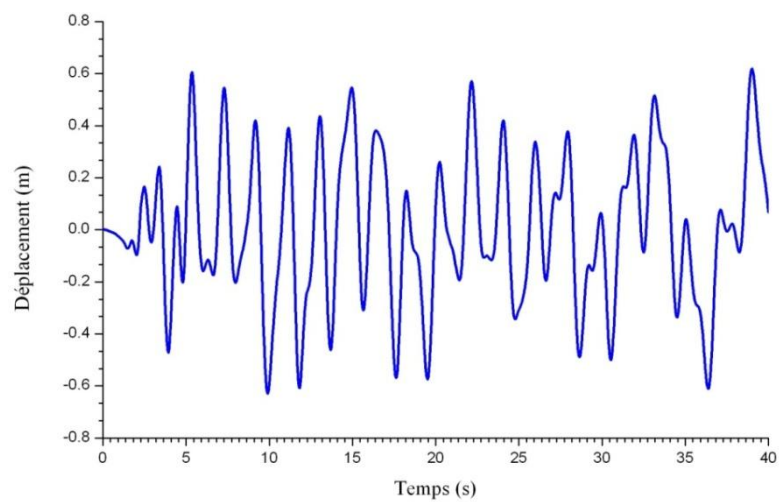


Figure 24: Réponses en déplacements sous l'excitation d'El Centro.