

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud MAMMERY de TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

M'ZYENE Ouarda

Thème du mémoire :

**Dimensionnement et étude dynamique d'une clinique
médicale équipée d'appuis parasismique**

Mr . SMAHI Rebiha	MCB	UMMTO	Président
Mme. BOUZID Leila	MAA	UMMTO	Examinatrice
Mr . BENYAHY Karim	MCB	UMMTO	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

Résumé

Dimensionnement et étude dynamique d'une clinique médicale équipée d'appuis parasismique

L'analyse des structures soumises aux actions sismiques constitue un domaine de recherche d'actualité et revêt un intérêt particulier dans les pays où l'activité sismique est importante. L'isolation parasismique est une technique permettant d'atténuer l'énergie transmise par le séisme à la structure. Bien que plusieurs pays dans le monde l'ayant adoptée, cette technologie est surtout intégrée dans les projets capitaux à savoir les hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les musées, et les constructions urbaines.

Le but de ce travail est de pouvoir montrer l'efficacité de l'isolation sismique pour les structures en béton armé. Il s'agit de faire une étude de la réponse sismique d'une structure à base fixe et à base isolé par une analyse dynamique par accélérogramme (celui enregistré lors du séisme du 21 mai 2003 à la station de Keddara). Pour ce faire, on effectuera une analyse dynamique par le logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 », qui sera appliqué à une clinique médicale réalisée en béton armé et implantée dans une zone de forte sismicité. Le dimensionnement de ces appuis sera mené selon le code américain UBC97.

Une comparaison des accélérations, des déplacements et des efforts tranchants à la base pour les deux structures a été faite, où les résultats obtenus montrent que la structure dotée de l'isolation sismique permet de réduire considérablement les accélérations et les déplacements inter étage, elle se comporte presque comme un corps rigide. Pour ce qui est de la période propre de la structure isolée prise dans son ensemble ; elle est plutôt longue étant donné la grande flexibilité horizontale.

Mots-clés : Isolateur sismique, Simulation numérique, Dissipation d'énergie, Réponse dynamique.

Abstract

Sizing and dynamic study of a medical clinic equipped with earthquake-resistant supports

The analysis of structures subjected to seismic actions is a topical area of research and is of particular interest in countries where seismic activity is important. Seismic insulation is a technique for reducing the energy transmitted by the earthquake to the structure. Although several countries in the world have adopted it, this technology is mainly integrated in capital projects namely hospitals, disaster management centers, museums, and urban constructions.

The aim of this work is to be able to show the effectiveness of seismic insulation for reinforced concrete structures. It is a question of carrying out a study of the seismic response of a structure with fixed base and isolated base by a dynamic analysis by accélérogramme (that recorded during the earthquake of May 21, 2003 at the Keddara station). A dynamic analysis will be carried out using the "ETABS 9.6.0" structural analysis software, which will be applied to a medical clinic, made of reinforced concrete and located in a zone of high seismicity. The sizing of these supports will be carried out according to the American code UBC97.

A comparison of the accelerations, displacements and shear forces at the base for the two structures has been made, and where the results obtained show that the structure provided with seismic isolation makes it possible to considerably reduce accelerations and inter-stage displacements, it almost behaves like a rigid body. As regards the natural period of the isolated structure taken as a whole; it is rather long given the great horizontal flexibility.

Keywords: Seismic isolator, Numerical simulation, Energy dissipation, Dynamic response.

Table des matières

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction	1
I.1 Historique de la technique d'isolation parasismique	2
I.1.1 En Iran	2
I.1.2 En Turquie.....	3
I.1.3 En Allemagne	3
I.1.4 En Skopje (ex- Yougoslavie)	4
I.1.5 La France.....	4
I.1.6 En Nouvelle Zélande	5
I.1.7 Aux Etats-Unis	5
I.1.8 Au Japon.....	6
I.1.9 En Italie	7
I.1.10 En Algérie	8
I.1.11 Au Canada	9
I.2 Définition de l'isolation parasismique	9
I.3 Principe de l'isolation parasismique	10
I.4 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques	11
I.4.1 Avantages	11
I.4.2 Inconvénients	11
I.5 Les différents types d'appuis parasismiques.....	11
I.5.1 Appuis à déformation	12
I.5.2 Appuis à glissement	13
I.5.3 Appuis à déformation et à glissement	15
I.5.4 Appuis à roulement	16
I.6 Historique des travaux consacrés à la recherche sur les isolateurs parasismiques.	17

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Introduction	22
II.1 Les codes parasismiques.....	23
II.2 Les niveaux d'intensité du mouvement sismique.....	23
II.3 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées	24
II.3.1 La méthode statique équivalente.....	24

Table des matières

II.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale	33
II.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	35
Conclusion.....	37

Chapitre. III. Fonctionnement et méthodologie de dimensionnement

des appuis parasismiques

Introduction	38
--------------------	----

Partie I

Le fonctionnement des appuis parasismiques

III.1 Appuis à déformation	39
III.1.1 Appuis en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB	39
III.1.2 Appuis en élastomère à fort amortissement en barreau de plomb LRB	40
III.2 Appuis à glissement	41
III.2.1 Appuis à frottement pur FP	41
III.2.2 Appuis à en pendules glissants FPS	42
III.3 Théorie de l'isolation parasismique à la base.....	44
III.3.1 Mode linéaire	44
III.4 Représentation du comportement dynamique de l'isolation parasismique.....	49
III.4.1 Modèle linéaire	49
III.4.2 Modèles non linéaire	50
III.4.2.1 Modèle bilinéaires	50

Partie 2

Méthode d'analyse et dimensionnement des appuis parasismiques

III.1 Méthodologie	52
III.1.1 Appuis en élastomère fretté	52
III.1.1.1 Dimensionnement.....	52
A).Les caractéristique géométrique.....	52
A).1 Vérification des conditions de résistance et de stabilité	56
B). Les caractéristiques mécaniques de l'appui.....	57
Conclusion.....	57

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure à base fixe

Introduction	59
--------------------	----

Partie I

Présentation de la structure et prédimensionnement

IV. 1 Présentation et description de l'ouvrage	60
--	----

Table des matières

IV.1.1 Les plans d'architectures de l'ouvrage.....	60
A.Description de l'ouvrage.....	60
B.Dimensions de l'ouvrage.....	60
C.Règlement utilisés.....	60
IV.1.2 Caractéristiques des matériaux.....	60
A. Le béton.....	61
1. Résistance caractéristique à la compression.....	61
2. Résistance caractéristique à la traction.....	61
3. Module de déformation longitudinale.....	62
4. Module de déformation transversale.....	62
5. Contrainte limite.....	63
5.1 Etat limite ultime(ELU).....	63
5.2 Etat limite de service (ELS)	64
6. Contrainte tangentielle conventionnelle.....	64
B.L'acier.....	64
1. Module de déformation longitudinale.....	65
2. Contrainte limite des aciers.....	65
2.1 Etat limite ultime(ELU).....	65
2.2 Etat limite de service (ELS).....	65
3. Protection des armatures.....	66
IV.2 Pré-dimensionnement des éléments.....	67
IV.2.1 Pré-dimensionnement du Plancher.....	67
IV.2.2 Pré-dimensionnement des poutres	67
IV.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux.....	67
A. Détermination des charges et surcharges.....	67
A.1 Les charges permanentes	67
A.2 Les surcharges d'exploitations	69
A.3 Descente de charges.....	70
A.3.1 Poids propre des éléments.....	70
A.3.2 Surcharge d'exploitation.....	70

Table des matières

A.3.3 Loi de dégression	71
A.3.4 Surcharges cumulées	71
IV.2.4 Pré-dimensionnement des voiles.....	72

Partie II

Etude de la structure sans présence du système d'isolation

Introduction	73
IV.1 Excitation sismique utilisée	74
IV.2 Modélisation de la structure	75
IV.3 Exploitation et interprétation des résultats.....	75
IV.3.1 Périodes et facteurs de contribution modale.....	76
IV.3.2. Les déplacements	77
IV.3.3 Les efforts tranchants.....	79
IV.3.4 Les accélérations.....	80
IV.3.5 Les moments renversants.....	81
Conclusion.....	82

Chapitre V : Etude dynamique de la structure isolé et une comparaison à celle à base fixe

Introduction	84
--------------------	----

Partie I

Etude de la structure sans présence du système d'isolation

V.1 Description du système d'isolation	85
V.2 Dimensionnement du système d'isolation.....	87
V.2.1 Calcul des paramètres géométriques et mécaniques de l'appui.....	88
V.2.1 Les vérifications.....	90
V.2.3 Calcul des paramètres mécanique de l'appui:	91
V.3 Modélisation de la structure en présence du système d'isolation.....	95
V.4 Exploitation et interprétation des résultats	95
V.4.1 Périodes et facteurs de contribution modale	95
V.4.2 Les déplacements du dernier niveau.....	96
V.4.3 Les déplacements inter étages	97
V.4.4 Les efforts tranchants.....	98
V.4.5 Les accélérations :	99
V.4.6 Les moments de renversement	100

PARTIE II

Etude comparative de la structure à base fixe et à base isolé

Table des matières

Introduction	102
V.1 Périodes et facteurs de contribution modale.....	102
V.2 Les déplacements et accélération	103
V.3 Les déplacements inter étage.....	106
V.4 Les efforts tranchants	107
V.5 Les moments renversants	108
Conclusion.....	109

Conclusion Générale

liste des tableaux

Chapitre II: Méthode de calcul des structures isolées

Tableau II. 1: Coefficient sismique CVD.....	27
Tableau II. 2: Coefficient de la zone sismique Z.	27
Tableau II. 3: Coefficient sismique CVM.....	28
Tableau II. 4: type de la faille sismique.	28
Tableau II. 5: Facteur dépendant de la proximité de la faille NV.....	29
Tableau II. 6: Coefficient de la réponse sismique à capacité maximale MM	29
Tableau II. 7: Coefficient numérique lié à l'amortissement effectif du système d'isolation	30

Chapitre III: Fonctionnement et méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

Tableau III. 1: Valeurs des constantes G, E, k.....	54
---	----

Chapitre IV: Etude dynamique de la structure à base fixe

Tableau IV. 1: Caractéristique des aciers utilisés.	65
Tableau IV. 2: récapitulatif des charges du plancher étage terrasse	68
Tableau IV. 3: Récapitulatif des charges du plancher étage courant	68
Tableau IV. 4: Détermination des poids propre des murs extérieurs	69
Tableau IV. 5 : Résumé de toutes les charges permanentes.....	69
Tableau IV. 6: valeur des charges d'exploitation.....	69
Tableau IV. 7: Résumé de toutes les surcharges d'exploitations de chaque niveau.	71
Tableau IV. 8: Dégression des surcharges	71
Tableau IV. 9: Récapitulatif de la descente de charge	72
Tableau IV. 10 : Périodes et facteurs de contribution modale.	76
Tableau IV. 11: Les pics des déplacements, efforts tranchants et accélération au dernier niveau.	82

Chapitre V: Etude dynamique de la structure isolée et une comparaison à celle à base fixe

Tableau V. 1 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.....	92
Tableau V. 2: Les caractéristiques mécaniques des éléments du système d'isolation.....	93
Tableau V. 3: Périodes et facteurs de contribution modale.....	95
Tableau V. 4: Les pics des déplacements, efforts tranchants, accélération et moment renversant au dernier niveau	100
Tableau V. 5: Comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution	101
Tableau V. 6: Accélération et déplacement maximaux de la structure à base fixe et à base isolée.....	103

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : implantation des appuis parasismiques.....	1
Figure I.2: Différentes localisations des appuis parasismiques.....	2
Figure I.3 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.....	2
Figure I.4 : Schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique.....	3
Figure I.5.a : Le système Collège de Lambesc.....	4
Figure I.5.b : Le système GAPEC.....	4
Figure I.6 : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique.....	5
Figure I.7: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande).....	5
Figure I.8: Air port de San Francisco.....	6
Figure I.9.a : Dommage due à des oscillations importantes de la structure.....	7
Figure I.9.b: SENDI MT BUILDING.....	7
Figure I.9.c: La tour d'Osaka Tsutenkaki.....	7
Figure I.10: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008).....	8
Figure (I.11.a): la grande mosquée d'Alger.....	8
Figure (I.11.b): Isolateur et amortissement sous la salle de prière.....	9
Figure I.12 : Déplacement relatif des étages.....	10
Figure I.13 : Appuis à déformation.....	12
Figure I.14 : Appuis à déformation.....	13

Liste des figures

Figure I.15: Principe de conception.....	14
Figure I.16 : Appuis à glissement.....	15
Figure 1.17 : Appuis à déformation et à glissement.....	16
Figure 1.18 : Appuis à roulement	16

Chapitre II

Figure II.1 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.....	25
Figure II.2 : Catégorie de type du sol de l'UBC 97.....	27
Figure II-3 : Dimension en plan pour la détermination du déplacement total D_{TD} et D_{TM}	32
Figure II.4 : Conception des spectres de réponse.....	34

Chapitre III

Figure III.1 : Principe et fonctionnement de LDRB.....	39
Figure III.2 : fonctionnement de l'isolateur LDRB sous le séisme.....	40
Figure III.3 : Principe et fonctionnement de LRB.....	40
Figure III. 4 : Principe et fonctionnement des appuis à frottement (FP).....	41
Figure III.5 : fonctionnement de l'isolateur FP sous le séisme.....	42
Figure III. 6 : Principe et fonctionnement des appuis à pendules glissants (FPS).....	43
Figure III.7 : fonctionnement de l'isolateur sous le séisme.....	43
Figure III.8: Paramètres d'une structure à deux degrés de liberté.....	44
Figure III.9 : Modèle mécanique.....	45
Figure III.10: La forme des modes propres de la structure isolée (2ddl).....	48

Liste des figures

Figure III.11 : relation entre le déplacement et la force modèle linéaire équivalent.....	50
Figure III.12 : Relation déplacement - force de modèle bilinéaire.....	51
Figure III.13 : La surface chargée et la surface libre.....	53
Figure III.14 : La section réduite.....	55

Chapitre IV

Figure IV.1 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	70
Figure IV.2 coupe de voile en élévation.....	72
Figure IV.3 : coupe de voile en plan.....	73
Figure IV.4 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès et d'Alger de 21 mai 2003 (station de Keddara).....	74
Figure IV.5 : Vue de la structure à base isolé.....	75
Figure IV.6 Déplacement au dernier niveau suivant la direction X.....	77
Figure IV.7 : Déplacement du dernier niveau suivant la direction Y.....	78
Figure IV.8 : Déplacement inter étage suivant la direction X.....	78
Figure IV.9: Déplacement inter étages suivant la direction Y.....	78
Figure IV.10 : Les déplacements des différents niveaux.....	79
Figure IV.11 : Effort tranchant à la base suivant X.....	79
Figure IV.12 : Effort tranchant à la base suivant Y.....	80
Figure IV.13 : Accélération au dernier niveau suivant X.....	80
Figure IV.14 : Accélération au dernier niveau suivant X.....	81
Figure IV.15 : le moment renversant suivant X.....	81

Liste des figures

Figure IV.16: les moments renversants suivant Y.....81

Chapitre V

Figure V.1 : appuis en élastomère frété.....86

Figure V.2 la coupe de section de l'appui86

Figure V.3 : vue en plan montrant la symétrie de la structure selon l'axe XX'87

Figure V.4 : Représentation de la structure à base isolé.....95

Figure V.5 : Déplacement de dernier niveau suivant X.....96

Figure V.6 : Déplacement de dernier niveau suivant Y.....97

Figure V.7 : Comparaison des déplacements inters étages pour les deux derniers niveaux dans la direction X.....97

Figure V.8 : Comparaison des déplacements inters étages pour les deux derniers niveaux dans la direction Y.....98

Figure V.9 : Les déplacements des différents niveaux.....98

Figure V.10 : Effort tranchant à la base suivant X.....99

Figure V.11 : Effort tranchant à la base suivant Y.....99

Figure V.12 : Accélération de dernier niveau suivant X.....99

Figure V.13 : Accélération du dernier niveau Y.....100

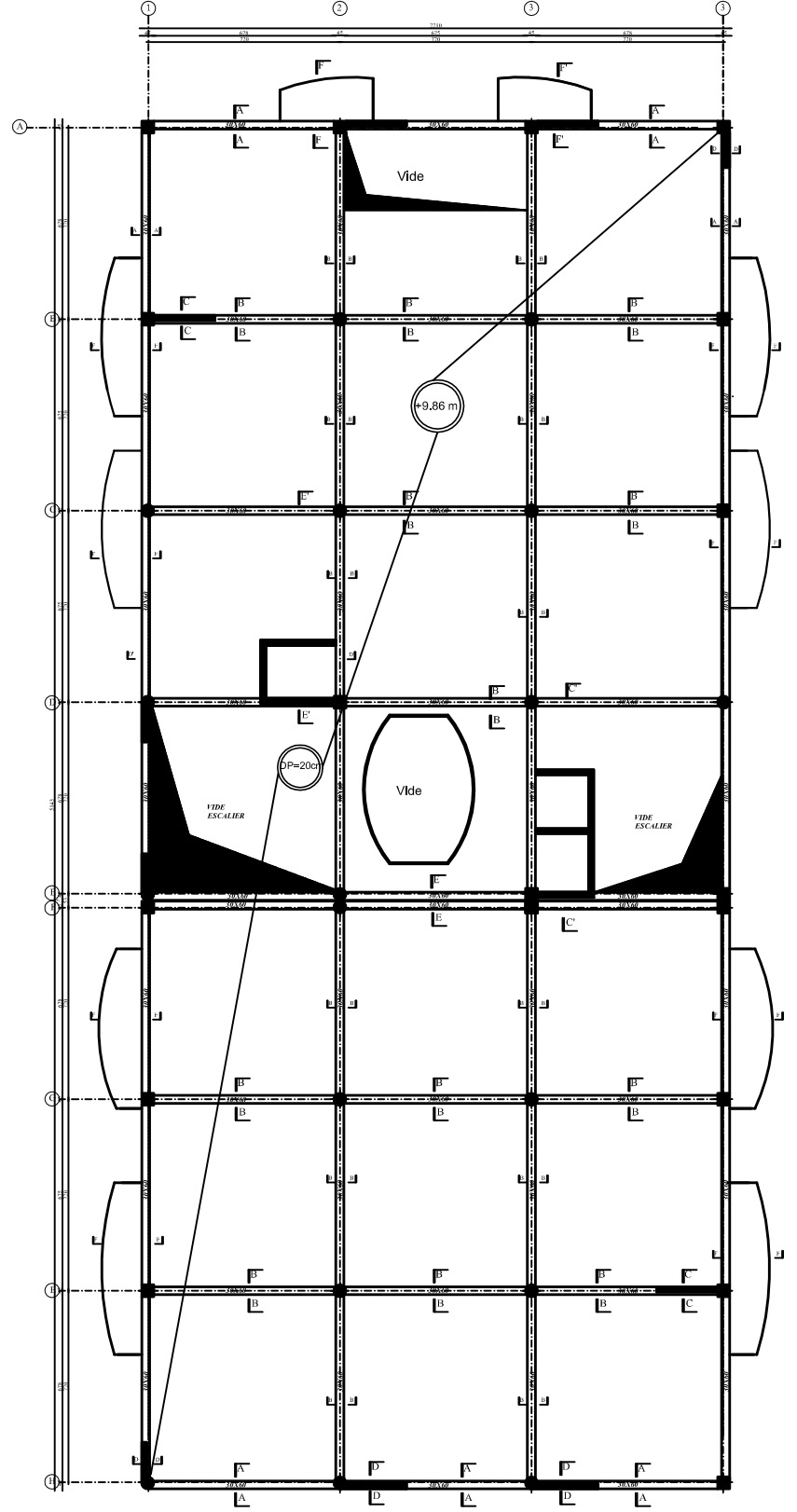
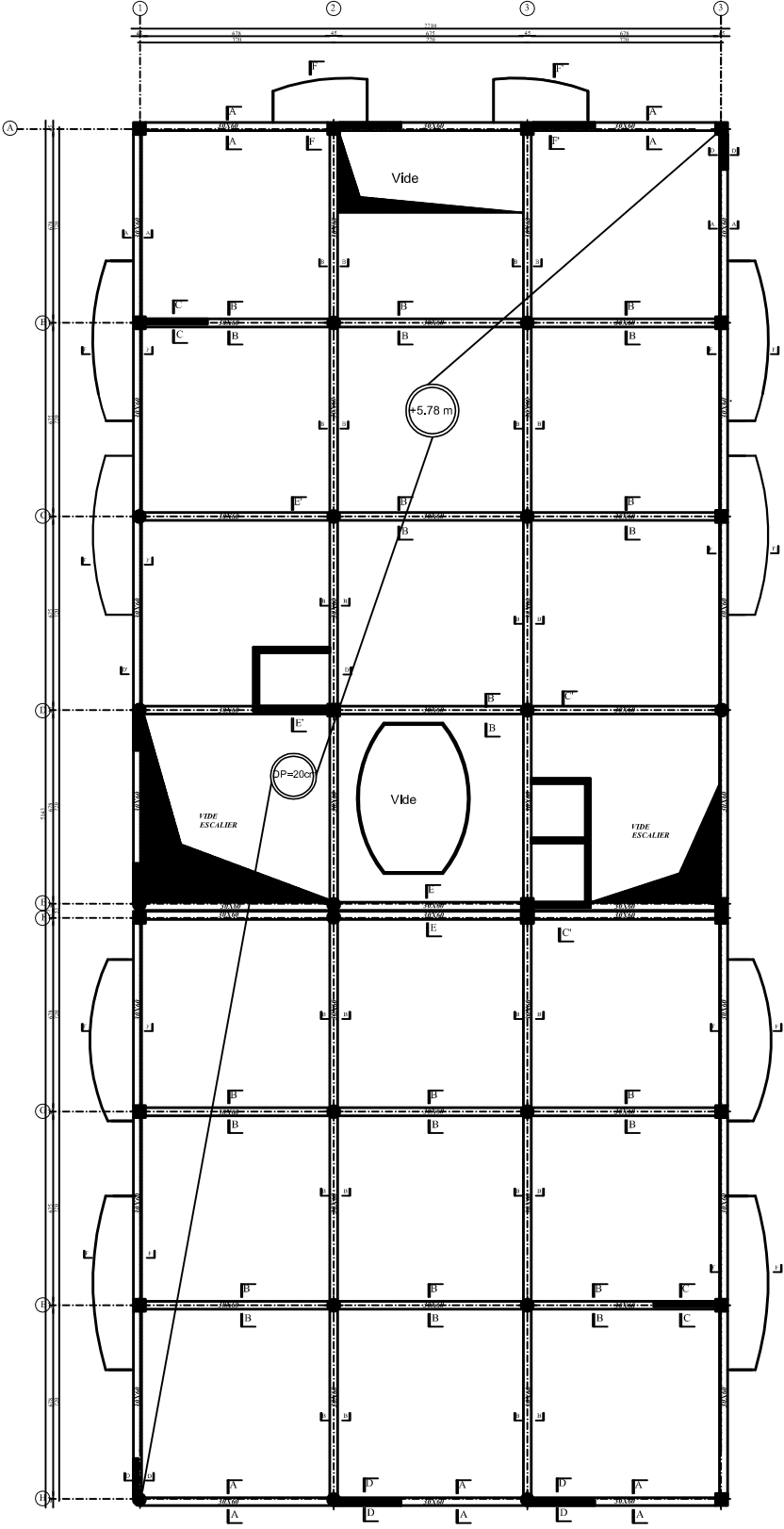
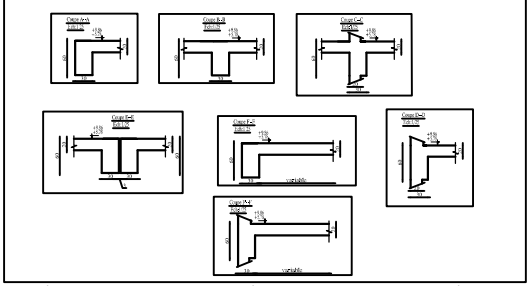
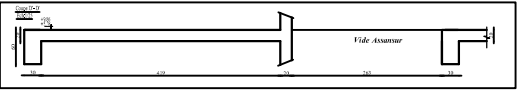
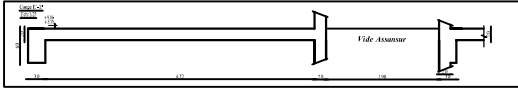
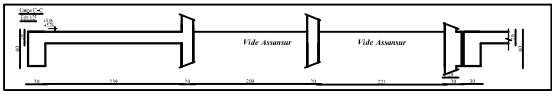
Figure V.14 : le moment renversant suivant X.....100

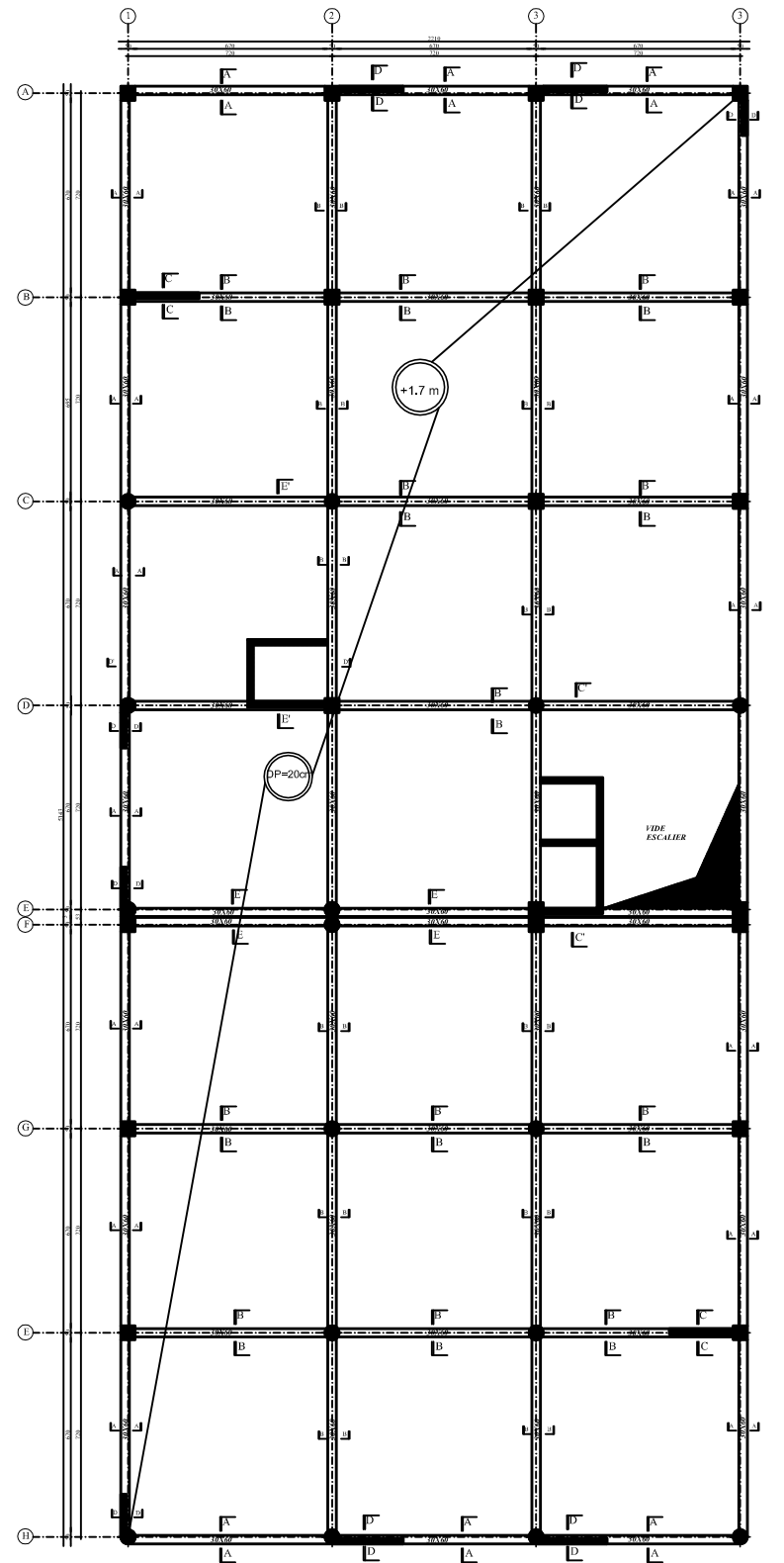
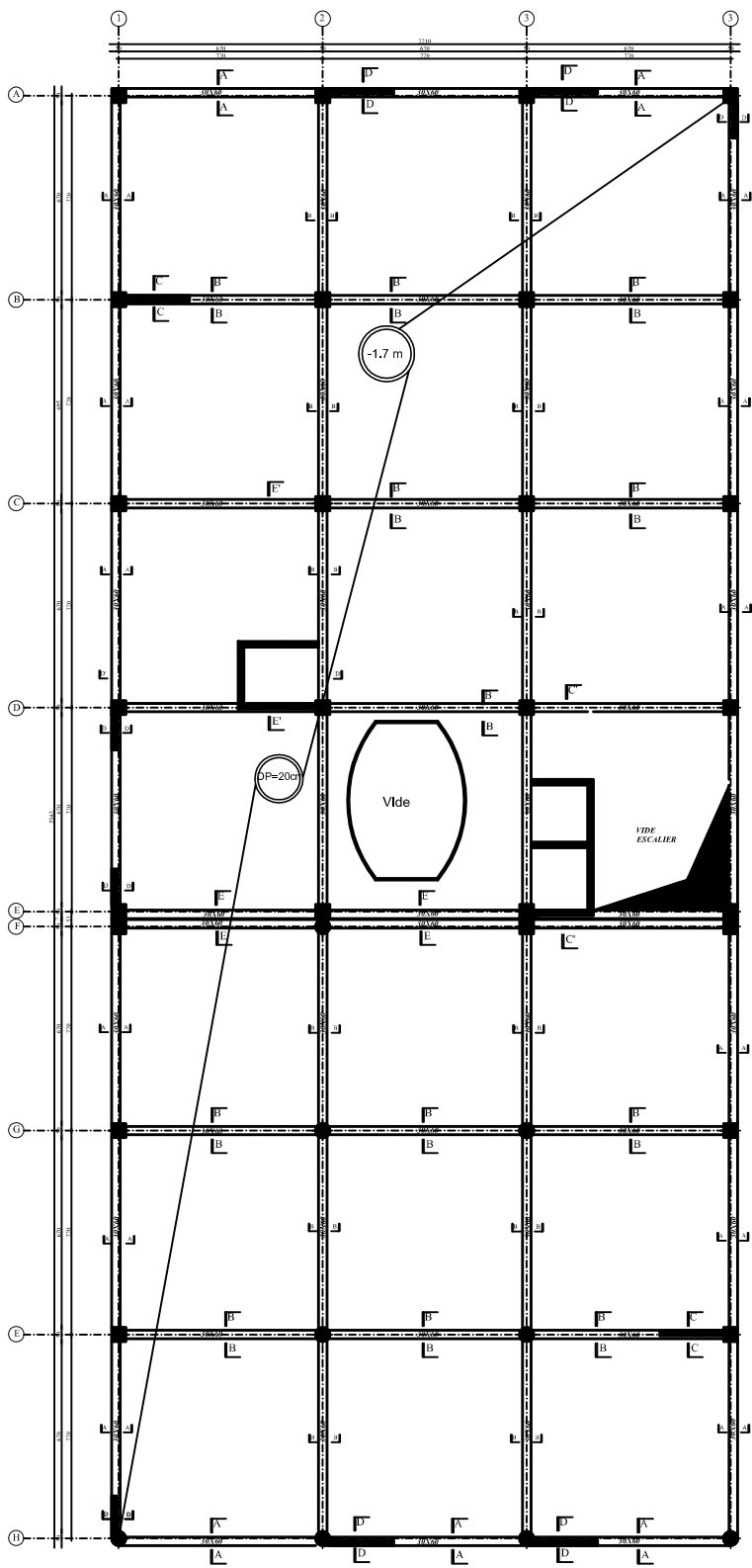
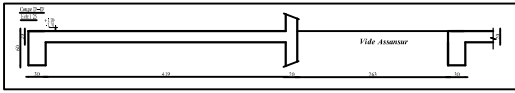
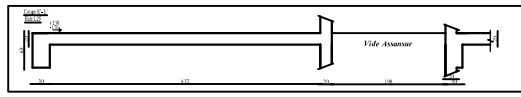
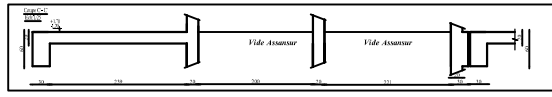
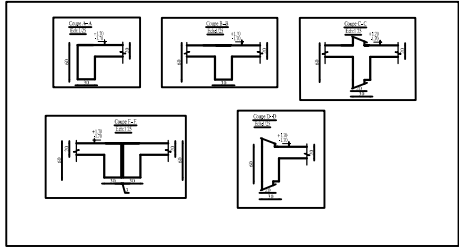
Figure V.15 : le moment renversant suivant Y.....101

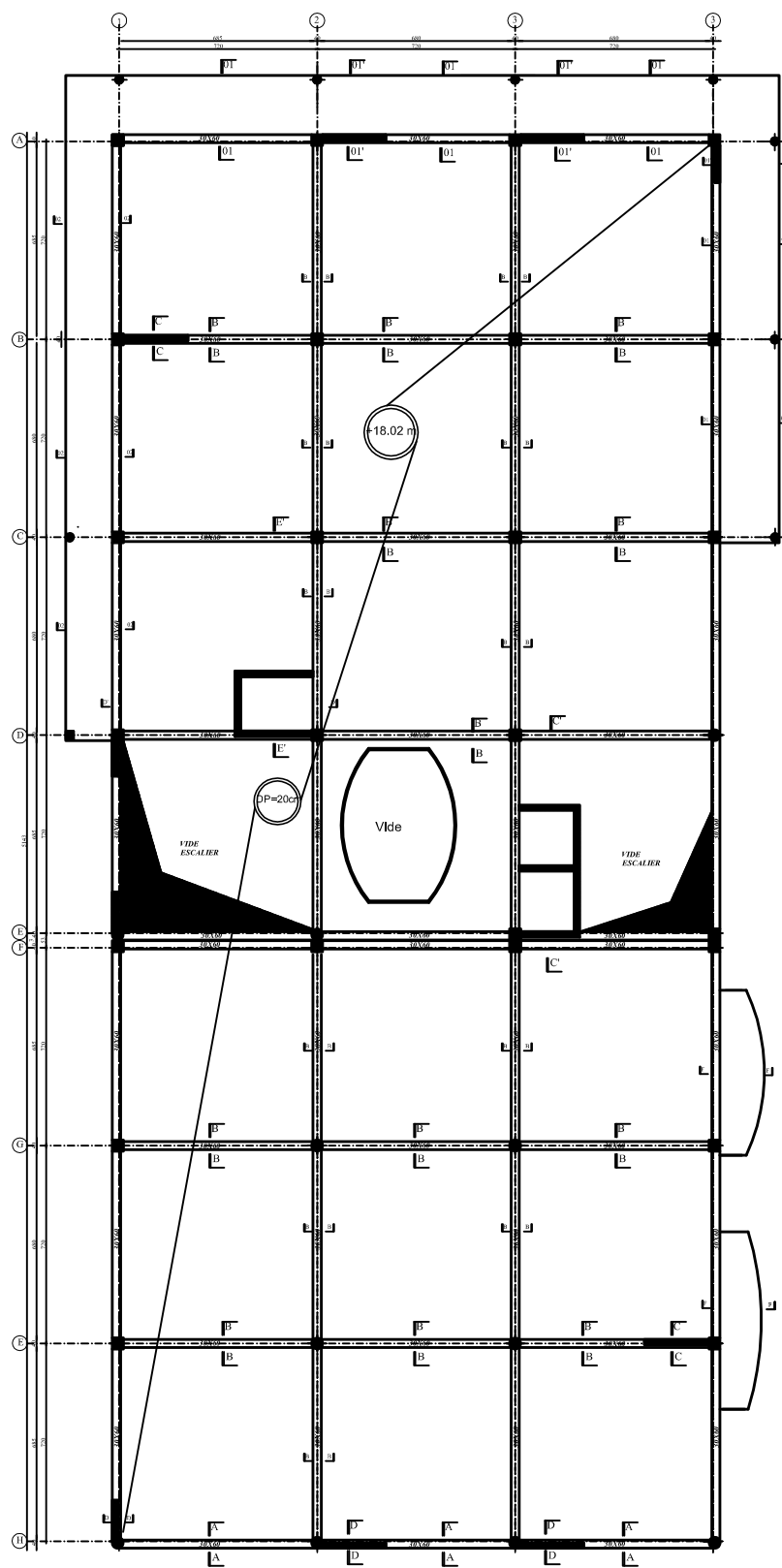
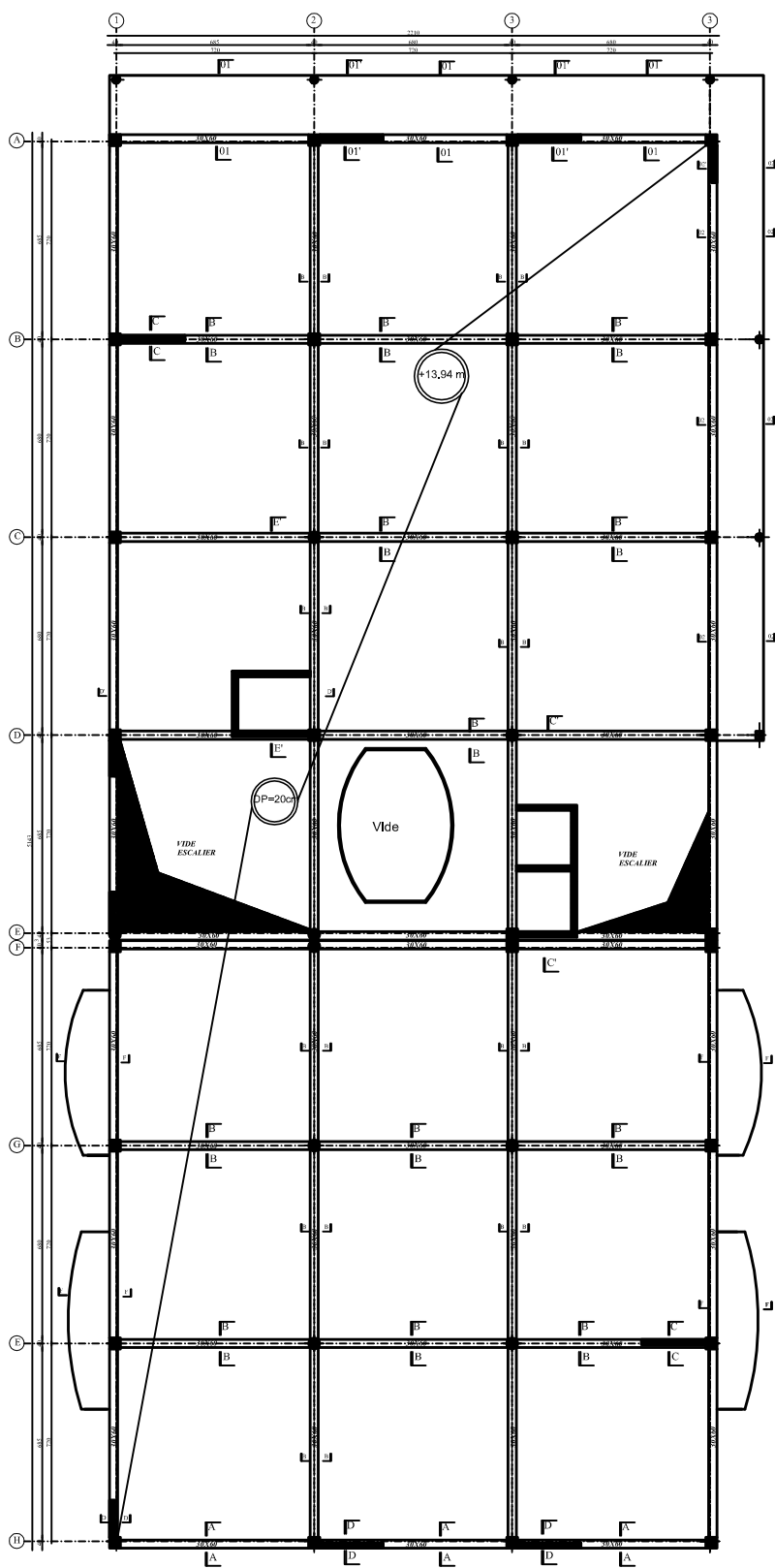
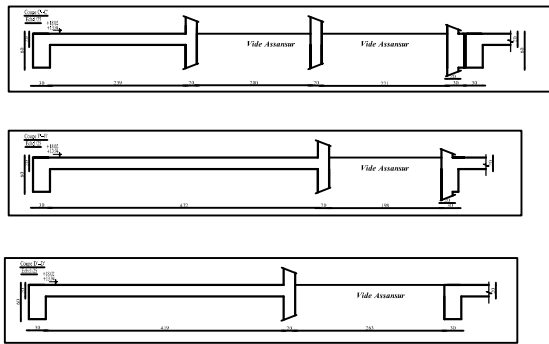
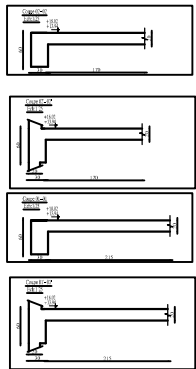
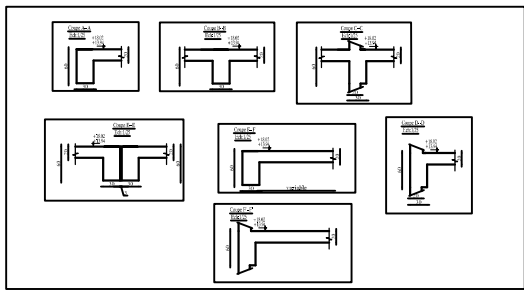
Figure V.16 : Comparaison des périodes et des pulsations pour la structure isolée et non isolée.....103

Liste des figures

Figure V.17 : Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure à base fixe et la structure isolée suivant X.....	104
Figure V.18: Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure à base fixe et la structure isolée suivant Y.....	105
Figure V.19: comparaison des déplacements maximaux des différents niveaux dans la direction X.....	105
Figure V.20: comparaison des déplacements maximaux des différents niveaux dans la direction Y.....	106
Figure V.21: Comparaison des déplacements inter étages entre la structure à base fixe et la structure à base isolée suivant X.....	106
Figure V.22: Comparaison des déplacements inter étages entre la structure à base fixe et la structure à base isolée suivant Y.....	107
Figure V.23 : Comparaison des efforts tranchants à la base entre la structure à base fixe et à base isolé suivant le sens X.	107
Figure V.24 : Comparaison des efforts tranchants à la base entre la structure à base fixe et à base isolé suivant le sens Y.	108
Figure V.25 : Comparaison des moments renversants à la base entre la structure à base fixe et à base isolé suivant le sens X.....	108
Figure V.26 : Comparaison des moments renversants à la base entre la structure à base fixe et à base isolé suivant le sens Y.....	109







Introduction générale

Les séismes, comme les autres catastrophes naturelles, peuvent avoir des conséquences graves et dévastatrices sur les bâtiments et la population. Cependant, les séismes, contrairement aux autres catastrophes naturelles, tuent surtout par l'effondrement de bâtiments et d'autres chutes d'objets. C'est pour cela, qu'il est nécessaire d'étudier la manière dont se comportent les bâtiments pour établir des ouvrages résistants aux séismes et ainsi protéger la population de cet évènement incontrôlable.

Les dommages sismiques occasionnés aux constructions sont dus aux déformations qui se produisent pendant les oscillations de la superstructure. Ces oscillations, correspondant au passage d'onde sismique, sont entraînées par les déplacements du sol d'assise auquel les constructions sont mécaniquement couplées par leurs fondations. Donc, si le sol pouvait se déplacer sans entraîner les ouvrages, les efforts induits pourraient être fortement réduits. Dans ce contexte, l'idée de disposer entre l'infrastructure et la superstructure un filtre, permettant de dissiper le maximum d'énergie, s'est développée sous l'appellation d'isolation sismique.

En outre, les techniques d'isolation sismique représentent un excellent système pour réaliser une protection sismique efficace des structures nouvelles et existantes. Grâce aux isolateurs parasismiques, un niveau potentiellement élevé de protection des bâtiments par rapport aux techniques conventionnelles. C'est aussi une solution économique pour répondre aux critères de dommages minimales, ou réparables lors de la conception des projets importants comme les hôpitaux, centres de communications et de secours d'urgence, Ponts où l'accès aux véhicules d'urgence est nécessaire ou toute autre infrastructure communautaire essentielle devront être utilisée pendant ou immédiatement après un tremblement de terre.

L'isolation à la base repose sur le principe que si la durée de vibration a suffisamment augmenté pour s'éloigner de la durée d'excitation maximale du tremblement de terre (augmenter la flexibilité horizontale), les accélérations reçues par la structure (par conséquent les forces d'inertie) sont nettement réduites. En revanche, l'augmentation de la durée engendre des mouvements plus importants se concentrant au niveau de l'isolateur, de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un bloc rigide. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation, ainsi que par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

Introduction générale

Le présent travail, fait l'objet de l'étude dynamique d'une clinique médicale à 6 niveaux, dotée et sans le système d'isolation (à base d'élastomère frété). Cette comparaison est faite, pour estimer le degré d'efficacité de cette technique d'isolation parasismiques, et aussi pour évaluer leur rôle dans la réduction des risques sismiques dans la superstructure. Ce mémoire s'articule, autour de cinq chapitres :

Le chapitre I est consacré à la recherche bibliographique concernant les isolations à la base. Un historique sur ces derniers est exposé, ainsi que le principe et les différents types des isolateurs parasismiques.

Le chapitre II est consacré aux méthodes de calcul des structures isolées, selon le code américain UBC97 [7].

Le chapitre III est divisé en deux sections. La première partie concerne le fonctionnement et les équations mathématiques et analytiques des appuis parasismiques qui nous permettant de mieux comprendre l'analyse dynamique du système combiné (structure - isolateur). Tandis que la deuxième partie est dédiée à la présentation de la théorie et les caractéristiques des isolateurs, ainsi qu'à la méthodologie de leur dimensionnement selon le code américain UBC97 [7].

Le chapitre IV est divisé en deux parties. La première partie est consacré au pré dimensionnement des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), la descente des charges est faite selon les codes de calcul : BAEL91 [27], RPA99, version 2003 [28] et DTR B.C. 2.2 [26]. Pour ce qui est de la modélisation, elle a été réalisé à l'aide du logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 ». Tandis que la deuxième partie, elle est consacrée à l'exploitation des résultats obtenus de l'étude dynamique par accélérogramme de la structure à base fixe.

Le dernier chapitre V est divisé en deux sections. La première partie est consacrée au dimensionnement des appuis de la structure faisant objet de notre étude selon le code américain UBC97 [7]. Puis, une modéliser à l'aide du logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 » des isolateurs sismiques a été effectuées afin d'examiner son comportement lorsqu'elle est dotée d'isolateur. Tandis que la deuxième partie est consacrée pour la comparaison entre les deux structures à base fixe et à base isolé.

Enfin, en termine par une conclusion générale qui synthétise le travail.

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction

Un séisme est un événement violent et extraordinaire qui entraîne les structures loin au-delà de leur domaine élastique. Les constructions sont liées au sol par l'intermédiaire de leur fondation. Si le sol pouvait se déplacer librement sous les ouvrages, ses secousses ne pourraient leur être transmises. La solution extrême consiste à découpler la structure du sous-sol en la mettant sur des appuis souples très déformables à la base (voir figure I.1) : c'est l'isolation sismique. Dans ce cas le séisme n'agit plus sur les structures, seuls les appuis sont sollicités par des déformations importantes.



Figure I.1 : implantation des appuis parasismiques [17].

Le système d'isolation à la base offre une alternative attrayante pour protéger la structure contre le séisme en limitant les déformations plastiques par le biais de systèmes artificiels à coût économique raisonnable. Ces derniers être entretenus et remplacés à tout moment, permettant ainsi à la structure, dans la mesure du possible, de rester dans le domaine élastique avec une atténuation significative de l'énergie transmise par le mouvement.

L'isolation des bâtiments s'effectue au moyen d'appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est beaucoup plus faible que celle de la structure. Grâce à sa leur faible rigidité, la période propre de la construction s'allonge et la vitesse d'oscillation diminue de même que les accélérations transmises à la construction. [18]

Les appuis agissent donc comme des filtres de vibration. Ces appareils appelés « appuis parasismiques » ou « isolateurs », sont placés entre la fondation et la superstructure ou entre le sous-sol et le rez-de-chaussée. Un espace accessible suffisant doit être prévu entre la superstructure et l'infrastructure (sous forme d'une cave) pour permettre leur inspection, maintenance et remplacement éventuel. Durant la durée de vie de la structure. Lorsque le niveau d'appuis est plus bas que la surface du sol, il est nécessaire de prévoir des murs de

Chapitre I : Etude bibliographique

soutènements extérieurs permettant à la construction de se déplacer librement, ou de réaliser des talus de faible pente 2/3 au plus (voir Figure I.2).

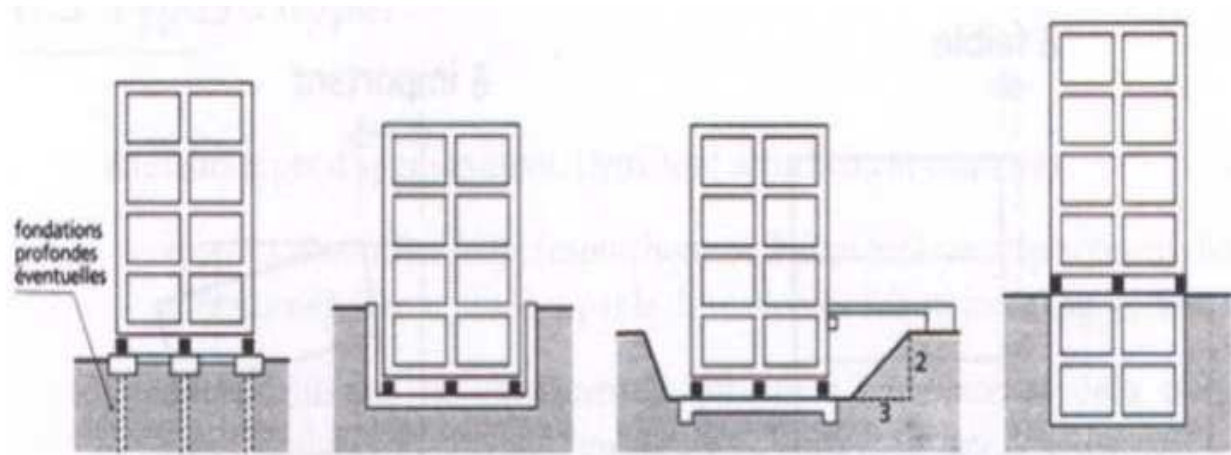


Figure I.2: Différentes localisations des appuis parasismiques [1]

I.1 Historique de la technique d'isolation parasismique

L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs expériences et recherches qui remontent au début du 20^{ème} siècle. [5]

I.1.1 En Iran

Des morceaux de bois ont été installés entre la base et le palier des maisons en Iran (voir figure I.3). Des dispositifs pour l'isolement ou pour la dissipation de l'énergie ont été appliqués pour la première fois dans le domaine de la construction mécanique, telles que des amortisseurs dans les automobiles. [9]



Figure I.3 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran [9].

Chapitre I : Etude bibliographique

I.1.2 En Turquie

Les bâtiments des églises ont été construits sur une couche de sable, ils sont naturellement isolés [2].

I.1.3 En Allemagne

En 1906 un bâtiment est construit à Munich. Le bâtiment est édifiée sur une plaque de base rigide; cette plaque devait supporter l'édifice et reposait librement sur un manteau d'élément sphérique fabriqué à partir d'un matériau très dur [2].

En 1909 un médecin de Calantarients déposait un brevet sur les bâtiments parasismique sur joint libre. Le premier concept d'isolation était de placer une structure entière sur des appuis à rouleaux. Ce système est incapable de supporter les charges sismiques, il est donc inacceptable [2]

En 1952, la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer, le trafic de véhicule, le vent...etc [9].

La figure ci-dessus, on représente un schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique :

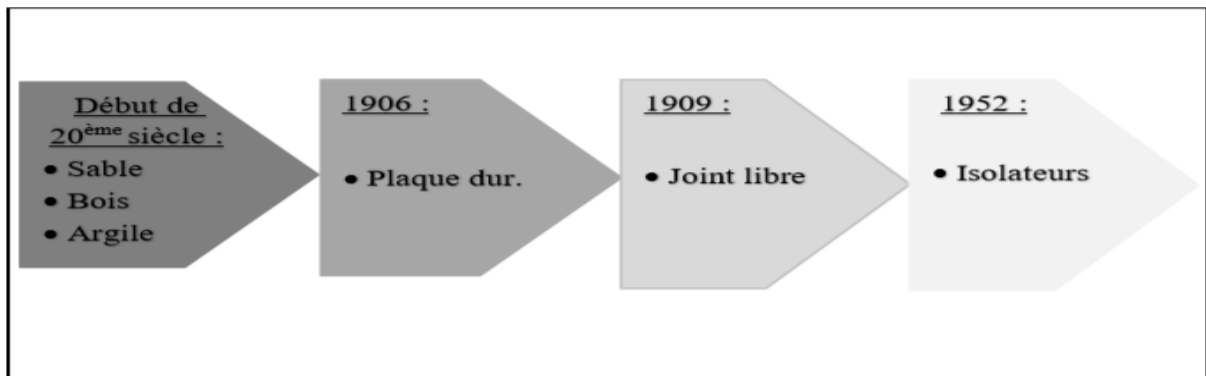


Figure I.4 : Schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique.

Le développement de technique de calcul sur support informatique beaucoup plus puissants, la disponibilité d'installation d'essais telles que les simulateurs sismiques (tables vibrantes) ont favorisé l'émergence de technologies innovatrices, et leur application aux ponts et aux bâtiments sur une base de plus routinière durant les deux dernière décennies en particulier.

L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs expériences et recherches qui remontent au début du 20ème siècle. Cependant, les premières applications modernes

Chapitre I : Etude bibliographique

dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 70, et surtout depuis 1980-1985 que cette idée s'est concrétisée par un certain nombre de réalisations [3]. La technique des appuis parasismiques, dont il existe plusieurs variantes, suscite actuellement beaucoup d'intérêt dans la plupart des pays concernés par le risque sismique.

I.1.4 En Skopje (ex- Yougoslavie)

Il s'agit de l'école élémentaire d'Heinrich Pestalozzi, constitué d'une structure de trois étages reposée sur des blocs de caoutchoucs simple dont les travaux ont achevé en 1969. [9]

I.1.5 La France

À été parmi les pionniers en la matière puisque ses premières réalisations remontent aux années 70.

Il s'agit du collège Jean Guéhen à LAMBESC (voir figure 1.5.a) construit en 1977. Le collège est un ensemble de 77 x 26 mètres, comportant un bâtiment à un étage et deux bâtiments à deux étages. Cet ensemble est monté sur 152 isolateurs [6], de 300 mm de diamètre en utilisant un système d'appuis en caoutchouc fretté commercialisé sous le nom « GAPEC » (voir Figure 1.5.b).



Figure I.5.a : Collège de Lambesc [6].



Figure I.5.b : Le système GAPEC [6].

La centrale nucléaire de Koeberg en Afrique du sud, basé sur un système d'appuis, qui portent le nom de l'EDF (Electricité de France), développés par des chercheurs français.

La centrale nucléaire de Cruas-Meysses dans la vallée du Rhône, dont les travaux ont commencé à la même époque de cette dernière, a aussi utilisé le même système d'isolation sismique.

Les hôpitaux (Ex ; figure I.6 présente l'hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismiques (isolation à la base ; 283 isolateurs et 36 amortisseurs)

Chapitre I : Etude bibliographique



Figure I.6 : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique [12][13].

I.1.6 En Nouvelle Zélande

Les recherches ont commencé en 1967. Puis en 1981 première utilisation du caoutchouc dans une application du principe de protection parasismique moderne dans le monde, elle a été installée sur un bâtiment public (voir figure I.7)[4].

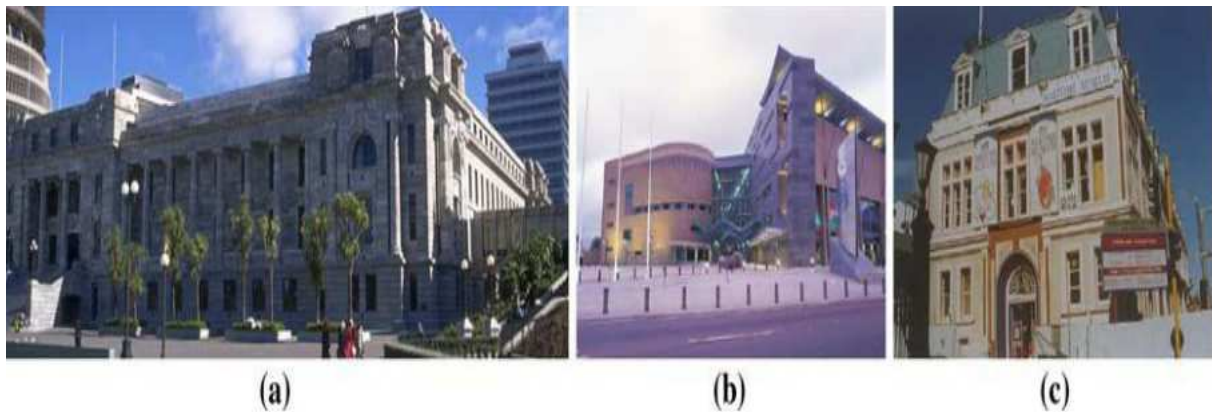


Figure I.7: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande). [4]

a-) Bâtiment historique construit en 1921, réhabilité en 1992-1993.

b-) Le nouveau musée.

c-) Le musée maritime, réhabilité en 1993.

I.1.7 Aux Etats-Unis

Ils ont installé la technologie que sur 150 constructions environ, principalement des grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, comme les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police, ainsi que 300 à 400 ponts [10]. On peut citer :

Chapitre I : Etude bibliographique

En 1985, le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Andreas à Rancho Cucamonga en Californie, est devenu la première nouvelle construction au monde équipé de 98 appuis avec du caoutchouc naturel à haut taux d'amortissement.

Le Centre Accélérateur Linéaire de Stanford, a été rénové en 1987 en utilisant des isolateurs de type appui en élastomère avec noyau de plomb LRB (Lead- Plug Bernin). On peut aussi citer la réhabilitation par isolation qu'a été effectuée en 1995 pour la Cour d'appel de San Francisco voir (figure I.8). [9]



Figure I.8: La Cour d'appel de San Francisco [9]

I.1.8 Au Japon

Cette technique moderne a fait une mise au point et a été introduite après le Séisme de 1923 de Kanto. Cependant, après le séisme de Kobe (17 janvier 1995) (voir figure I.9.a). Le Japon appela les ingénieurs à davantage accentuer les progrès effectués dans ce domaine, depuis la totalité des ponts (99 %) utilisent actuellement les systèmes d'isolation alors qu'ils ne représentaient que 5 % dans le passé.

C'est ainsi qu'au fil du temps les constructions japonaises deviennent les plus sûres, qui contient le plus grand nombre des structures isolées (avec plus de 5.000 bâtiments ou maisons isolée, en plus de plusieurs ponts et viaducs isolés même les gratte-ciel), cependant le premier bâtiment isolé à sa base s'agit de : SENDI MT BUILDING [15] (voir figure I.9.b).

Chapitre I : Etude bibliographique



Figure I.9.a : Dommages dus à des oscillations importantes de la structure (Séisme de Kobe, Japon ; 17 janvier 1995) [6]

Lors du séisme du 11 mars 2011 dans la région du Tohoku, le génie parasismique japonais fait ses preuves, aucun bâtiment ne s'effondre. Cette technique a été utilisée dans plusieurs bâtiments tels que la tour emblématique d'Osaka Tsutenkaku (voir figure I.9.c) qui a été achevée en 2015.



Figure I.9.b: SENDI MT BUILDING [15]



Figure I.9.c: La tour d'Osaka Tsutenkaku

I.1.9 En Italie

Avant le séisme de l'Abruzzo en 2009 avec une magnitude 6.3 degré sur l'échelle de Richter, trente(30) applications de systèmes d'isolation étaient en cours de développement (voir figure I-10). Actuellement, l'Italie contient plus de 70 bâtiments isolés qui sont déjà ouverts à l'activité. Plus de 250 ponts et viaducs ont été déjà équipés de ce système et un nombre significatif de ce type de conception a été appliqué aux différents acquis culturels. En Italie, l'utilisation de ce système d'isolation a été limitée jusqu'à mai 2003, d'une part, en raison du manque de règles de conception et d'autre part en raison de la complexité du processus de leur réalisation [9].



Figure I.10: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008). [9]

I.1.10 En Algérie

Dès le lendemain du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980, les services publics spécialisés de l'Etat, ont été convaincus de la nécessité de s'ouvrir sur des solutions constructives plus aptes à garantir la réalisation d'un cadre bâti à même de résister aux grandes secousses sismiques et de réduire au maximum les pertes en vies humaines, en biens immobiliers et matériels et en installations sensibles et stratégiques, notamment celles devant s'occuper des premiers secours et du management de l'urgence.

Le siège du CTC Chlef a pris l'initiative de réaliser le premier projet pilote algérien de construction sur isolateurs de fondations en caoutchouc à Ain Défla. Il s'agit d'un immeuble de bureaux de deux étages avec sous-sol, ayant une emprise au sol de 280 m², et une surface d'ensemble du plancher plus de 1000 m².

La Grande Mosquée d'Alger (voir figure 1.11.a) est un autre projet qui a été édifiée sur une combinaison des appuis parasismiques (voir figure 1.11.b) et des amortisseurs pour la salle de prière.



Figure (I.11.a): la grande mosquée d'Alger [17].

Chapitre I : Etude bibliographique



Figure (I.11.b): Isolateur et amortissement sous la salle de prière [17].

I.1.11 Au Canada

Seulement aux années 1990 que les 1^{er} ponts dans l'ouest du pays ont été munis de systèmes d'isolation sismique à la base « en 1990, réfection d'un pont sur l'autoroute 99, réalisé par Richmond, C.B ». Au Québec, il a fallu attendre à l'an 2002-2003 pour qu'un premier pont soit isolé à la base contre les séismes.

I.2 Définition de l'isolation parasismique

L'isolation parasismique ; est une technique applicable non seulement à tous les types des bâtiments mais aussi aux ponts, aux structures industrielles tels que les bacs de stockage de produits pétroliers et autres produits dangereux. Elle convient aussi à l'amélioration des capacités des résistances des structures existantes. Bien que dans les pays l'ayant adoptée, cette technologie soit intégrée surtout dans les projets capitaux à savoir les hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les musées, et les constructions urbaines.

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques ; sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques [16]. Par ailleurs, grâce à leur grande rigidité, les appuis parasismiques n'isolent pas la structure vis-à-vis les secousses verticales. Par conséquent, les accélérations verticales transmises à la construction ne sont pas filtrées. Elles sont sensiblement égales à celles du sol, cela veut dire que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment. Le balancement de la superstructure est par conséquent réduit. [18]

Chapitre I : Etude bibliographique

I.3 Principe de l'isolation parasismique

Cette technique vise à désassocier le mouvement du sol à celui de la structure, qui se localise principalement au niveau des appuis, afin de réduire les forces d'inertie transmises à la superstructure.

Les forces d'inertie transmises aux éléments des fondations sont limitées et demeurent en de sa capacité élastique pour tous les éléments. Ce comportement se traduit par un allongement de sa période propre et une diminution de sa vitesse d'oscillation en donnant à la structure une période fondamentale meilleure, qui se réalise grâce à la faible rigidité des appuis, qui agissent comme un filtre de déformations (inélastiques) et filtre les accélérations à hautes fréquences.

Pour l'efficacité des appuis, ses derniers doivent permettre des déplacements horizontaux importants (voir figure I.12), grâce à ces déplacements ; les accélérations communiquées à la superstructure sont faibles, et la période propre de la construction prise dans son ensemble est longue. Etant donné la flexibilité latérale des appuis ceci permet en générale d'éviter les effets de résonance contre la construction et le sol, qui présenté en même temps une grande rigidité verticale. Compte tenu de cette dernière, les accélérations verticales transmises à la construction ne seront pas filtrées [18].

Par ailleurs, le sol d'assis doit être suffisamment ferme afin que les appuis ne subissent pas de tassement différentiels. Il est aussi important que la superstructure soit suffisamment rigide pour se déplacer sur les appuis comme un bloc quasi indéformable. Les appuis parasismiques conviennent donc le mieux pour les bâtiments bas et rigides [8].

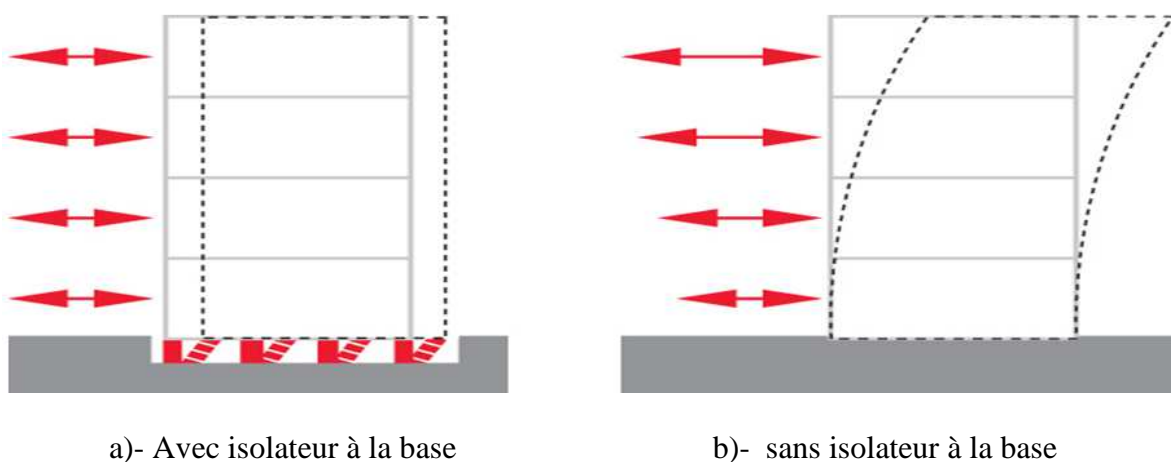


Figure I.12 : Déplacement relatif des étages [18].

Chapitre I : Etude bibliographique

I.4 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques

I.4.1 Avantages

- Le degré de protection pouvant être acquit est très éminent au niveau requis Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure.
- Les ouvrages restent habituellement exploitables, même après les séismes terribles.
- Les dégâts sont faibles ou presque nuls à l'équipement et aux éléments non structuraux.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis de nouvelle secousse.
- La diminution des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien maîtrisé et plus fiable que celui des constructions habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font concept d'hypothèses approximatives.

I.4.2 Inconvénients

- Les bâtiments construit sur des appuis parasismique (escaliers, tuyauterie,...ect.) ou reliant la structure avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures) doivent être élaborés de façon à admettre sans préjudices les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces proportions sont impérieuses dans le cas des réseaux de gaz, de défense contre l'incendie et des réseaux récipient des fluides polluants.
- La largeur des joints de séparation entre deux bâtiments doit être considérable car les déplacements des blocs pouvant atteindre des valeurs décimétriques.
- Les changements à venir de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas rectifier d'une façon expressive le comportement dynamique originaire du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des appuis, sous peine de provoquer des montants d'adaptation élevés.

I.5 Les différents types d'appuis parasismiques

Ils existent plusieurs types d'appuis parasismiques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- 1) Appuis à déformation.
- 2) Appuis à glissement.

- 3) Appuis à déformation et glissement.
- 4) Appuis à roulement, etc.

I.5.1 Appuis à déformation

Les appuis à déformation ; utilisés depuis plus de 40 ans dans les ouvrages de génie civil notamment les ponts .Ils sont constitué d'un empilement de feuille d'élastomère [couches alternées d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène)] séparés par des frettes d'acier (appelé frettes) qui doivent recevoir une protection contre la corrosion, qui est assuré en général par une enveloppe en élastomère (couverture de protection) (voir figure I.13).

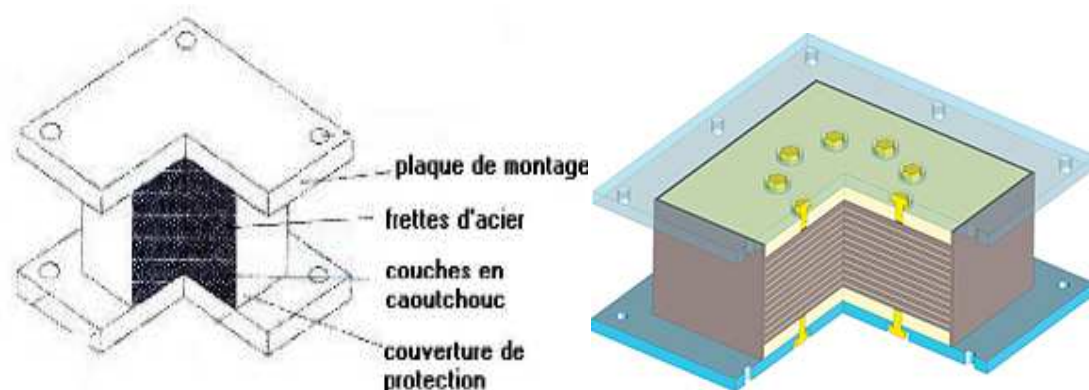


Figure I.13 : Appuis à déformation.

Ses appuis sont caractérisés par :

La déformabilité horizontale des couches d'élastomère qui autorise des déplacements (déformation de cisaillement) notables de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol. De ce fait, il réduit considérablement le déplacement relatif des étages (voir figure I.12).

La rigidité verticale des appuis est assurée par la présence des frettes, pour cela on réduit l'épaisseur des feuilles d'élastomère et on augmente leur nombre, afin d'éviter la diminution de la flexibilité horizontale des appuis.

Plus les couches d'élastomères sont élastiques /flexibles, moins les charges sismiques ressenties par le bâtiment sont importantes. Cependant une très grande flexibilité des appuis diminue considérablement leur stabilité, alors pour résoudre ce problème d'instabilité on couple plusieurs isolateurs, ce qui aidera à augmenter le moment d'inertie de l'appui (voir figure I.15).

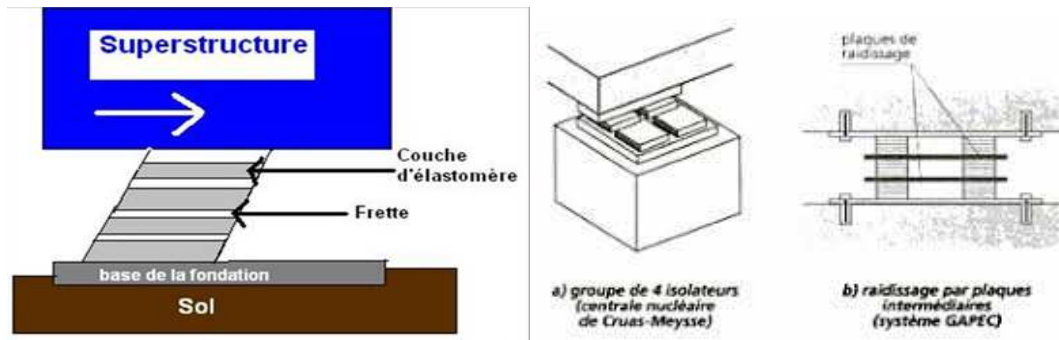


Figure I.14 : les différentes couches de l'appui Figure I.15 : regroupement de plusieurs Appuis [18]

L'amortissement correspondant varie entre 4% et 12%, un amortissement plus élevé peut être obtenu pour certains types d'élastomères, par conséquent ils sont sujets d'un fluage important ; il est à noter que les élastomères sont défavorablement affectés par les variations de température.

Un appui en élastomère caractérisé respectivement par des raideurs du feuillet vis-à-vis d'un effort horizontal, un effort vertical et d'un moment d'axe horizontal. On les installe en général sur des plots en béton solidaire d'un radier inférieur de manière à réaliser une « cave », et le bâtiment se repose par l'intermédiaire d'un radier supérieur sur l'ensemble des appuis.

Dans les sols mous, à longue période d'oscillation, les appuis à déformation perdent en grande partie leur efficacité. En effet, leur période propre approche à celle du sol, donc proche à la résonance. Sur ses sols les appuis à glissement conviennent mieux.

I.5.2 Appuis à glissement

Ce système a un principe similaire à celui des appuis à déformation. Cependant la technique est sensiblement différente, il consiste à isoler les fondations de la structure par une partie mobile, la grande différence est que là, il n'y a pas de matériau qui se déforme mais tous simplement deux blocs glissants l'un contre l'autre (une plaque solidaire à la superstructure et d'autre part, une autre plaque fixée aux fondations) (voir figure 1.16)

Chapitre I : Etude bibliographique

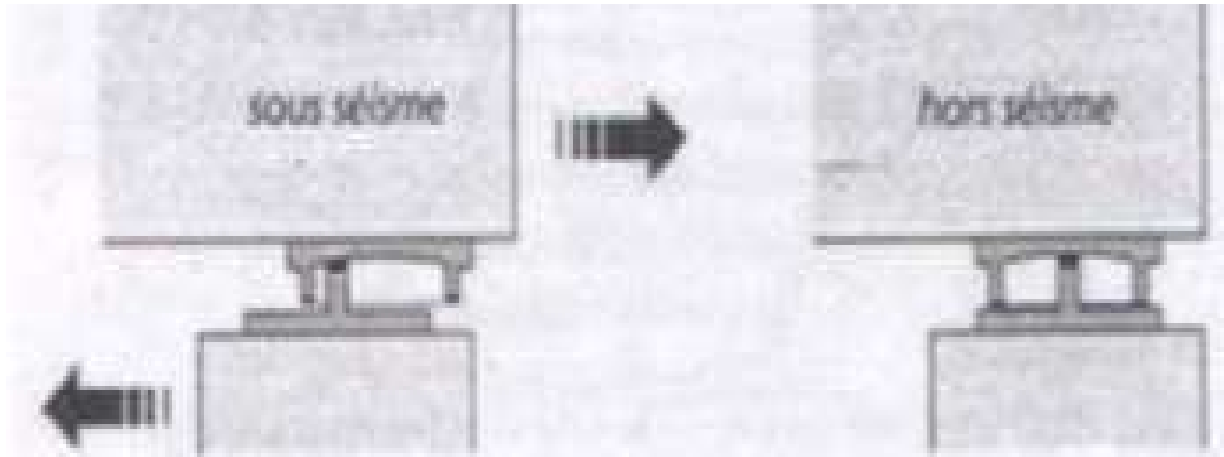


Figure I.16 : Principe de conception [1]

Il permet le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. Ils sont caractérisés par :

Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Par ailleurs, la dureté de la plaque la plus courte doit être plus faible que celle de l'autre plaque afin d'éviter la formation d'empreinte en l'absence prolongée des secousses.

Le débord de la plaque la plus grande doit au moins être égal à 1,2 fois le glissement maximal calculé dans la direction considérée, et au moins égal au déplacements absolu au niveau du sol [18](voir figure I.17).

La réponse à l'excitation sismique d'une structure reposant sur des plaques de glissements, qui ne dépend que de sa masse et du coefficient de frottement entre les plaques. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure est inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles, car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère), qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule.

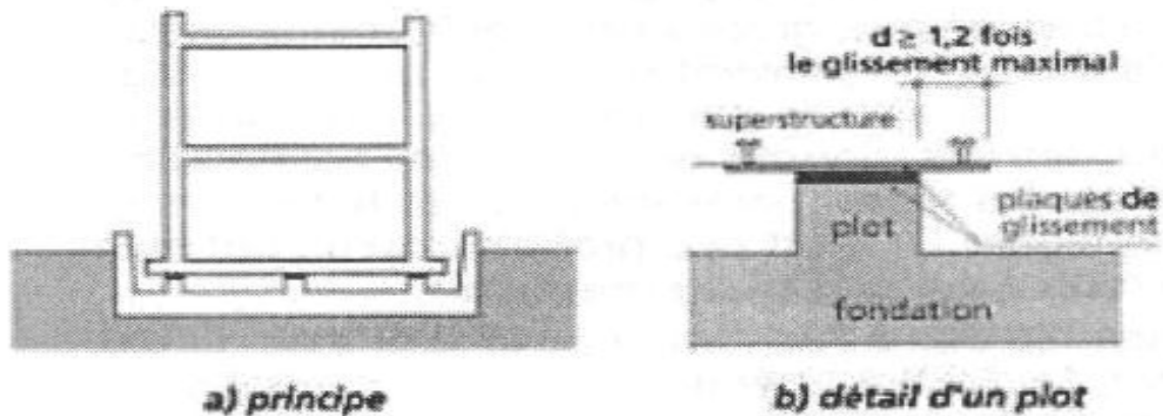


Figure I.17 : Appuis à glissement [18].

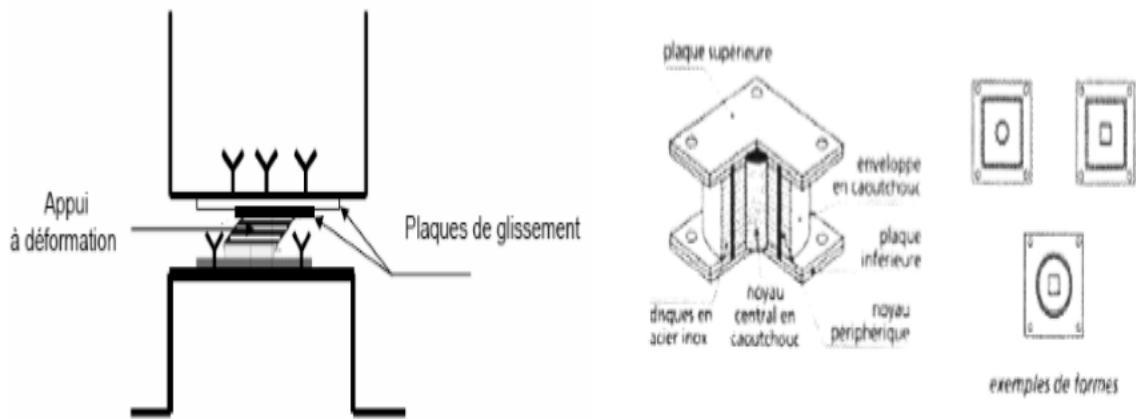
I.5.3 Appuis à déformation et à glissement

L'association de plaques de glissement et des appuis à déformation (voir figure I.18) supprime l'inconvénient que représente pour ces derniers la présence de sols mous. Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, le glissement commence. Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements.

Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la superstructure, et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est partiellement avantageux dans le cas des constructions sur des fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles. Les appuis à déformation et à glissement constituent un système de protection sismique très efficace. Ils ont été employés pour les fondations de la centrale nucléaire de Koeberg en Afrique du sud, dans cette réalisation ; les plaques de glissements fixées à la superstructure sont en acier inoxydable, et les plaques solidaires des isolateurs sont en bronze au plomb [21].

Un autre type d'appui à déformation et à glissement a été conçu et testé aux Etats- Uni par N. Mostaghel ; il est constitué de disques en acier inoxydable superposés, pouvant glisser les uns sur les autres.

Les disques sont recouverts de téflon afin de diminuer les coefficients de frottements, et reliés par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc [22].



a)- appuis utilisé en Afrique du sud

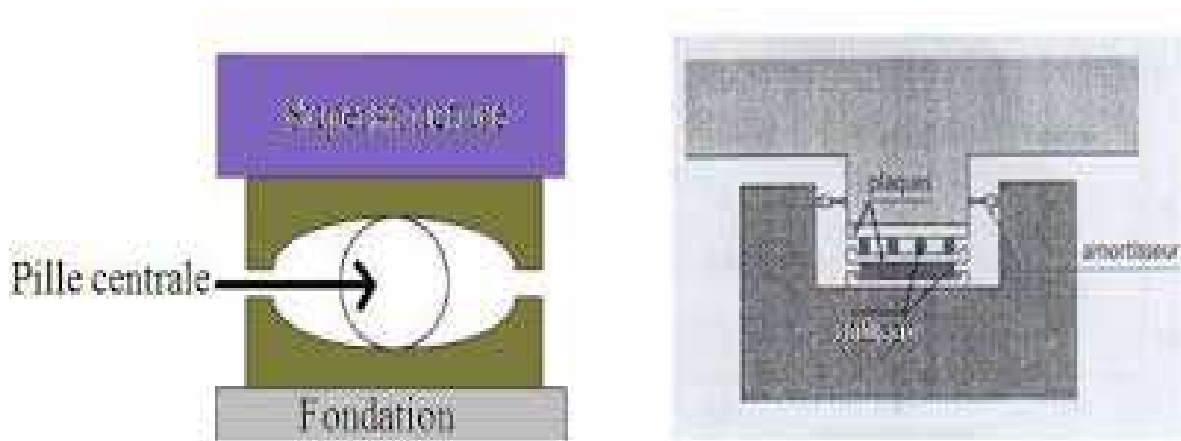
b)-appuis proposé par N. mostaghel

Figure I.18 : Appuis à déformation et à glissement [18].

I.5.4 Appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir Figure I.19). Des appuis ovoïdaux ont été utilisés pour un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol(Ukraine) [23].

Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent, ainsi que des amortisseurs peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.



a) Appuis à billes

b) Appuis à roulement

Figure I.19 : Appuis à roulement [18]

Chapitre I : Etude bibliographique

I.6 Historique des travaux consacrés à la recherche sur les isolateurs parasismiques

Le recours à la technique parasismique moderne dite isolation sismique (contrôle passif des vibrations sismiques) tel que les dissipateurs d'énergie (les amortisseurs) et les isolateurs parasismiques, constitue certainement le meilleur moyen d'assurer la sécurité des constructions vis-à-vis des séismes violents. Plusieurs études ont été élaborées sur cette thématique, on peut citer :

Lebib L.et al. [30] ; ont traité l'étude dynamique des structures avec et sans le système d'isolation, en faisant une étude comparative avec et sans le système d'isolation, afin de déterminer le degré d'efficacité de cette dernière. Ils ont évalué la performance des structures isolées, ainsi le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des risques sismiques dans la superstructure par rapport au système classique de contreventement par voile.

La structure conçue par le (RPA 99V2003 et le CBC93) et modélisé par logiciel **SAP 2000** est un hôtel a sept étage (entre sol+2RDC+4étages courants) contreventée par des portiques auto-stables, les poutres et les poteaux sont caractérisés par des lois de comportement linéaire. Le projet fait partie du groupe d'usage 2, implanté dans une zone de forte sismicité (zone III), régulier en plan et irrégulier en élévation ce qui a provoqué une rotation importante suivant Z (torsion),et afin de la réduire un appel à des voiles de contreventement a été suggéré, pour cette raison aussi chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. L'excitation utilisée dans ce modèle de calcul est un accélérogramme.

Meghouche. D [31] a étudiée l'effet d'un choix judicieux des conditions de contact et des dissipateurs d'énergie sur la réponse dynamique d'un bâtiment à huit niveaux en béton armé par une comparaison de réponse en déplacements,(déplacements inter étages, accélérations et efforts tranchants),à l'aide du programme numérique d'analyse dynamique (ANSYS) et sous la même excitation dynamique. L'étude est basée sur le principe de l'analyse dynamique des réponses temporelles. La composante horizontale d'accélérogramme utilisée dans l'analyse est celle du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger, enregistrée à la station de Dar Beida avec une accélération maximale de (0.537 g). Cette composante est appliquée dans le sens longitudinal de la structure qui contient un système d'isolation, constitué de 16 appuis du type élastomères à amortissement élevée placé d'une façon concentrique sous chaque poteau.

Les résultats trouvés montrent que le système d'isolation capte les déformations et filtre les accélérations, de sorte que la superstructure se déplace essentiellement selon un mode rigide

Chapitre I : Etude bibliographique

subissant de faibles accélérations et des déformations quasi-nulles, et par conséquent une réduction des risques des tremblements de terre.

Bencharif.R et Terchi.B [32] ont étudié le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments, et ils ont déduit les paramètres influant sur le comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure). Dans leur étude, ils ont essayé de vérifier l'influence de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation et l'influence du type de système d'isolation sur la réponse dynamique des structures isolées. Leur principale conclusion est que les structures hautes reposant sur des appuis parasismiques se déforment plus que les structures encastrées de même niveau, et que les appuis en élastomère fretté offrent plus de sécurité et d'économie

Ounis.H.M et Ounis.A [33] ; ont utilisé l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un bâtiment de base isolée. Une étude paramétrique a été faite en tenant compte de la variation progressive du taux d'amortissement (08 % à 35%) sous différents types d'excitations sismiques (champ près et lointain). Une analyse temporelle est utilisée pour déterminer la réponse de la structure en termes de déplacement relatif des différents niveaux de l'immeuble. Les résultats montrent que l'efficacité de l'isolateur augmente avec le taux d'amortissement supposé, pour autant que cette dernière est inférieure ou égale à 20 %. Au-delà de cette valeur, l'isolateur devient moins pratique. En outre, une forte déviation de la capacité de l'énergie par le système LRB (de roulements de caoutchouc plomb) est enregistrée.

Djellouli.L [34] son travail de recherche compte sur la modélisation d'un dispositif de dissipation d'énergie de type visqueux fluide linéaire comme système de protection parasismique, afin de contrôler la réponse dynamique des structures durant les mouvements sismiques. Le programme numérique utilisé pour la modélisation et l'analyse des structures est l'ETABS.

Pour montrer l'effet du dissipateur d'énergie sur les réponses des structures, des études comparatives ont été effectuées sur trois structures de cinq, de dix et de vingt niveaux avec et sans dissipateur d'énergie muni d'un amortissement supplémentaire de 15%, 20% et 30%. Les trois structures ont été étudiées sous l'effet des composantes du séisme d'El Centro (Impérial Valley) (1979) enregistrées par la station Array avec des accélérations maximales, $PGA=0.376g$ et $PGA=0.436g$ respectivement. Et les composantes du séisme de Loma Prieta (1989) enregistrées par la station Hollister avec une accélération maximale $PGA=0.369g$ et $PGA=0.178g$ respectivement. Ces composantes sont appliquées dans le sens X et le sens Y

Chapitre I : Etude bibliographique

respectivement. D'après les résultats des analyses numériques ; il conclut que l'addition des amortisseurs supplémentaires à fluide visqueux réduit d'une manière significative la réponse de la structure en termes de déplacement, de vitesse, d'accélération et d'effort tranchant. Ces dissipateurs sont plus efficaces pour les structures flexibles qui sont soumises aux excitations fortes. Ainsi, l'emplacement des dissipateurs est un facteur très important pour réduire la réponse sismique des structures.

Benayad. k [9] a introduit une recherche théorique et expérimentale pour étudier le comportement dynamique des ouvrages sur les isolateurs de base. L'étude menée consistait à faire une comparaison sur un bâtiment administratif de quatre étages avec et sans système d'isolation parasismique à l'aide du programme numérique d'analyse dynamique des structures, le logiciel SAP 2000. Cependant il a utilisé trois systèmes d'isolation : Isolateurs en caoutchouc fretté (NRB), Isolateurs en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) et Isolateurs en pendules glissants(FPS).la structure a été étudiée sous l'effet de deux séismes de différentes intensités, le premier : le séisme de Northridge, le deuxième : le séisme de Loma Prita. Les résultats montrent que la réponse des structures isolées par un seul type d'isolateur, est caractérisée par des avantages et des inconvénients. A ce propos, l'introduction d'une combinaison intelligente des différents types d'isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure d'un bâtiment, est considérée comme la meilleure solution.

Nait Zerrad.I et Benmouna.N [35] ont étudié l'effet des appuis parasismiques dans la réduction des réponses dynamiques des bâtiments et ont déduit les paramètres influant sur le comportement du système combiné (la base et la superstructure). L'étude a permis d'analyser la différence de comportement de la structure métallique avec et sans système d'isolation à la base sous une charge sismique par le code de calculs SAP 2000. Les résultats montrent que l'utilisation des systèmes d'isolation peut générer une réduction qui peut être très significative de la réponse de la structure et que le pendule a friction (FPS) reste mieux adapter pour réduire efficacement les réponses d'un bâtiment métallique soumis aux efforts sismiques.

Hamouche S. [36] ;l'objectif de son travail est la modélisation et l'étude des isolateurs sismiques, ainsi que l'étude de plusieurs structures avec et sans appuis parasismique afin démettre en valeur le rôle de ces derniers dans la réduction de la réponse de ces structures, ainsi cela permet de montrer l'efficacité de l'isolation sismique pour les structures en béton armé, par une comparaison des accélérations des déplacements et des efforts tranchant à la base d'une structure sans isolation avec ceux qu'elle aurait subi si elle a été isolée.

Chapitre I : Etude bibliographique

Le système d'isolation est constitué en 24 appuis en élastomère à amortissement élevé, placés d'une façon concentrique sous chaque poteau, ils sont les dispositifs les plus utilisés généralement, ainsi les nombreuses études ont mesuré leurs propriétés et leurs comportements. La structure isolée se comporte presque comme un corps rigide. De plus une étude numérique a permis de définir un facteur de réduction d'efforts tranchant dû à l'isolation sismique a été effectuée. Les résultats obtenus montrent que les structures dotées de l'isolation sismique permettent de réduire les accélérations et les déplacements inter étage.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une revue bibliographique qui à pour objectif, de voir l'historique de l'isolation sismique à la base. Ainsi on a présenté le concept général des isolateurs à la base et ses différents sous-systèmes. En dotant leurs importances caractéristiques, leurs comportements, leurs avantages et inconvénients ainsi que leurs effets sous l'action sismique. Dans le chapitre qui suit, on va présenter les méthodes de calcul des structures isolées selon le code américain (UBC97) [7].

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Introduction

Le comportement des constructions lors des tremblements de terre, c'est-à-dire leur réponse à l'excitation sismique, dépend d'une part des mouvements du sol et, d'autre part, de leurs propres caractéristiques ; l'accélération, la vitesse et les déplacements de la structure peuvent être déterminés à partir d'une analyse statique et dynamique que nous allons présenter brièvement dans ce chapitre.

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

II.1 Les codes parasismiques

La construction parasismique est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique, elle repose sur des principes spécifiques due à la nature particulière des charges sismiques.

De nombreux pays exposés aux tremblements de terre possèdent un code parasismique applicable aux constructions à risque normal. Toutefois, le niveau d'élaboration des codes est assez variable d'un pays à l'autre. Certains pays dont la France, disposent également de prescriptions techniques destinées à assurer une protection plus poussée d'ouvrage à risque spécial. Le premier code parasismique a été publié au début des années vingt au japon, pays à forte sismicité.

En Algérie, la dernière version du règlement parasismique Algérien est le RPA 99 version 2003[28], qui expose les principes généraux de conception et de calcul pour l'étude des ouvrages vis-à-vis des séismes. Ainsi, le code ne fournit aucune note sur le calcul des bâtiments à bases isolées. C'est la raison pour laquelle qu'on doit faire recours à d'autres règlements mondiaux pour régir les calculs sur les structures isolées, et pour cela on a choisi le code américain UBC-97, qui est le plus utilisé au monde.

Le code UBC97 (the Uniform Building Code) [7] prescrit que le système d'isolation doit être stable pour le déplacement requis, et que ses propriétés ne doivent pas se dégrader pas sous le chargement cyclique répété. Le concept du code est de contrôler les dommages causés à la structure et de son contenu en prenant comme avantage le fait que l'isolation sismique permet une réponse élastique dans la structure.

II.2 Les niveaux d'intensité du mouvement sismique

Le code UBC-97 adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

- **Le tremblement de terre de conception DBE**

Le tremblement de terre de conception DBE (Design Basis Earthquake) est un terme utilisé principalement pour les bâtiments et pour concevoir le système d'isolation. Et ou le niveau du séisme a une probabilité de 10% pour être excédé en une période de 50 ans. La période de retour dans les codes de construction est généralement de 475 ans mais dans les nouveaux codes de construction aux états unis américaine (USA) et au canada la période de retour de référence est de 2500 ans [24].

- **Les tremblements de terre maximums MCE**

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Les tremblements de terre maximums MCE (Maximum Capable Earthquake) correspondent au niveau maximum de séisme qui peut être envisagé sur un site où se trouve la structure. Le MCE a une probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans avec une période de retour de 10 000 ans pour les zones de sismicités faible à modérée sismicités. Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation [24]. Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivant ; intensité épiscoptrale, profondeur focale, distance épiscoptrale et sismicité induite par le site.

II.3 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées

Toutes les méthodes d'analyse d'une structure à base fixe permettent le calcul des forces sismiques d'une structure isolée mais avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Pour cela, on a adopté les recommandations du code Américain UBC 97. Les structures isolées à la base peuvent être analysées suivant trois approches différentes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

II.3.1 La méthode statique équivalente

Permet de déterminer une force latérale totale V , s'exerçant sur la construction.

1) Elle peut être la seule méthode de conception utilisée pour les structures satisfaisant les conditions suivantes préconisées par le code UBC97:

- La structure est située au moins 10 kilomètres de tous les failles actives.
- La structure est située sur des profils de sol de type :
 - SA (Très rocheux),
 - SB (Rocheux),
 - SC (Sol très dense et roche molle) ou SD (Profil de sol raide).
- La structure au-dessus de l'interface d'isolation est égale ou inférieure à quatre étages, ou 65 pieds (19,8 m), en hauteur.
- La période effective maximale du système d'isolation T_M est égale à, ou moins de 3 secondes.

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

-La période effective de conception du système d'isolation T_D est plus grande de trois fois que la période de la structure à base fixe.

- La structure au-dessus du système d'isolation est de configuration régulière en plan et en élévation.

2) Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est plus grande qu'un tiers de la rigidité effective à 20% du déplacement de conception.

- Le système d'isolation est capable de produire une force de reconstitution.

- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

A. Calcul des rigidités effectives des systèmes d'isolation

C'est le rapport entre les valeurs des forces horizontales total minimal et maximal transmis au niveau de l'interface d'isolation, lorsque les déplacements de calcul minimal et maximal se reproduits dans la même direction, et la valeur absolue de ces déplacements de calcul.

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-dessous (figure II.1), elles sont obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype.

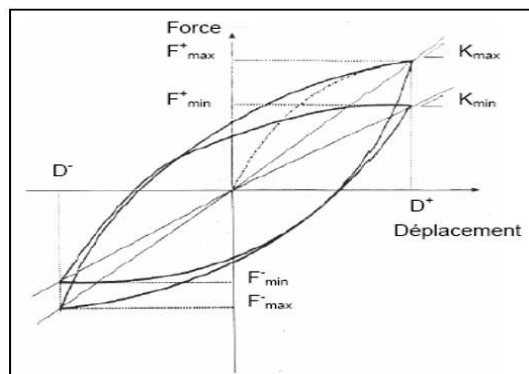


Figure II.1 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.[9]

- $F_D^+, F_D^-, F_M^+, F_M^-, D_M^+, D_M^-, D_D^+, D_D^-$: sont respectivement les forces et les déplacements maximaux ou minimaux correspond aux niveaux de la réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototype employés dans les essais sous chargements cycliques.
- Ces rigidités sont données par les équations suivantes :

$$\triangleright K_{D \text{ eff}} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad \text{[II.1]}$$

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

$$\triangleright \mathbf{K}_{M \text{ eff}} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad [\text{II.2}]$$

- $\mathbf{K}_{D \text{ eff}}$: rigidité effective du système d'isolation au déplacement nominal dans la direction horizontale considérée.
- $\mathbf{K}_{M \text{ eff}}$: rigidité effective du système d'isolation au déplacement maximal dans la direction horizontale considérée.

B) Calcul des déplacements

Les bâtiments sur appuis parasismique se comportent comme un solide indéformable, posé sur un lit souple dans les directions horizontales et extrêmement raide dans le sens vertical. Les mouvements de ce solide sous l'action des composantes horizontal de l'excitation, correspondant aux trois degrés de liberté possible pour un plan horizontal (translation parallèle aux deux axes et rotation de torsion autour d'un axe vertical) [03].

1) Déplacements de calcul (à la base du système d'isolation)

Il y'a deux déplacement à calculer qui correspondent aux niveaux DBE et MCE respectivement, déplacements horizontal minimal et maximal du centre de rigidité effectifs entre le sommet de l'infrastructure et la base de la superstructure, ils se produisent sous l'effet de l'action sismique, qui agissent dans la direction de chacun des principaux axes horizontaux de la structure. Ils sont définis respectivement par les formules (58-1) et (58-3) donnés par (le code UBC-97) [7].

$$\triangleright D_D = [(g/4\pi^2) \cdot C_{VD} \cdot T_D] / B_D \quad [\text{II.3}]$$

$$\triangleright D_M = [(g/4\pi^2) \cdot C_{VM} \cdot T_M] / B_M \quad [\text{II.4}]$$

- D_D : déplacement minimal au centre de rigidité du système d'isolement dans la direction considérée.
- D_M : déplacement maximal au centre de rigidité du système d'isolement dans la direction considérée.
- g : Accélération de la pesanteur.
- C_{VD} : coefficient sismique, est en fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol ; donné par l'UBC 97 (tableau 16-R), et représenté comme suit :

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Tableau II. 1: Coefficient sismique CVD.

Type de profil de sol	Facteur de la zone sismique, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N_V
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N_V
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N_V
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N_V
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N_V

Les profils de sols de S_A à S_E sont basées sur la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, (voir figure II-2 ou UBC-97, tableau 16-J). Cette vitesse varie de moins de 180 m / s pour les sols mous (S_E), et plus de 1500 m / s pour les sols durs (S_A) [8].

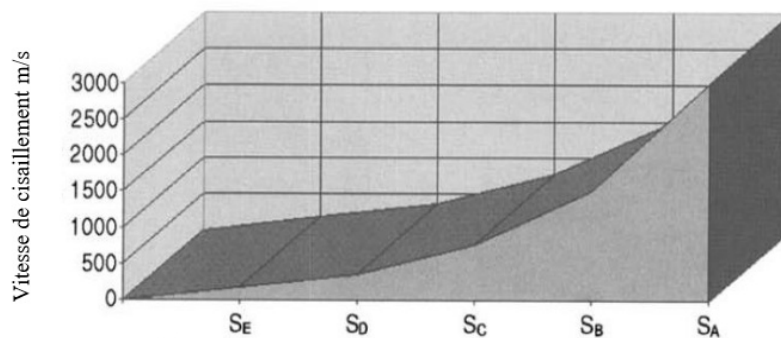


Figure II-2 : Catégorie de type du sol de l'UBC 97 [8]

- **Z** : Facteur de la zone sismique ; est un facteur de chaque territoire national dont les limites sont déterminées en fonction d'aléa sismique l'UBC 97 (tableau 16.I) [7], et représenté comme suit :

Tableau II. 2: Coefficient de la zone sismique Z.

ZONE	I	2a	2b	III	IV
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

- C_{VM} : Coefficient sismique, est fonction du type de profil de sol et de l'intensité maximum capable du tremblement de terre. Donné par l'UBC 97 (tableau A-16-G), représenté comme suit :

$$\triangleright C_{VM} = M_M \cdot Z \cdot N_V \quad [II.5]$$

Tableau II. 3: Coefficient sismique CVM.

Type de profil de sol	Intensité de tremblement de terre maximum capable $M_M Z N_V$				
	$M_M Z N_V = 0.075$	$M_M Z N_V = 0.15$	$M_M Z N_V = 0.20$	$M_M Z N_V = 0.30$	$M_M Z N_V = 0.40$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8 M_M Z N_V$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0 M_M Z N_V$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4 M_M Z N_V$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6 M_M Z N_V$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4 M_M Z N_V$

Les failles sismiques sont regroupées en trois catégories en fonction de la gravité de la magnitude de l'activité sismique (M) et le taux de glissement sismique moyens (S_R), et peut être représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 4: type de la faille sismique.

Type de failles sismiques	M	S_R
A : Failles capables de produire de grandes magnitude et ont un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7.0$	$S_R \geq 7.0$
B : Tout autre type de faille hors A et C	$M \geq 7.0$	$S_R < 5$
	$M < 7.0$	$S_R > 2$
	$M \geq 7.0$	$S_R < 2$
C : Failles capables de produire des magnitudes modérées avec un taux relativement faible de l'activité sismique	$M < 6.5$	$S_R \leq 2$

- N_V : Facteur proche de la source utilisé dans la détermination des coefficients sismique C_{VD} et C_{VM} liés à la fois à la proximité du bâtiment ou de la structure par rapport aux

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

défauts connus avec des amplitudes et des taux de glissement indiqués par l'UBC 97 dans (le tableau 16-T), représenté comme suit :

Tableau II. 5: Facteur dépendant de la proximité de la faille NV.

Type de la faille sismique	Proximité de la faille active			
	$\leq 2\text{Km}$	5Km	10Km	≥ 15
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

- M_M : Coefficient numérique lié à la réponse sismique à capacité maximale MCE (Maximum Capable Earthquake), comme indiqué par l'UBC 97 dans (le tableau A-16-D). Il est basé sur les caractéristiques de secousse au cas d'un séisme modéré DBE (Design Basis Earthquake).

Tableau II. 6: Coefficient de la réponse sismique à capacité maximale M_M

Intensité de tremblement de terre de conception	$Z.N_V$	Coefficient de réponse au séisme capable maximal M_M
0.075		2.67
0.15		2.0
0.20		1.75
0.30		1.50
0.40		1.25
≥ 0.50		1.20

- B_D et B_M : sont respectivement des coefficients numériques liés à l'amortissement effectif du système d'isolement au déplacement nominal, et maximal β_D , β_M comme indiqué par l'UBC 97 dans (le tableau A-16-C), représenté comme suit :

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Tableau II. 7: Coefficient numérique lié à l'amortissement effectif du système d'isolation

Amortissement effective β_D ou β_M	Le facteur B_D ou B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

- β_D et β_M : Sont respectivement l'amortissement minimal et maximal correspondant à l'énergie minimale et maximale, dissipé par le système d'isolation lors du déplacement cyclique aux déplacements de calcul minimal et maximal. Et, ou leurs expressions sont comme suite :

$$\triangleright \beta_D = 1 / 2\pi \left[\sum E_D / K_{Dmax} \cdot D_D^2 \right] \quad \text{[II.6]}$$

$$\triangleright \beta_M = 1/2\pi \left[\sum E_M / K_{Mmax} \cdot D_M^2 \right] \quad \text{[II.7]}$$

- ΣE_D : Energie totale dissipée, en kip-pouces (kN-mm), de toutes les unités du système d'isolation pendant un cycle complet de réponse au déplacement nominal, D_D .
- ΣE_M : Energie totale dissipée, en kip-pouces (kN-mm), de toutes les unités du système d'isolation pendant un cycle complet de réponse au déplacement maximal, D_M .
- T_D, T_M : Sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et ils sont déterminées comme suit selon les formules (58.2 et 58.4 de l'UBC-97) [7] :

$$\triangleright T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{Dmin}}} \quad \text{[II.8]}$$

$$\triangleright T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{Mmin}}} \quad \text{[II.9]}$$

Avec:

- W : Poids total de la structure.

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

- Les rigidités K_{Dmin} , et K_{Dmax} : sont respectivement les valeurs minimales de K_{Deff} correspondant au déplacement de calcul minimal et maximal D_D et D_M , qui sont définis par la formule (65.3) et (65.4) de l'UBC 97 ((2.10) et (2.11) ci-dessous).

$$\triangleright K_{Dmin} = \frac{\sum |F_{Dmin}^+| + \sum |F_{Dmin}^-|}{2D_D} \quad [\text{II.10}]$$

$$\triangleright K_{Mmin} = \frac{\sum |F_{Mmin}^+| + \sum |F_{Mmin}^-|}{2D_M} \quad [\text{II.11}]$$

Avec :

- W : Poids total de la structure.
- Les valeurs minimales des rigidités effectives (K_{Deff} , K_{Meff}) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement.

2) Déplacement de calcul totale (pour une unité d'isolation)

Le déplacement de conception obtenu à partir des équations [II.1] et [II.2] ne représente pas le mouvement maximal du système d'isolation puisqu'il explique seulement le déplacement au centre de rigidité du système d'isolation. En fait, un déplacement supplémentaire existe dû à l'excentricité, en (mm). Ainsi, ces deux parties de déplacements forment le mouvement maximal du système d'isolation qui s'appelle le déplacement de calcul totale.

Par conséquent des éléments du système d'isolation doivent inclure le déplacement supplémentaire dû à la torsion réelle et accidentelle (entraîné par la variation temporaire (personnes, machines, matériaux stockés) qui sont généralement limités dans le cas des bâtiments bien conçus calculée en tenant compte de la répartition spatiale de la rigidité latérale du système d'isolation, et le plus désavantageux emplacement de l'excentricité de masse.

Il y a deux autres déplacements à calculer c'est le déplacement de calcul totale minimal D_{DT} et maximal D_{MT} à l'emplacement d'une unité d'isolation dans une direction principal, comprenant le déplacement dû aux déplacements de calcul minimal D_D et maximal D_M et celui dû à la rotation de torsion autour d'un axe vertical. Ils sont donné par les formules : (58-5) et (58-6) de l'UBC 97 [7].

$$\triangleright D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad [\text{II.12}]$$

$$\triangleright D_{TD} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad [\text{II.13}]$$

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

- e : excentricité réelle, en (mm), mesurée en plan entre le centre de masse de la structure au-dessus de l'interface d'isolement et le centre de rigidité du système d'isolement, plus excentricité accidentelle, en (mm), prise comme 5 pourcentage de la dimension maximale du bâtiment perpendiculaire à la direction de la force considérée.
- d : la dimension en plan la plus longue de la structure, en (mm).
- b : la dimension en plan la plus courte de la structure, en (mm), mesurée perpendiculairement à d .
- y : la distance, en (mm), entre le centre de rigidité du système d'isolement et l'élément d'intérêt, mesurée perpendiculairement à la direction de la charge sismique considérée

Les déplacements D_{DT} et D_{MT} peuvent être considérés comme inférieurs à la valeur prescrite par les formules [II.1] et [II.2], mais pas moins de 1,1 fois D_D et 1,1 fois D_M , respectivement, à condition que le système d'isolation soit montré par calcul comme étant configuré pour résister à la torsion.

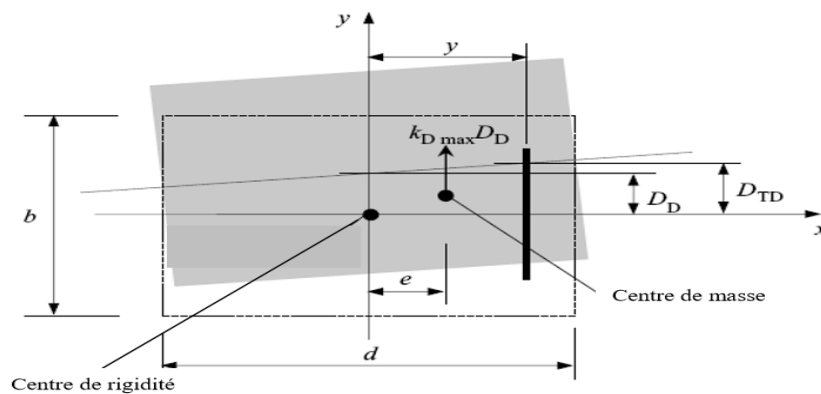


Figure II.3 : Dimension en plan pour la détermination du déplacement total D_{TD} et D_{TM} [11].

Note :

Il est fortement souhaitable de choisir un plan régulier en plan qui supprime pratiquement les possibilités de torsion ; sinon les appuis situés en bordure d'un bâtiment sont nettement sollicités en cisaillement que les appuis centraux. C'est-à-dire le centre de rigidité et le centre de gravité se coïncident en même point.

C)- Calcul de l'effort sismique

1. Force latérale minimale V_b

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Le système d'isolation ainsi que les éléments structuraux au-dessus de l'interface d'isolation doivent être conçus pour résister à la force sismique calculée V_b en utilisant la formule (58.7) de l'UBC97 :

$$\triangleright V_b = K_{D \max} \cdot D_D \quad [\text{II.14}]$$

2. Force de cisaillement minimal V_s

La structure au-dessus de l'interface d'isolation doit être conçue et construite pour résister à une force V_s , en utilisant la formule (58.8) de l'UBC 97 :

$$\triangleright V_s = (K_{D \max} \cdot D_D) / R_I \quad [\text{II.15}]$$

- $K_{D \max}$: rigidité effective maximale, en (kN / mm), du système d'isolation au déplacement nominal dans la direction horizontale considérée.
- R_I : coefficient numérique lié au type de système de résistance latérale au-dessus du système d'isolement (facteur de réduction de force de conception (facteur de ductilité) qui s'étalant de 1.4 à 2.0, selon le tableau (A-16-E) de l'UBC 97.

3 Répartition verticale de la force sismique

La force totale doit être répartie sur la hauteur de la structure au-dessus de l'interface d'isolement selon la formule (58-9) de l'UBC 97 [7] :

$$\triangleright F_x = V_s [(h_x \cdot w_x) / \sum_{i=1}^N W_i h_i] \quad [\text{II.16}]$$

Avec :

- V_s : La force latérale totale au-dessus du système d'isolation.
- w_x : Poids du niveau x .
- h_x : Hauteur du niveau x .
- w_i : Poids du niveau i .
- h_i : Hauteur du niveau i .

II.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

L'analyse doit être basée sur une représentation appropriée du mouvement du sol qui doit, au minimum, être une représentation ayant une probabilité de 10% d'être dépassée dans 50 ans (DBE (Design Basis Earthquake)). De manière à ce qu'il soit un spectre construit conformément à la forme spectrale (voir Figure 16.3) de l'UBC 97 [7], tout en utilisant les valeurs de C_a et C_v cohérentes avec le site spécifique.

L'analyse du spectre de réponse doit être effectuée en utilisant une valeur d'amortissement modal pour le mode fondamental dans la direction d'intérêt non supérieure à l'amortissement effectif du système d'isolation ou 30% de la valeur critique (0.05).

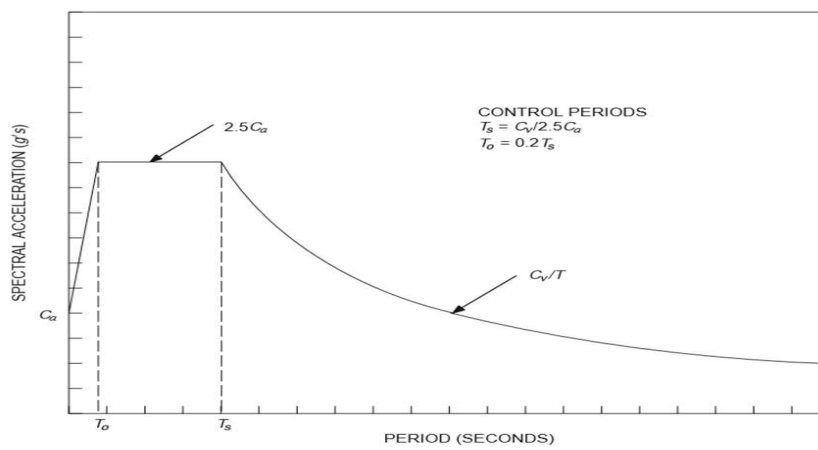


Figure II.4 : Conception des spectres de réponse.

1. Calcul des déplacements :

Le déplacement de conception total et le déplacement maximum total du système d'isolation ne doivent pas être pris inférieurs à 90% de D_{TD} et inférieurs à 80% de D_{TM} respectivement.

Le déplacement minimum total de conception D_{TD} pour le système d'isolation peut être réduit à moins de 90% de celui donné par la formule statique, et le déplacement total maximum D_{TM} peut être réduit à moins de 80% du résultat de la formule statique.

Les D_{TD} et D_{TM} sont calculés à partir de D_D et D_M par l'utilisation de multiplicateurs, et le code permet une réduction supplémentaire en remplaçant D_D et D_M dans les formules statique par D'_D et D'_M [7], [8].

$$\triangleright D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad \text{[II-18]}$$

$$\triangleright D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad \text{[II-19]}$$

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Avec : T étant la période élastique de la superstructure encastrée.

2. Déplacements inter étages

Les déplacements inter-étages correspondants à la force latérale, en tenant compte du déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation, sont donnés comme suit [14] :

- Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculée par la méthode spectrale ne doivent pas dépasser $0.015hx$.
- Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculée par accélérogramme, en considérant les caractéristiques de la courbe force-déplacement des éléments non linéaires du système, ne doivent pas dépasser $0.02hx$.

3. Calcul des forces latérales

- Pour le système d'isolation la force sismique ne doit pas être prise supérieure à 80% de V_s et pas inférieure à 60% de V_s dans le cas d'une analyse par accélérogramme.
- Pour une forme irrégulière, la force ne doit pas être prise inférieure à V_s et pas inférieure à 80% de V_s dans le cas d'une analyse par accélérogramme [7].

II.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées ; elle nécessite un ou plusieurs accélérogramme ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure. Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme dans les cas suivants :

1. La structure située sur un site de classe E (sols meuble ; mouvement de longue période) ou F (sols sujets aux problèmes de liquéfaction).
2. La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse).
3. La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées ces conditions sont :

- Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.
- Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
- Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
- Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
- Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.
- Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas au dessous de 1,3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0,5 T_D$ à $1,25 T_M$ où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
- Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de réponse.
- Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistré devraient être choisies et employées.
- Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
- Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.

a)- Les déplacements

- Déplacement total

Chapitre II : Méthode de calcul des structures isolées

- Le déplacement total de la conception **DTD**

$$\triangleright \text{DTD} = D_D \left[1 + y \frac{12.e}{b^2+d^2} \right] \geq 0.9 D_D .$$

- Le déplacement total maximum **DTM**

$$\triangleright \text{DTM} = D_M \left[1 + y \frac{12.e}{b^2+d^2} \right] \geq 0.8 D_M .$$

b)- Les forces sismiques

- La force sismique pour le système d'isolation ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b .
- La force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de V_s et pas inférieure à 60% de V_s si la superstructure, est régulière en plan et en élévation.

c)- Les déplacements inter étages

Le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système de l'isolation calculé par cette méthode ne dépassera pas la limite du rapport : $\frac{0.02}{R_I}$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les procédures essentielles d'UBC 1997, cette étude nous aide à mieux comprendre les méthodes de calcul des structures isolées. Par la suite, on va présenter le fonctionnement et méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques.

Introduction

Le rôle principal des appuis parasismiques est de dissiper l'essentiel de l'énergie de déformation transmise par le séisme à la structure, de manière à rendre son comportement presque comme un corps rigide. Pour cela, le dimensionnement des appuis devrait être plus crédible pour que l'estimation de leur attitude soit bien déterminée. L'isolation sismique est fondée sur le principe de souplesse horizontale, lui permettant ainsi de découpler le mouvement de la structure à celui du sol afin de réduire les forces qui lui sont transmises, ce qui la différencie complètement de la méthode classique qui a plutôt tendance à augmenter la rigidité structurelle.

Ce chapitre est divisé en deux parties ; la première partie concerne le fonctionnement et les équations mathématiques et analytiques des appuis parasismiques qui nous permettant de mieux comprendre l'analyse dynamique du système combiné (structure - isolateur). Tandis que la deuxième partie est dédiée aux méthodes d'analyse et de dimensionnement de ces appuis selon le code américain UBC97 [7], nous permettant ainsi d'utiliser une démarche de prédimensionnement et de vérification des appareils d'appuis pour notre structure étudiée.

Partie I

Le fonctionnement des appuis parasismiques

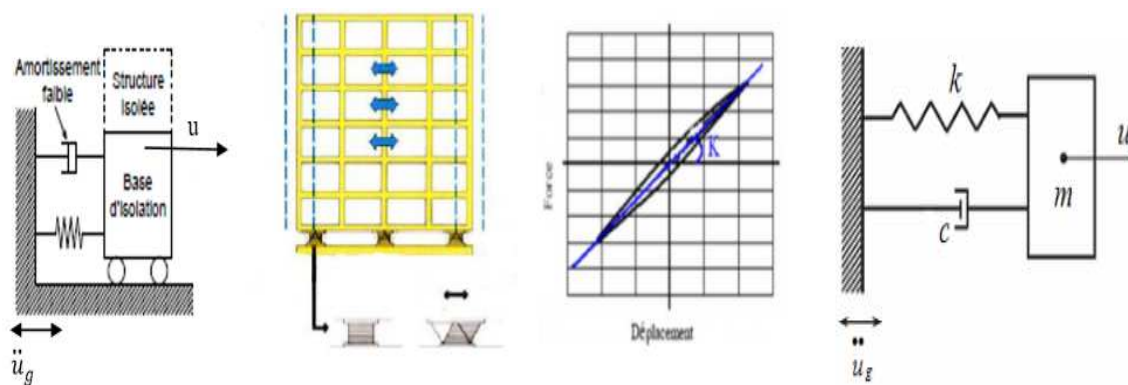
Dans cette partie, on va convertir le principe de fonctionnement des appareils d'appui en un modèle mathématique et mécanique afin d'écrire les équations de mouvement. Ceci en vue d'analyser le comportement du système (l'isolation + superstructure).

III.1 Appuis à déformation

On définit les équations de mouvements des appuis parasismiques à déformation définis au (chapitre I). Il s'agit du LDRB (Low Damping Rubber Bearing) et le LRB (Low Rubber Bearing).

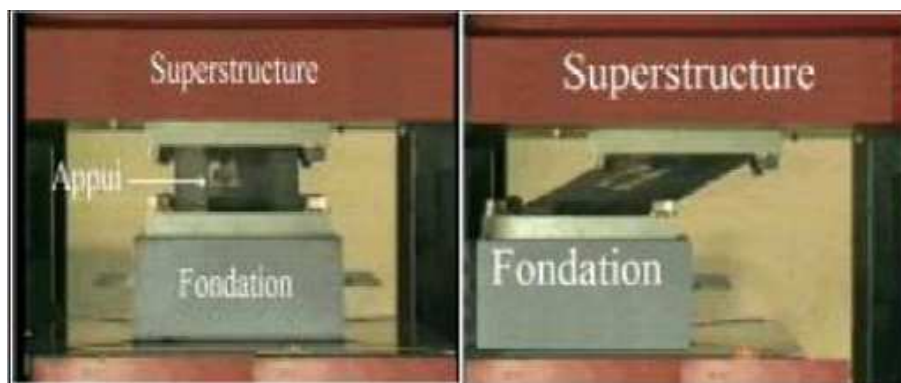
III.1.1 Appuis en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB

Un élastomère fretté a un comportement quasi parfaitement linéaire-élastique, tel qu'illustré sur la Figure. III.1 (c), et présente un taux d'amortissement très bas, soit de l'ordre de 5% de l'amortissement critique. C'est pourquoi cet isolateur est souvent jumelé avec un amortisseur. Pour contrer le manque de capacité de dissipation d'énergie des élastomères frettés, les deux autres types d'isolateurs en élastomère ont été développés.



a)- Modèle mathématique b)-réalisation c)-loi de comportement d)- modèle mécanique

Figure III.1 : Principe et fonctionnement de LDRB.[11]



a) Hors séisme b) sous le séisme

Figure III.2 : fonctionnement de l'isolateur LDRB sous le séisme [11]

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la figure III.1 (d). L'équation du mouvement est donnée comme suite :

$$\text{➤ } m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{[III.1]}$$

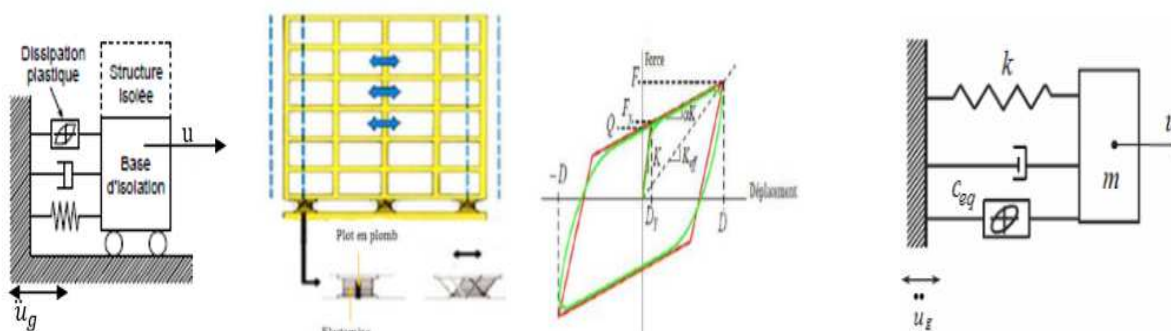
$$\text{➤ } m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad \rightarrow \quad \ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g \quad \text{[III.2]}$$

Où :

- m: La masse de la superstructure.
- ξ : coefficient d'amortissement.
- ω : pulsation propre.
- \ddot{u}_g : L'accélération du sol.

III.1.2 Appuis en élastomère à fort amortissement en barreau de plomb LRB

Le plomb a un comportement quasi parfaitement élasto-plastique, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux donne une courbe d'hystérésis élasto-plastique quasi parfaite, telle qu'illustré sur la Figure III.3 (c).



a)-Modèle mathématique b)-réalisation c)- loi de comportement d)-modèle mécanique

Figure III.3 : Principe et fonctionnement de LRB.[11]

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la figure. III.3 (d).L'équation du mouvement est donnée comme suite :

$$\text{➤ } m\ddot{u} + c_{eq} \dot{u} + k_{eff} u = - m.\ddot{u} \quad [III.3]$$

La rigidité effective k_{eff} du système d'isolation donnée par la formule suivante :

$$\text{➤ } K_{eff} = \frac{F^+ + F^-}{D^+ - D^-} \quad [III.4]$$

Le coefficient c_{eq} d'amortissement équivalent, défini par :

$$\text{➤ } c_{eq} = 2\xi_{eq} \sqrt{mk_{eff}} \quad [III.5]$$

$$\text{➤ } 2\xi_{eq} = \left[\left(\frac{\Delta E}{k_{eff}(D^+ + |D^-|)} \right) \right] \quad [III.6]$$

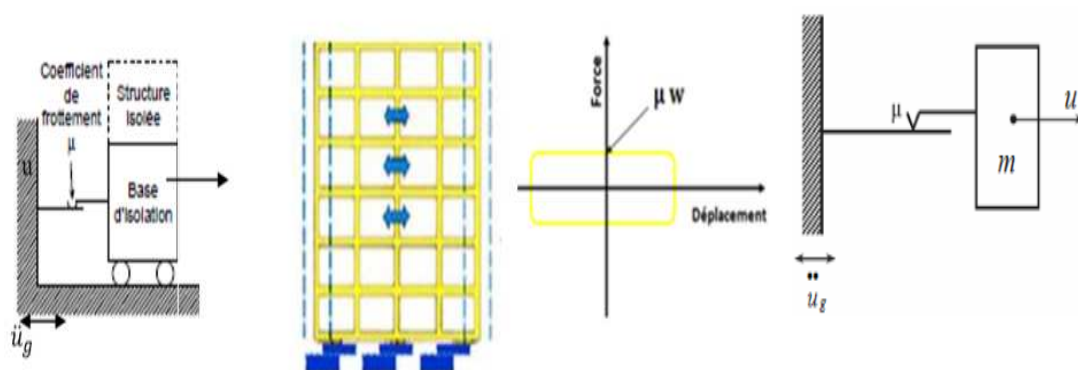
Où :

- ΔE : L'énergie totale dissipée.
- D : Le déplacement de conception.

III.2 Appuis à glissement

Les appuis à glissement qu'on va présenter dans cette section, sont les FP et les FPS (Friction Pendulum System).

III.2.1 Appuis à frottement pur FP



a)- Modèle mathématique b)- réalisation c)- loi de comportement d)- modèle mécanique

Figure III. 4 : Principe et fonctionnement des appuis à frottement (FP).[11]

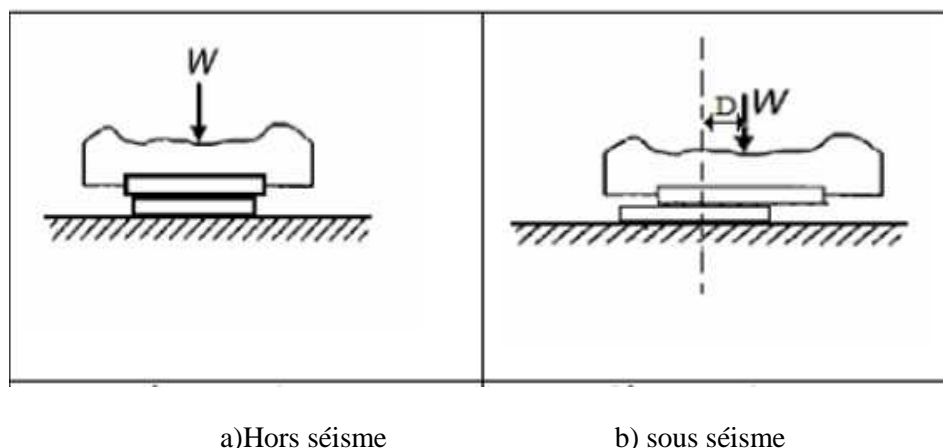


Figure III.5 : fonctionnement de l'isolateur FP sous le séisme [11]

Pendant la phase de glissement, le mouvement est décrit par l'équation suivante :

$$\text{➤ } m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F_f = 0 \quad [\text{III.7}]$$

La force de frottement dans les plaques est donnée par la formule suivante :

$$\text{➤ } F_f = \mu mg \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad [\text{III.8}]$$

L'équation de mouvement du système devient :

$$\text{➤ } m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + \mu mg \operatorname{sgn}(\dot{u}) = 0 \quad [\text{III.9}]$$

$$\text{➤ } \ddot{u} + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{u}) = -\ddot{u}_g \quad [\text{III.10}]$$

Où :

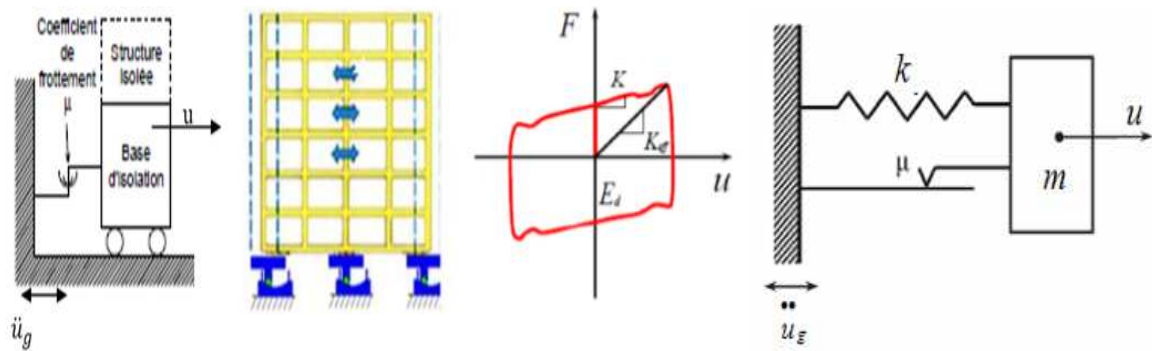
- μ : Le coefficient de frottement.
- g : L'accélération de la pesanteur.
- $\operatorname{sgn}(\dot{u})$: Le signe de la direction de la vitesse tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \dot{u} > 0 \quad \Rightarrow \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = +1 . \\ \text{Si } \dot{u} < 0 \quad \Rightarrow \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = -1 . \\ \text{Si } \dot{u} = 0 \quad \Rightarrow \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = 0 . \end{array} \right.$$

- $\mu g - \ddot{u}_g \geq 0$: Cette relation exprime la condition d'attachement, si cette condition n'est pas vérifiée, il y aura glissement.

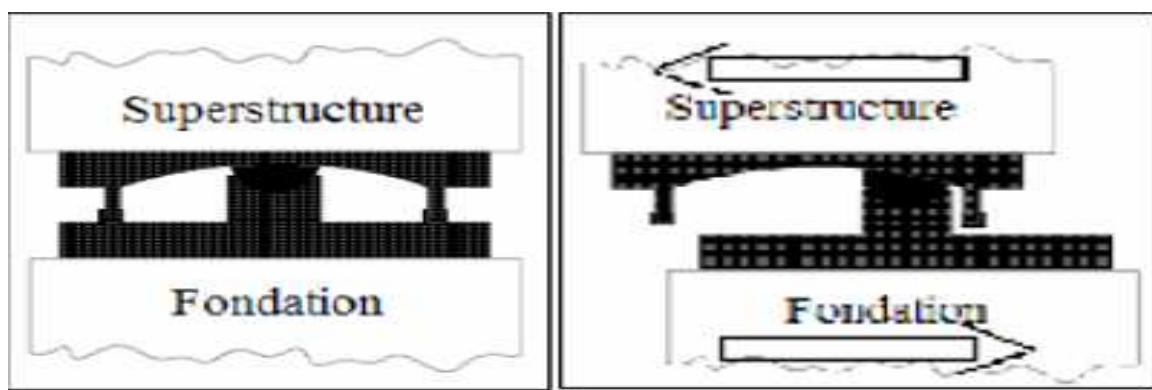
II.2.2 Appuis à en pendules glissants FPS

Le système pendulaire permet de réduire les actions sismiques horizontales en augmentant la flexibilité latérale. Sa loi de comportement se définit par la force de frottement et la force de rappel créée par sa forme concave. Le comportement du système est du type bilinéaire et peut être idéalisé par la figure III.6 (d).



a)-Modèle mathématique b)- réalisation c)- loi de comportement d)- modèle mécanique

Figure III. 6 : Principe et fonctionnement des appuis à pendules glissants (FPS).[11]



a)-hors séisme

b)- sous le séisme

Figure III.7 : fonctionnement de l'isolateur sous le séisme [11]

Ce modèle est caractérisé par une rigidité k qui est proportionnelle au poids de la structure W et au rayon de courbure R . Ainsi par un coefficient de frottement.

La force latérale développée dans ce système est donnée par :

$$\text{➤ } F = \frac{W}{R} u + \mu \cdot w \cdot \frac{\dot{u}}{|\dot{u}|} \quad [\text{III.11}]$$

Où :

- R : rayon de courbure de la surface sphérique.
- W : le poids de la structure.

L'équation de mouvement est :

$$\text{➤ } m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad [\text{III.12}]$$

Soit :

$$\text{➤ } m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + \frac{W}{R} u + \mu \cdot w \cdot \frac{\dot{u}}{|\dot{u}|} = 0 \quad [\text{III.13}]$$

$k = \frac{W}{R}$ est le rapport du poids de la structure sur le rayon de courbure, donc l'équation est :

$$\triangleright \ddot{u} + w_0^2 \cdot u + \mu \cdot w \cdot \frac{\dot{u}}{|u|} = 0. \quad [\text{III.14}]$$

$$\text{Où : } w_0^2 = \frac{g}{R} \quad (w = mg) \quad [\text{III.15}]$$

III.3 Théorie de l'isolation parasismique à la base

Selon les études réalisées par Molinares et Barbade (Bozzo, 1996), la théorie de l'isolation parasismique linéaire [8] peut être utilisée comme un outil efficace pour l'étude des ouvrages avec systèmes d'isolation parasismique, en particulier dans les étapes de pré dimensionnement, puisque cette étude est basée sur des hypothèses permettant de simplifier le problème. Dans le but de la validation de cette théorie linéaire, et pour se faire, par la suite, on a étudié un modèle de bâtiment avec isolateurs parasismiques à comportement linéaire et non linéaire. L'objectif de cette étude est d'obtenir une réponse du système en temps discret avec une sollicitation sismique. Dans la section suivante, nous présentons les équations de la théorie de l'isolation parasismique linéaire.

III.3.1 Mode linéaire

Pour bien comprendre la théorie linéaire, il est utile de faire une analyse d'une structure à un seul niveau reposé sur un système d'isolation (en caoutchouc fretté par exemple). Ce qui fait un modèle à deux degrés de liberté (voir figure III.8) [8].

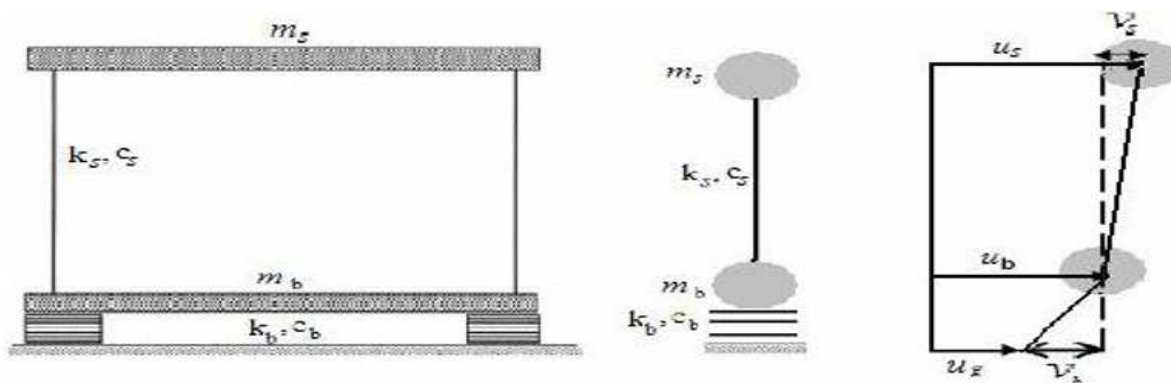


Figure III.8: Paramètres d'une structure à deux degrés de liberté [8]

La raideur et l'amortissement de la structure sont représentés par le modèle mécanique de cette structure est représenté dans la Figure (III.9) :

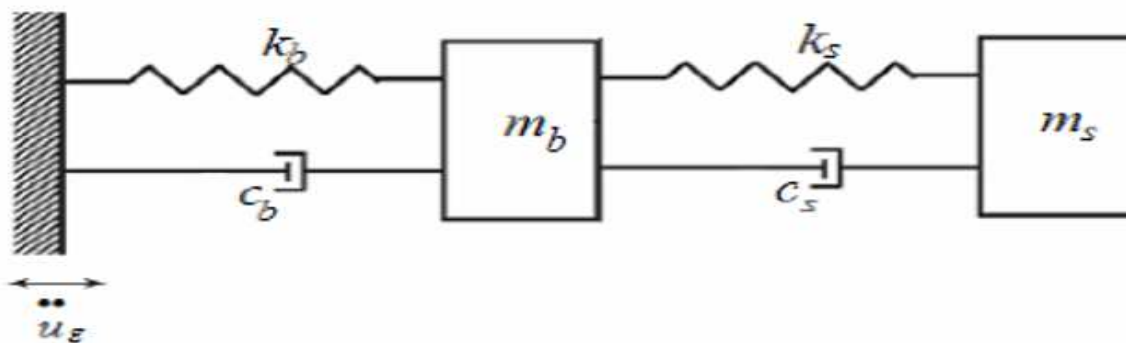


Figure III.9 : Modèle mécanique [8]

- m_b : est la masse de la fondation et m_s est la masse du premier niveau (structure).
- m_s représente la masse de la superstructure du bâtiment.
- La raideur et l'amortissement de la structure sont représentés par k_s, c_s .
- La rigidité et l'amortissement de l'isolateur par k_b, c_b .
- u_s, u_b : Déplacements absolus de m_s et m_b respectivement.
- ϑ_s, ϑ_b : Déplacements relatifs de m_s et m_b respectivement.

Où :

$$\begin{cases} \vartheta_b = u_b - u_g \\ \vartheta_s = u_s - u_b \end{cases} \quad \text{[III.16]}$$

Une fois le modèle structural excité par un séisme, les équations de mouvements en terme déplacement absolus sont :

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s(\dot{u}_s + \dot{u}_b) + k_s(u_s - u_b) = 0 \\ m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b(u_b - u_g) = 0 \end{cases} \quad \text{[III.17]}$$

En terme déplacement relative les équations deviennent :

On a :

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow u_b &= \vartheta_b + u_g \\ \Leftrightarrow u_s &= \vartheta_s + u_b \\ \Leftrightarrow u_s &= \vartheta_s + \vartheta_b + u_g \end{aligned} \quad \text{[III.18]}$$

En remplaçant (III.18) dans (III.17) les équations précédentes deviennent :

$$\Leftrightarrow m_s(\ddot{\vartheta}_s + \ddot{\vartheta}_b + \ddot{u}_g) + c_b(\dot{\vartheta}_s + \dot{\vartheta}_b + \dot{u}_g - \dot{\vartheta}_b - \dot{u}_g) + k_s(\vartheta_s + \vartheta_b + u_g - \vartheta_b - u_g) = 0 \quad \text{[III.19]}$$

$$\Leftrightarrow m_s \ddot{\vartheta}_s + m_s \ddot{\vartheta}_b + c_b \dot{\vartheta}_s + k_s \vartheta_s = -m_s \ddot{u}_g \quad \text{[III.20]}$$

$$\Leftrightarrow m_s(\ddot{\vartheta}_s + \ddot{\vartheta}_b + \ddot{u}_g) + m_b(\ddot{\vartheta}_b + \ddot{u}_g) + c_b(\dot{\vartheta}_b + \dot{u}_g - \dot{u}_g) + k_b(\vartheta_b + u_g - u_g) = 0 \quad \text{[III.21]}$$

$$\Leftrightarrow (m_s + m_b) \ddot{\vartheta}_b + m_s \ddot{\vartheta}_s + c_b \dot{\vartheta}_b + k_b \vartheta_b = - (m_s + m_b) \ddot{u}_g \quad \text{[III.22]}$$

On peut les écrire sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\vartheta}_b \\ \ddot{\vartheta}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\vartheta}_b \\ \dot{\vartheta}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vartheta_b \\ \vartheta_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad \text{[III.23]}$$

Ou sous forme général :

$$[m] \{\ddot{\vartheta}\} + [c] \{\dot{\vartheta}\} + [k] \{\vartheta\} = - [m] \ddot{u}_g \quad \text{[III.24]}$$

avec : $m = m_s + m_b$

• **Calcul des fréquences et des modes propres [38] :**

✓ **Les fréquences :**

Elles sont déterminées par la relation suivante :

$$\det([k] - w_n^2 [m]) = 0 \quad \text{[III.25]}$$

$$\det\left(\begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} - w_n^2 \begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}\right) = 0 \quad \text{[III.26]}$$

$$\Leftrightarrow \begin{vmatrix} k_b + mw_n^2 & m_s w_n^2 \\ m_s w_n^2 & k_s + m_s w_n^2 \end{vmatrix} = 0 \quad \text{[III.27]}$$

$$\Leftrightarrow (k_b + mw_n^2)(k_s + m_s w_n^2) - (m_s w_n^2)^2 = 0 \quad \text{[III.28]}$$

$$\Leftrightarrow (m_s m - m_s^2) w_n^4 + (k_s m + k_b m_s) w_n^2 + k_b k_s = 0 \quad \text{[III.29]}$$

On multiplie (III.29) par $\frac{1}{mm_s}$ on aura :

$$\frac{mm_s - m_s^2}{mm_s} w_n^4 + \frac{k_s m + k_b m_s}{mm_s} w_n^2 + \frac{k_b k_s}{mm_s} = 0 \quad \text{[III.30]}$$

$$\left(1 - \frac{m_s}{m}\right) w_n^4 + \left(\frac{k_s}{m_s} + \frac{k_b}{m}\right) w_n^2 + \frac{k_b k_s}{mm_s} = 0 \quad \text{[III.31]}$$

On pose: $\gamma = \frac{m_s}{m}$, $w_s^2 = \frac{k_s}{m_s}$, $w_b^2 = \frac{k_b}{m}$

$$(1 - \gamma) w_n^4 + (w_s^2 + w_b^2) w_n^2 + w_b^2 w_s^2 = 0 \quad \text{[III.32]}$$

Calculant la solution de cette équation :

On pose :

$$R = w_n^2$$

$$\Leftrightarrow (1 - \gamma)R^2 + (w_s^2 + w_b^2)R + w_b^2 w_s^2 = 0 \quad [\text{III.33}]$$

$$\Delta = (w_s^2 + w_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)w_b^2 w_s^2 \quad [\text{III.34}]$$

$$R_1 = w_1^2 = \frac{(w_s^2 + w_b^2) - \sqrt{(w_s^2 + w_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)w_b^2 w_s^2}}{2(1 - \gamma)} \quad [\text{III.35}]$$

$$R_2 = w_2^2 = \frac{(w_s^2 + w_b^2) + \sqrt{(w_s^2 + w_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)w_b^2 w_s^2}}{2(1 - \gamma)} \quad [\text{III.36}]$$

La plus petite valeur de w_1 et w_2 noté w_b^2 et w_s^2 :

- w_b^2 : représente la fréquence d'isolation translattée.
- w_s^2 : représente la fréquence modifiée de la structure.

On pose : $w_s^2 = \frac{w_b^2}{\varepsilon}$ ou $10^{-1} \leq \varepsilon \leq 10^{-2}$

Tel que : $w_b \ll w_s$

On remplace w_s^2 par $\frac{w_b^2}{\varepsilon}$ dans la première équation on aura après simplification :

$$w_1^2 = w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon)$$

On remplace w_b^2 par w_s^2 dans la deuxième équation on trouve : $w_2^2 = \frac{w_s^2}{(1 - \gamma)} (1 - \gamma \varepsilon)$

✓ **Les modes :**

Ils sont déterminés par l'équation suivant :

$$([k]) - w_n^2 [m] \{\emptyset^n\} = \{0\}$$

- **Mode 1:** $w_1^2 = w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon)$

$$\begin{bmatrix} w_b^2 m - w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) m & -w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) m_s \\ -w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) m_s & w_b^2 m - w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \emptyset_{1.1} \end{Bmatrix} = 0 \quad [\text{III.37}]$$

Après les calculs on trouve :

$$\{\emptyset\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$$

- **Mode 2:** $w_2^2 = \frac{w_s^2}{(1 - \gamma)} (1 + \gamma \varepsilon)$

$$\begin{bmatrix} w_b^2 - \frac{w_s^2}{1-\gamma}(1 + \gamma\varepsilon)m & -\frac{w_s^2}{(1-\gamma)}(1 + \gamma\varepsilon)m_s \\ -\frac{w_s^2}{(1-\gamma)}(1 + \gamma\varepsilon)m_s & w_s^2 m_s - \frac{w_s^2}{1-\gamma}(1 + \gamma\varepsilon)m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \phi_{2.2} \end{Bmatrix} = \mathbf{0} \quad [\text{III.38}]$$

Après les calculs : $\phi_2 = \left(\frac{1}{\frac{1-\varepsilon(1-\gamma)}{\gamma}} \right)$

Schématisation des modes :

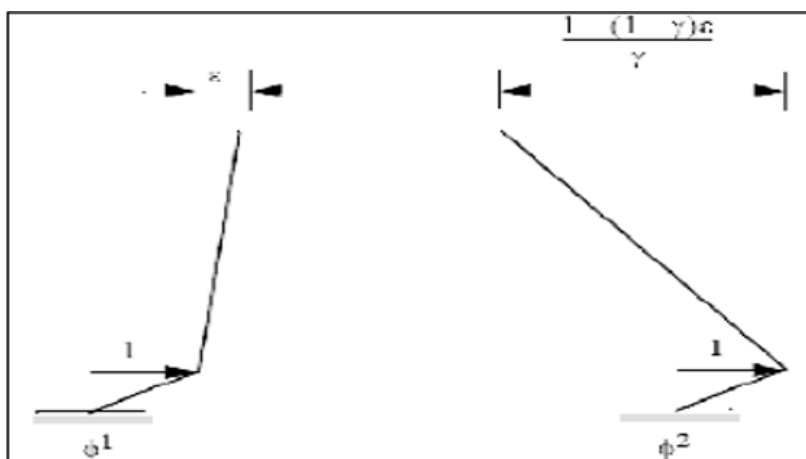


Figure III.10: La forme des modes propres de la structure isolée (2 ddl).[8]

On remarque que la structure est presque rigide dans le premier mode de fait que la fréquence de premier mode à une modification négligeable par rapport à la fréquence du système d'isolation (de fait que ε est d'ordre 10^{-2} $w_1^2 \approx w_b^2$). Par contre le deuxième mode entraîne une déformation dans la structure et le système d'isolation (car la fréquence de la structure est sensiblement augmentée par la présence de la masse de la base).

On utilisant la méthode spectrale modale, on aura les déplacements relatifs ϑ_b, ϑ_s sous forme :

$$\vartheta = \begin{Bmatrix} \vartheta_b \\ \vartheta_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_b^1 & \phi_b^2 \\ \phi_s^1 & \phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} \quad [\text{III.39}]$$

q_1, q_2 : Déplacements correspondants au mode (i) en coordonnées générales principales normal (appelés aussi : coefficients modaux dépendants du temps [39]).

Ils sont donnés par l'intégrale Duhamel :

$$\begin{cases} q_1 = \frac{L_1}{w_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-w_1 \beta_1 \tau} \sin(w_1 \tau) d\tau \\ q_2 = \frac{L_2}{w_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-w_2 \beta_2 \tau} \sin(w_2 \tau) d\tau \end{cases} \quad [\text{III.40}]$$

L_1, L_2 Sont des facteurs de participation du premier et de deuxième mode dans la réponse. Leurs valeurs sont : $L_1 = (1 - \gamma \varepsilon)$ et $L_2 = \gamma \varepsilon$.

Quand la valeur d'une fréquence est plus élevée à celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs isole la structure du mouvement d'un fort séisme. Ce qui montre l'efficacité des systèmes d'isolation, dans notre cas ; on a $a < 1$, est d'ordre 10^{-2} ; le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne une petite déformation dans la structure.

β_1, β_2 Les rapports d'amortissement modaux pour la structure et le système d'isolation, ils sont donnés par :

$$\begin{cases} \beta_1 = \beta_b (1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon) \\ \beta_2 = \frac{1}{\sqrt{(1-\gamma)}} (\beta_s + \gamma \beta_b \varepsilon^{1/2}) \end{cases}$$

Après le calcul d'intégrale on trouve les valeurs maximales du q_1 et q_2 :

$$\begin{cases} |q_1|_{\max} = L_1 \cdot S_D(w_1, \beta_1) \\ |q_2|_{\max} = L_2 \cdot S_D(w_2, \beta_2) \end{cases}$$

$S_D(w, \beta)$: Est le spectre de réponse de déplacement pour le mouvement du sol ($\ddot{u}_g(t)$) à une fréquence w et à un facteur d'amortissement β .

Ainsi les déplacements ϑ_s, ϑ_b maximums sont donnés par :

$$\begin{cases} |\vartheta_s|_{\max} = \varepsilon S_D(w_1, \beta_b) \\ |\vartheta_b|_{\max} = S_D(w_1, \beta_b) \end{cases}$$

Ainsi les forces sismiques F_b, F_s sont données par :

$$F_s = m_s [S_A^2(w_1, \beta_1) + \varepsilon^2 (1-\gamma)^2 (1-2\gamma)^2 S_A^2(w_2, \beta_2)]^{1/2}$$

$$F_b = m_b w_b^2 [(1 - \gamma \varepsilon)^2 \frac{S_A^2(w_1, \beta_1)}{w_1^4} + \gamma \varepsilon^2 \frac{S_A^2(w_2, \beta_2)}{w_2^4}]^{1/2}$$

III.4 Représentation du comportement dynamique de l'isolation parasismique

III.4.1 Modèle linéaire

L'isolation parasismique peut être représentée par un modèle linéaire équivalent caractérisé par la rigidité élastique et l'amortissement visqueux effectif. La rigidité élastique linéaire équivalente pour chaque cycle du chargement est déterminée à partir de la courbe

expérimentalement obtenue en fonction des forces et les déformations de l'isolateur parasismique, et elle est présentée comme suit [16] :

$$\text{➤ } k_{\text{eff}} = \frac{F^+ + F^-}{D^+ - D^-} \quad \text{[III.41]}$$

Où F^+ et F^- sont les forces positives et négatives ainsi D^+ et D^- respectivement sont les déplacements, eff k est la pente des valeurs de chargement et de déchargement de boucle d'hystérésis suivant les indications de la figure III.11 :

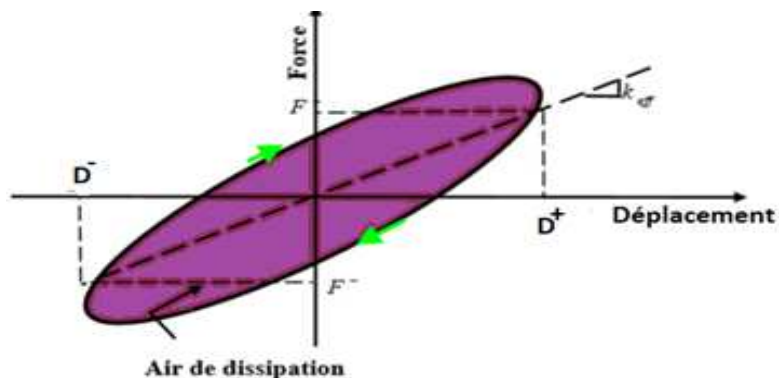


Figure III.11 : relation entre le déplacement et la force modèle linéaire équivalent

La constante d'amortissement visqueuse effective de l'isolation déterminée pour chaque cycle du chargement, est exprimée comme suit :

$$\text{➤ } \beta_{\text{eff}} = \frac{2E_{\text{boucle}}}{[\pi k_{\text{eff}} (|D^+| + |D^-|)^2]} \quad \text{[III.42]}$$

➤ où E_{boucle} est la dissipation d'énergie des cycles du chargement.

III.4.2 Modèles non linéaire

Le comportement dynamique pour un modèle non linéaire peut être représenté par un modèle bilinéaire.

III.4.2.1 Modèle bilinéaires

Le modèle bilinéaire peut être employé pour tous les systèmes d'isolation utilisés dans la pratique. En fait le modèle par hystérésis bilinéaire peut refléter les caractéristiques non linéaires des appuis élastomère et les systèmes de pendulent à friction [8].

Le comportement non linéaire de force-déformation du système d'isolation est modélisé par la boucle d'hystérésis bilinéaire basée sur trois paramètres [8] :

- la rigidité élastique K_1 .
- la rigidité post élastique K_2 .
- la force caractéristique Q , qui est en fonction de la charge de plastification F_Y

La force caractéristique, Q est habituellement employée pour estimer la stabilité du comportement par hystérésis quand l'appui teste plusieurs cycles de chargement. Ces trois paramètres reflètent correctement les propriétés mécaniques des appuis et fournissent des évaluations satisfaisantes du comportement non linéaire d'un appui (voir figure III.12] [8].

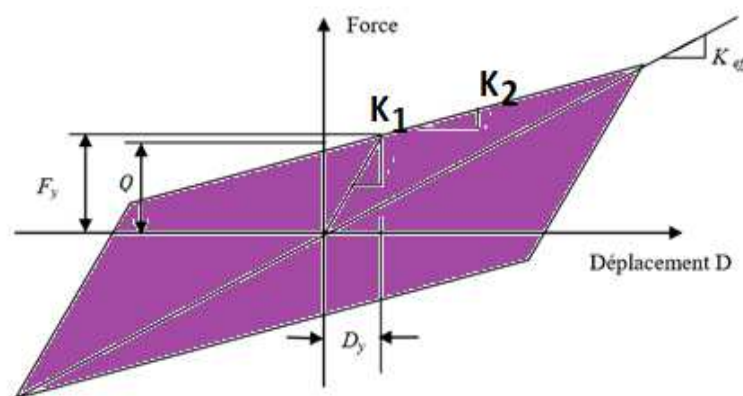


Figure III.12 : Relation déplacement - force de modèle bilinéaire.[8]

La rigidité effective d'un appui, K_{eff} peut être exprimée en termes de rigidité K_2 , et la force caractéristique Q , avec déplacement latéral correspondant D .

Partie 2

Méthode d'analyse et dimensionnement des appuis parasismiques

L'isolation des bâtiments s'effectue au moyen d'appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est beaucoup plus faible de celle de la structure. Ces appareils, appelé appuis parasismique qui constitue une alternative à l'approche classique de la protection des ouvrages contre les séismes, et qui agissent comme un filtre laissant passé que des vibrations de longue période. Dans ce chapitre, nous allons expliquer la démarche de dimensionnement des appuis parasismique.

III.1 Méthodologie

La sécurité des bâtiments isolés à la base par des appuis parasismiques est uniquement une question de calculs et de dimensionnement, par l'ingénieur civil, de la structure porteuse et de l'appareil d'appui. Le dimensionnement de ces isolateurs s'effectue par des formules données par les codes UBC 97 [7], étant donné le règlement parasismique algérien RPA2003 [28] n'inclut pas le calcul des isolateurs sismiques.

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques, nous allons utiliser la conception suivante : [20]

1- Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.

2- Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, température, séisme ...etc. Dans ce qui suit, nous allons exposer la méthode de dimensionnement des appuis en élastomère fretté, ayant un amortissement élevé.

III.1.1 Appuis en élastomère fretté

III.1.1 Dimensionnement

Le type d'isolation sismique qui a été choisi pour notre étude est l'appui en élastomère à amortissement élevée (High-Damping Rubber Systems). Ce système d'appuis est caractérisé par son amortissement élevé due à bonne qualité du caoutchouc utilisée. [25]

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

A. Les caractéristiques géométrique :

1. Déterminer le type de la faille sismique, le type de profil de sol et les coefficients N_V , M_M , C_{VD} et C_{VM} .

2. Choisir la déformation angulaire.
3. Utiliser le code parasismique intégrant le calcul des isolateurs sismiques (pour notre cas c'est l'UBC [7] afin de déterminer la rigidité horizontale effective, Le déplacement de conception D_D , le déplacement maximal D_M et le déplacement total de conception D_{TD} et maximum D_{TM} (déjà définis au 2^{ème} chapitre).
4. Choisir les propriétés matérielles, E (module de Young) et G (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données (voir Tableau III.1).
5. Calculer la hauteur totale du caoutchouc (t_r) par la formule suivante:

$$\triangleright t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \quad [III.1]$$

6. Calculer la surface A de l'appui et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :
 - a. Choisir le facteur de forme S qui devrait vérifier la condition suivante :

$$\triangleright \frac{k_V}{k_H} = \frac{\frac{A}{t_r} + E_c}{\frac{G \cdot A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \text{ pour } S > 10. \quad [III.2]$$

Où :

- k_v : La rigidité verticale effective de l'appui.
- k_h : La rigidité horizontale effective de l'appui.
- E_c : Le module de compression de l'ensemble (caoutchouc-frette).

$$\triangleright E_c = E \cdot (1 + 2 \cdot k \cdot S^2) \quad [III.3]$$

- A : La section transversale (la surface chargée) de l'appui.
- k : Facteur de modification.

$$- S: \text{Facteur de forme} = \frac{A}{A_f} \quad (\text{Voir figure III.13})$$

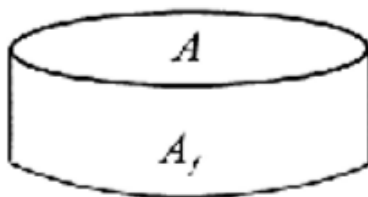


Figure III.13 : La surface chargée et la surface libre.

- A_f : La surface latérale (la surface libre) de l'appui.
- La condition : $\frac{k_v}{k_h} \geq 400$ pour $S > 10$ doit être vérifié afin que l'effet P- δ devient négligeable dans le calcul de k_h :
- Les constantes G, E, k sont reliées à la qualité du caoutchouc (voir Tableau III.1).

Tableau III. 1: Valeurs des constantes G, E, k.

Qualité du caoutchouc IRDH±2	E (N/cm ²)	G(N/cm ²)	K
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.80
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	753	173	0.53
75	940	222	0.52

a. Déterminer la section A_0 de l'appui par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84 \text{ MN/m}^2$$

Où :

- σ_c : La contrainte admissible.
- P_u : La combinaison des charges verticales (G et Q) à l'ELU.

b. Déterminer la section A_1 de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale.

$$\gamma_c = 6S \cdot e_c = 6S \cdot \frac{P_u}{E_c + A_1} \leq \frac{e_b}{3} \quad [\text{III.4}]$$

Où :

- e_b : L'allongement du caoutchouc à la rupture, il est limité à $\frac{e_b}{3}$ par une association américaine.
- e_c : La déformation verticale de compression, elle est donnée par : $e_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_u}{E_c \cdot A}$.
- Δ_c Le déplacement de l'appui dû à la compression.

$$\gamma_{sf} = \frac{K_{eff} + t_r}{G} \quad [\text{III.5}]$$

- Utiliser A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

$A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

- $A_{re} = L.(B - \Delta_s)$: pour un appui rectangulaire.
- $A_{re} = \frac{d^2}{4} . (b - \sin b)$: pour un appui circulaire

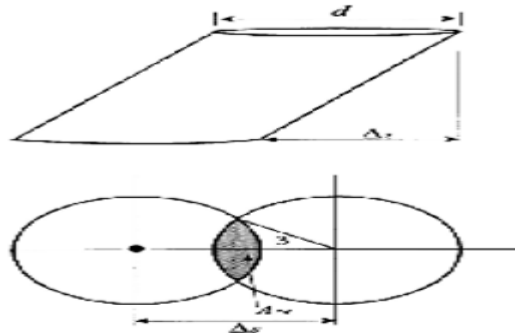


Figure III.14 : La section réduite

Avec : $b = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta_s}{d} \right)$ Où :

- L, B : Les dimensions en plan de l'appui perpendiculaire et parallèle au déplacement respectivement.
 - Δ_s : Le déplacement horizontal de conception de l'appui.
- c. - La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées : A_0 , A_1 et A.
- d. Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée A.

7. Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t et le nombre N des couches de caoutchouc.

a- Utiliser le facteur de forme S et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t :

➤ $S = \frac{(L.B)}{2(L+B).t}$ pour un appui rectangulaire.

➤ $S = \frac{\pi d^2 / 4}{\pi . d . t} = \frac{4}{d . t}$ pour un appui circulaire.

Où :

- L, B : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire ($L \leq B$).
- d : Le diamètre de l'appui circulaire.

b- Utiliser $t_r = N . t$ pour déterminer le nombre N.

8. Calculer l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

$$\text{➤ } t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \cdot P_u}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2mm$$

Où :

- $(t_i + t_{i+1})$: Les épaisseurs des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frette d'acier.
- F_s : $=0.6F_y$
- F_y : La limite d'élasticité des frettes (274.4MN/m²).
-

9. Tous les paramètres déterminés de l'appui doivent vérifier une autre fois les conditions de résistance au cisaillement et de stabilité expliquées ci-après. Si cette vérification n'est pas satisfaite, il faut refaire toutes les étapes de 2 à 8.

A.1 Vérification des conditions de résistance et de stabilité :

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

1- La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u :

$$\text{➤ } G_c = 6 \cdot S \frac{P_u}{E_c \cdot A} \leq \frac{e_b}{3}$$

2- La résistance au flambement :

$$S_c = \frac{P}{A} < S_{cr} = \begin{cases} \frac{\pi \cdot G \cdot S \cdot d}{2\sqrt{2} \cdot t_r} & \text{Pour un appui Circulaire.} \\ \frac{\pi \cdot G \cdot S \cdot L}{\sqrt{6} \cdot t_r} & \text{Pour un appui rectangulaire.} \end{cases}$$

Où :

- S_c : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.
- S_{cr} : La contrainte critique de flambement.

3- La résistance au cisaillement sous séisme :

$$g_{sc} + g_{eq} + g_{sr} \leq 0.75 e_b$$

Tel que :

$$\text{➤ } g_{sc} = 6 \cdot S \frac{P_u}{E_c \cdot A_{re}}$$

$$\text{➤ } g_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

$$\text{➤ } g_{sr} = \frac{12 \cdot D \cdot e}{d^2 + b^2}$$

Où :

- g_{sc} : Le cisaillement dû à la compression.
- P'_u : La force axiale sous la combinaison des charges G, Q et E.
- g_{eq} : Le cisaillement dû au séisme.
- g_{sr} : Le cisaillement dû à la rotation.
- q : L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme.
- e : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).
- d et b : Les dimensions en plan de la structure.

B. Les caractéristiques mécaniques de l'appuis :

Les appuis en élastomère est un système non linéaire qui peut être effectivement idéalisé en termes de courbe bilinéaire de force-déplacement, leurs caractéristiques basées sur les trois paramètres : K_1 , K_2 , et Q représenté sur la figure III.8 [30].

Les formules développées dans le (§ III.3.1) s'appliquent également ici avec quelques équations supplémentaires. la rigidité effective pour un appui en élastomère est donnée par :

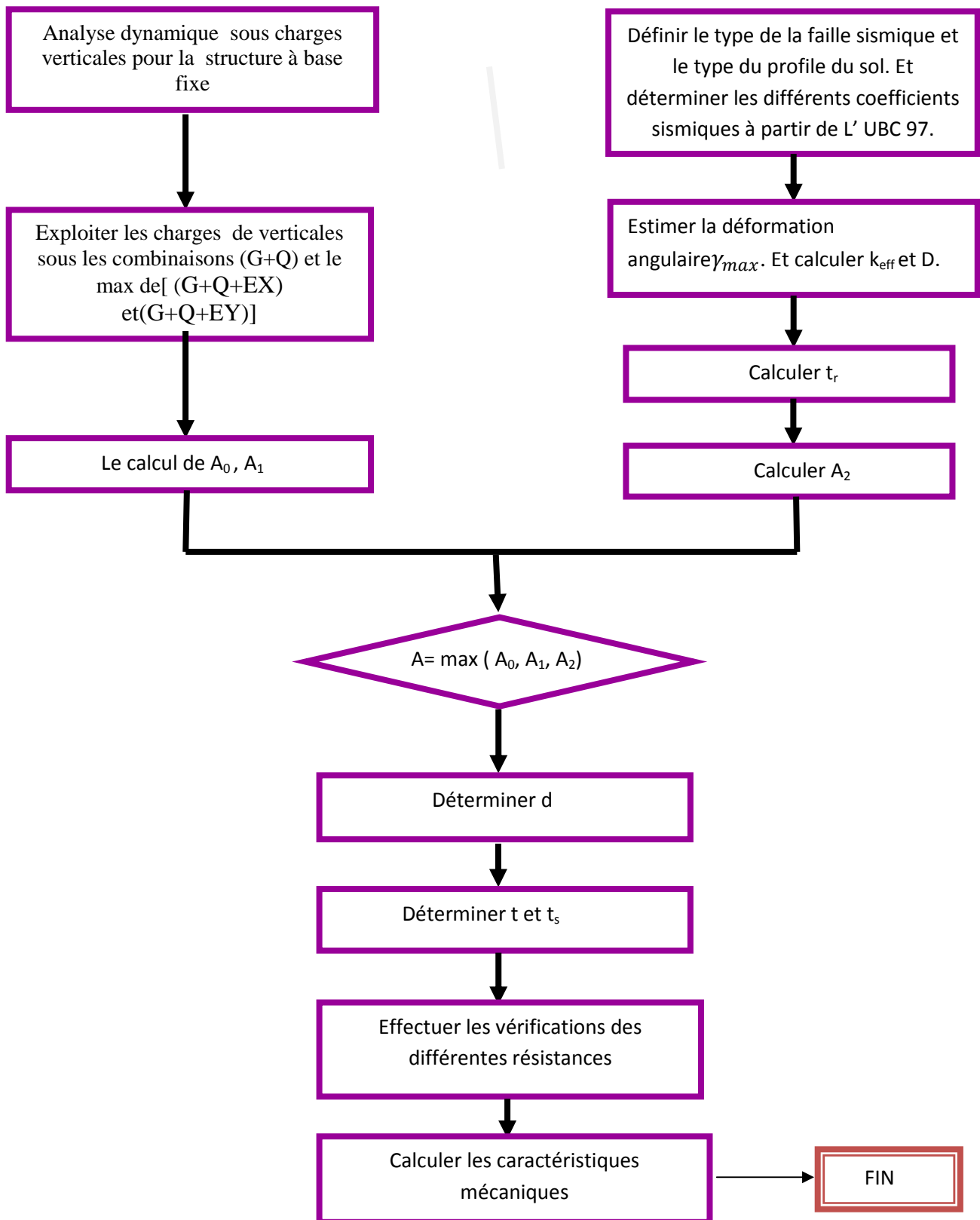
- La rigidité vertical : $K_v = \frac{E_c \cdot A}{t_r}$
- Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC : $EDC = 2\pi \cdot K_{eff} \cdot D_D \cdot \beta$.
- La résistance caractéristique : $Q = \frac{EDC}{4 \cdot D}$.
- La rigidité linéaire : $K_u = \alpha \cdot K_2$
- La rigidité poste élastique K_2 : $K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_D}$.
- La force limite élastique : $F_y = K_1 \cdot D_y$.
- D_y : Déplacement à la plastification donné par la formule suivante : $D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$.

Conclusion

Dans ce chapitre, le système d'isolation sismique est traduit théoriquement par des équations de mouvements, pour les appareils d'appuis et le système isolé (de deux degrés de liberté). Ceci dans le but de comprendre leurs principes de fonctionnements. La méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques a été aussi intégrée.

Par la suite, on va entamer l'étude dynamique par accélérogramme pour une clinique à 6 niveaux sans présence d'appuis parasismiques (à base fixe).

L'organigramme suivant résume la démarche de dimensionnement des appuis en élastomère frété.



Introduction

Le prédimensionnement est considéré comme une étape préliminaire qui doit être bien vérifié pour la stabilité, et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de la structure afin de rester dans la sécurité par rapport aux sollicitations horizontales dues aux séismes, et aux sollicitations verticales dues aux charges permanente et surcharges d'exploitations.

Ce chapitre est divisé en deux parties la première partie est consacrée à la présentation des caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la structure étudiée. Tandis que la deuxième partie est dédiée à la modélisation et l'analyse dynamique par accélérogramme de la structure sans présence du système d'isolations.

Partie I

Présentation de la structure et prédimensionnement

IV. 1 Présentation et description de l'ouvrage

IV.1.1 Les plans d'architectures de l'ouvrage

Les plans architecturaux sont indiqués en Annexe.

A. Description de l'ouvrage

La structure faisant objet de cette présente étude ; il s'agit d'un bâtiment (entre sol + rez de chaussée + 4 étages) à usage hospitalier et dispensaire (clinique chirurgicale),réalisé en béton armé, implanté sur un site dure (situé à la wilaya d'ALGER).Il est classé comme ouvrage d'importance vitale (Groupe 1A) (Article 3.2 du R.P.A/modifié 2003) [28], et en zone à sismicité élevée (Zone III) (Annexe I du RPA 99/modifié 2003) [28].

B. Dimensions de l'ouvrage

- Longueur totale : 50.4 m.
- Largeur totale : 21.60 m.
- Hauteur totale : 24.9 m.
- Hauteur de l'entre sol : 3.4m.
- Hauteur du RDC : 4.08 m.
- Hauteur étage courant : 4.08 m.

C. Règlement utilisés

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) a été effectué en respectant les exigences des règlements en vigueur (BAEL91modifier 99 [27] et RPA99/version 2003 [28]). Les valeurs des différentes charges permanentes G (dues au poids propre des éléments) et surcharges d'exploitation Q sont tirées du règlement DTR B.C. 2.2 [26].

IV.1.2 Caractéristiques des matériaux

Deux matériaux sont essentiels utilisés à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre au règlement RPA 99 version 2003[28] , ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99[27]).

A. Le béton

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Obtenu en mélangeant les constituants, à savoir du ciment, de l'eau, des granulats grossiers et fins, avec ou sans ajout d'additions ou d'adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

A.1 Résistance caractéristique du béton

On peut définir deux types de résistances :

1. Résistance caractéristique à la compression

C'est une résistance caractérisée par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est obtenue par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées (16X32), notée f_{c28} . Dans notre cas, on opte pour : $f_{c28} = 25$ MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme selon l'art 2-1,11/ BAEL 91 modifier 99 [27].

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

$$\text{Lorsque : } j \geq 60 \text{ on utilise la relation : } \begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$\text{➤ } f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6 \quad (\text{Art. A.2.1, 12 BAEL 91 modifier 99})[27]$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, ce qui donne : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

3. Module de déformation longitudinale

En défini le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée ; selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module d'élasticité instantané

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24H, il en résulte un module d'élasticité égale à :

➤ $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{Cj}}$ [MPa] pour $f_{C28} \leq 60$ MPa. (art 2.1.2.1 BAEL 91 modifier 99) [27]

Pour $j=28$ jours $f_{C28} = 25$ MPa.

➤ $E_{ij} = 32164.20$ MPa.

Module d'élasticité différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) nous prendrons un module égal :

➤ $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{Cj}}$ pour $f_{C28} \leq 60$ MPa (Art A.2.1, 22 BAEL 91 modifiée 99) [27]

Pour $j=28$ jours $f_{C28} = 25$ Ma.

➤ $E_{V28} = 10818.865$ MPa.

4. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par :

➤ $G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$

Avec :

- ϑ : coefficient de poisson.
- E : module de Young (module d'élasticité).

$\vartheta = 0 \quad \longrightarrow \quad G = 0.5 \times E_{ij}$

$\vartheta = 0.2 \quad \longrightarrow \quad G = 0.42 \times E_{ij}$

Coefficient de poisson (ϑ) (art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifier 99) [27].

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale.

➤ $V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

Avec :

- $\vartheta=0$ à ELU.
- $\vartheta=0.2$ à ELS.

5. Contrainte limites

Les états limites

On définit les états limites comme des états correspondant aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure sera calculée.

5.1 Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).

Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).

Etat limite ultime de la stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite de béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

➤ $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{C28}$ en MPa (art 4.3.4.1 BAEL 91 modifier 99) [27]

- Le coefficient « 0.85 » en numérateur a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.
- Le coefficient de sécurité « γ_b » a pour valeur :
- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante $f_{C28} = 14.2$ MPa.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $f_{C28} = 18.48$ MPa.
- θ : Coefficient dû à la durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeur :
- $\theta = 1$ si la durée de l'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée de l'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

5.2 Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :

$$\text{➤} \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{C28} \text{ en MPa.} \quad (\text{art 4.5.2 BAEL 91 modifier 99}) [27]$$

$$\text{D'où:} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

6. Contrainte tangentielle conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{➤} \quad \tau = \frac{v_u}{b_0 + d} \quad (\text{art A 5.1.21.BAEL 91 modifier 99}) [27]$$

Il ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min(0.13f_{C28}; 5\text{MPa})$. Pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min(0.10f_{C28}; 4\text{MPa})$. Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

B. L'acier

Les armatures de béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Caractéristique des aciers utilisés.

Nomination	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Résistance à la rupture(MPa) a)	Allongement relatif à la rupture (%o)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Haute adhérence FeE 400	400	480	14%o	1.6	1.5
Treillis soudé TL 520($\emptyset < 6$)	550	550	14%o	1.6	1.5

1 Module de déformation longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{art A.2.2.1/ BAEL 91 modifier 99}) [27]$$

- Coefficient de Poisson des aciers : est pris égal à 0.3
- La limite d'élasticité garantis F.

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2 %o.

2. Contrainte limite des aciers

2.1 Etat limite ultime ELU

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'art A 4.3.2 du BAEL91 modifier 99[27].

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Où } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation durable.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

2.2 Etat limite de service (ELS)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendue sous l'actions des sollicitations de service d'après les règles de BAEL91 modifier 99 [27]. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** (Art 4.5.32 /BAEL91 modifier 99) [27]

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas ; il n'y a pas de vérification à effectuer.

- **Fissurations préjudiciable** (Art 4.5.33/BAEL91 modifier 99) [27]

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}].$$

Avec η : coefficient de fissuration égale à :

- $\eta = 1.6$ pour les HA si $\phi \geq 6\text{mm}$.
- $\eta = 1.3$ pour les HA si $\phi < 6\text{mm}$.

La valeur exacte obtenue est : $\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$.

- **Fissuration très préjudiciable** (Art 4.5.34/BAEL 91 modifier 99) [27]

Cas d'un milieu agressif où doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_c ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}].$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

La valeur exacte obtenue est : $\bar{\sigma}_s = 165\text{MPa}$

3. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

IV.2 Pré dimensionnement des éléments

IV.2.1 Prédimensionnement du Plancher

Les portées selon X et Y sont similaires et importantes soit : 720 cm, pour cela on opte pour des planchers en dalle pleine. (selon le BAEL 91 révisé 99) (article A.8.2)

- $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1$.
- $4 \leq \rho_x \leq 1$ alors la dalle est un panneau continu qui travaille dans les deux sens.
- $h_t = \frac{l_x}{40} = \frac{720}{40} = 18$ cm.

Finalement l'épaisseur adopté pour la dalle pleine est de : $h_t = 20$ cm.

IV.2.2 Prédimensionnement des Poutres

Les sections transversales des poutres principales et secondaires sont les mêmes ($l_x = l_y$). Après le calcul selon le BAEL 91 révisé 99 [27], et après avoir satisfait les exigences de l'article 7.5.1 du R.P.A/version 2003 [28], on a opté pour :

- $h = 60$ cm.
- $b = 30$ cm.

IV.2.3 Les Poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une décente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que :

$$N_s = G + Q$$

IV.2.3 prédimensionnement des poteaux

A. Détermination des charges et surcharges

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du règlement DTR B.C. 2.2 [26].

A.1 Les Charges permanentes

A.1.1 Plancher terrasse (accessible)

Tableau IV.2 : récapitulatif des charges du plancher étage terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. étanchéité multicouche	5	2	0.10
5. Forme de pente 1%	10	22	2.2
6. Isolation thermique	4	4	0.16
7. Dalle pleine	20	25	5
8. Enduit plâtre	2	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			9.04

A.1.2 Plancher étage courant

Tableau IV.3 : Récapitulatif des charges du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Revêtement carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit plâtre	2	10	0.20
6. Cloison de séparation	10	10	1.00
$\sum G_i =$			6.33

A.1.3 Murs extérieurs

Tableau IV.4 : Détermination des poids propre des murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
2. Cloison en briques creuses 8 trous	10	18	0.90
3. Cloison en brique creuses 12 trous	15	18	1.30
4. Lambe d'air	5	18	1.30
5. Enduit de plâtre	2	10	0.20
		$\sum G_i =$	2.94

Tableau IV.5 : Résumé de toutes les charges permanentes.

Élément	Charge permanente (KN/m ²)
Plancher terrasse (accessible)	9.04
Plancher étage courant	6.33
Mur extérieure	2.94

A.2 Les Surcharges d'exploitations

Tableau IV.6 : valeur des charges d'exploitation

Plancher	charge d'exploitation KN/m ²
Etage terrasse (accessible)	1.5
4 ^{ème} étage	3.5
3 ^{ème} étage	4
2 ^{ème} étage	4
1 ^{er} étage	3.5
RDC	4

A.3 Descente de charges

A.3.1 Poids propre des éléments

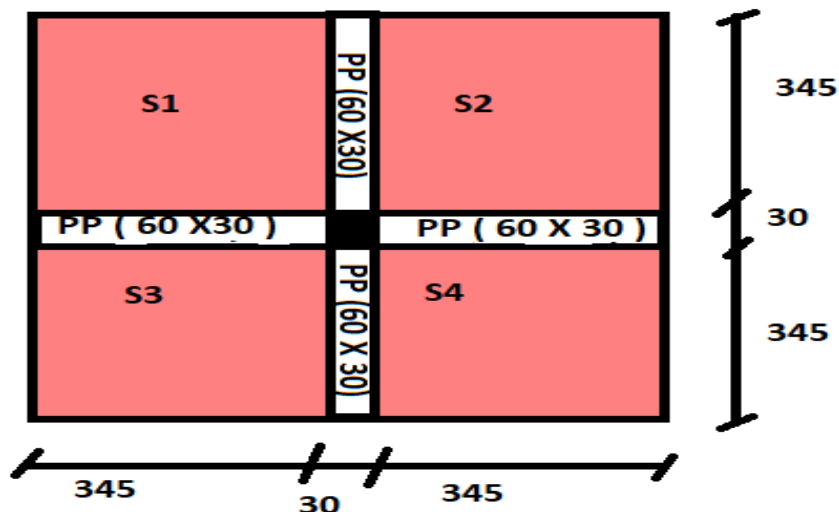


Figure IV.1 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

a) Planchers

Plancher terrasse : $G_{pl,t} = [3.45 \times 3.45] \times 4 \times 9.04 = 430.39 \text{ KN}$.

Plancher étage courant : $G_{pl,c} = [3.45 \times 3.45] \times 4 \times 6.33 = 301.37 \text{ KN}$.

b) Poutres

$G_p = 0.6 \times 0.3 \times 6.9 \times 25 = 31.05 \text{ KN}$.

c) Poteaux :

➤ Pour l'entre sol : $h_1 = 3.4\text{m}$.

- $G_{p1} = (3.4 - 0.6) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 6.3 \text{ KN}$.

➤ Pour le RDC et les étages courantes : $h_2 = 4.08\text{m}$.

- $G_{p2} = (4.08 - 0.6) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 7.83 \text{ KN}$.

A.3.2 Surcharge d'exploitation

$Q = Q \times S$

S : la surface du poteau le plus sollicité

$S = [3.45 \times 3.45] \times 4 = 47.61 \text{ m}^2$

$Q_T = 1.5 \times 47.61 = 71.41 \text{ KN}$.

$Q_4 = Q_1 = 3.5 \times 47.61 = 166.63 \text{ KN}$.

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure à base fixe

$$Q_3 = Q_2 = Q_{RDC} = 4 \times 47.61 = 190.44 \text{ KN.}$$

Tableau IV.7 : Résumé de toutes les surcharges d'exploitations de chaque niveau.

Niveau	Surcharge d'exploitation (Q=QXS) KN
niveau (Terrasse)	71.41
Niveau 4	166.63
Niveau 3	190.44
Niveau 2	190.44
Niveau1	166.63
Niveau RDC	190.44

A.3.3 Loi de dégression

La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié [26].

A.3.4 Surcharges cumulées

$$Q_n: Q_n = Q_0 + (3+n/2n) \times Q$$

Tableau IV.8 Dégression des surcharges

Niveau	Coefficients de dégression	Surcharges cumulées
Terrasse	1	71.41
4 ^{ème}	1	238.05
3 ^{ème}	0.95	410.63
2 ^{ème}	0.90	564.49
1 ^{er}	0.85	678.09
RDC	0.85	795.07

Tableau IV.9 Récapitulatif de la descente de charge

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure à base fixe

Niveau	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G	G _{cum}	Q _{cum}	N _s (KN)	S=N _s /σ _{bc} (Cm ²)	Section adopté	
									Carré (Cm ²)	Circulaire (Cm)
5	430.39	7.83	31.05	469.27	469.27	71.41	540.68	360.45	40X40	40
4	301.37	7.83	31.05	340.25	809.52	238.05	1049.57	699.71	40X40	40
3	301.37	7.83	31.05	340.25	1149.77	410.63	1560.04	1040.03	45X45	45
2	301.37	7.83	31.05	340.25	1470.02	564.49	2034.51	1314.53	45X45	45
1	301.37	7.83	31.05	340.25	1830.27	678.09	2508.36	1672.24	50X50	50
Ent re sol	301.37	6.3	31.05	338.72	2168.99	795.07	2964.06	1976.04	50X50	50

IV.2.4 Prédimensionnement des voiles :

Selon le RPA 99 version 2003[28], Art 7.7.1 ; ils sont considérés comme voiles des éléments satisfaisant la condition suivante : $l \geq 4a$.

Avec :

a: épaisseur des voiles.

l:porté minimal des voile.

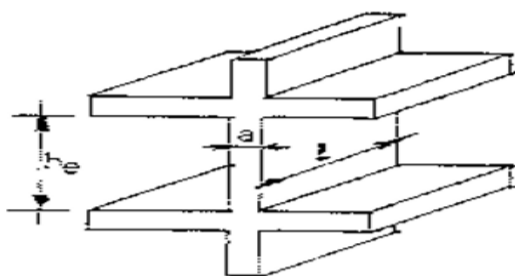


Figure IV.2 coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

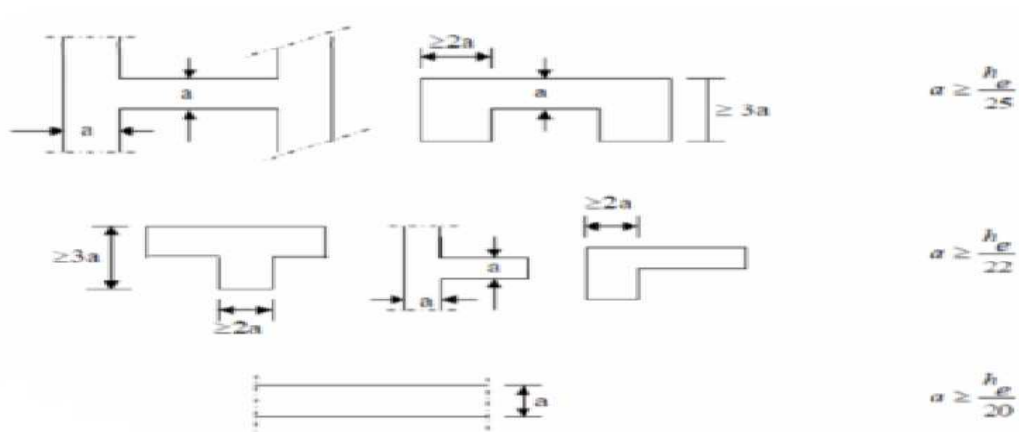


Figure IV.3 : coupe de voile en plan

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right] = \frac{h_e}{22}$.
- $a \geq \frac{h_e}{22}$. Avec :
 - $h_e = h - e_p$
 - e_p : épaisseur de la dalle.
 - h_e : la hauteur libre max d'étage.
 - $h_e = 408 - 20 = 388$ cm.
 - $\frac{h_e}{22} = \frac{348}{22} = 17.63$ cm.
 - $\frac{h_e}{25} = \frac{348}{25} = 13.92$ cm.

On prend $a = 20$ cm.

Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Ils sont considérés comme des voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

- $L_{\min} \geq 4 \times a$
- $L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80$ cm. condition vérifié.

Partie II

Etude de la structure sans présence du système d'isolation

Introduction

L'analyse dynamique des structures soumises aux actions sismiques constitue un domaine actif de la recherche et revêt un intérêt particulier dans les pays de forte sismicité comme l'Algérie.

L'objectif de cette deuxième partie de ce chapitre est l'étude de la réponse sismique d'une structure encastree, par une analyse dynamique des réponses temporelles (par accélérogramme) qui présente une méthode précise pour l'analyse du comportement des structures en fonction du temps. Pour cela, nous utiliserons un outil puissant pour effectuer tous les calculs via le logiciel d'analyse des structures « ETABS », qui est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil.

IV.1 Excitation sismique utilisée

Comme ce qui a été présenté au chapitre II (les méthodes d'analyse des structures isolées), on avait cité que parmi les méthodes d'analyse dynamique utilisée, il existe la méthode d'analyse par accélérogramme, qui est une méthode plus appropriée à ce genre d'étude.

Le chargement horizontal sera introduit par l'utilisation d'un signal sismique (celui enregistré lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger enregistrés à la station de Keddara). Les deux composantes sont appliquées respectivement dans le sens longitudinal et transversal de la structure. Les trente-cinq premières secondes de l'enregistrement sont présentées sur la figure IV.4.

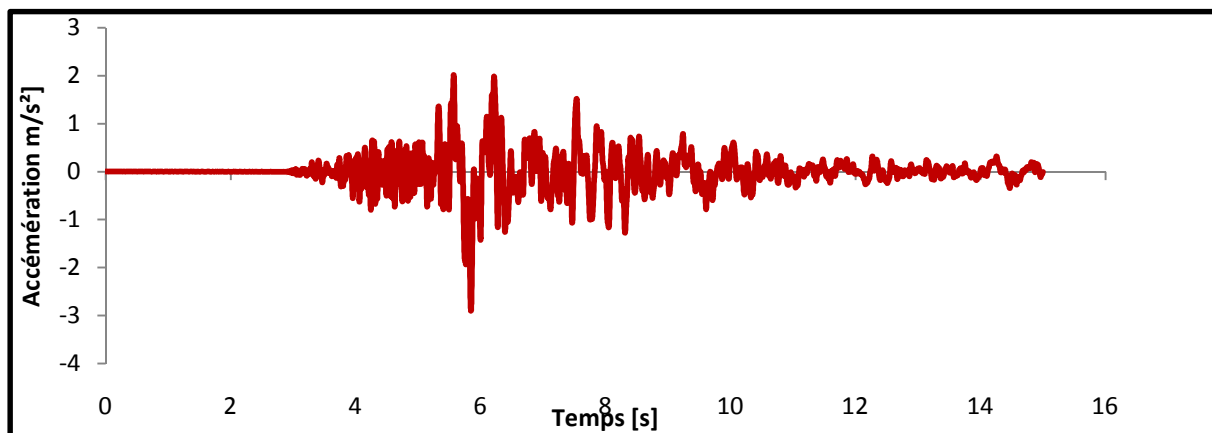


Figure IV.4 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès et d'Alger de 21 mai 2003 (station de Keddara).

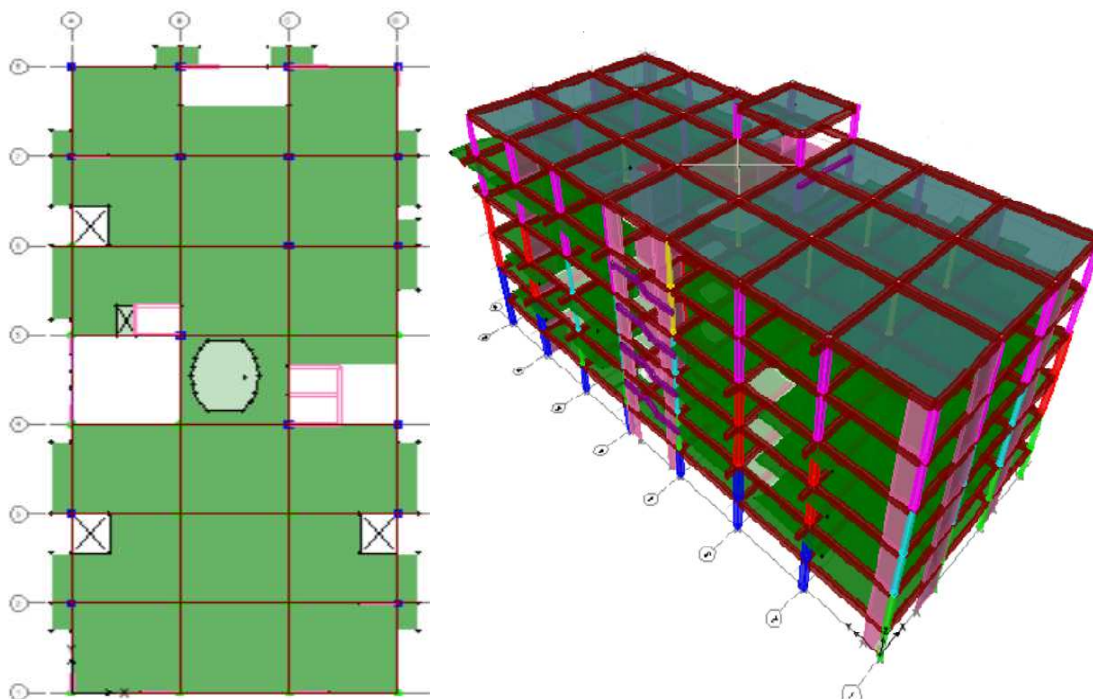
IV.2 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure par le logiciel « Etabs » consiste aux étapes suivantes :

Spécification des propriétés des matériaux.

- Modélisation géométrique de la structure.
- Chargement statique de la structure (G et Q).
- Définition de l'analyse dynamique (E).
- Masses sismiques.
- Combinaisons d'actions.
- Diaphragmes.

La vue en plan et en 3D de la structure modélisée est représentée à la figure IV.5.



a)- Vue en plan de la structure

b)-vue en 3D de la structure.

Figure IV.5 : Vue de la structure à base isolé

IV.3 Exploitation et interprétation des résultats

Après avoir satisfait toutes les exigences du (RPA 99/version 2003) [28], en utilisant la méthode modale spectrale par accélérogramme qui exige la satisfaction des conditions suivantes :

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure à base fixe

- Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4).
- Justification du système de contreventement (article 3.4).
- Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6).
- Stabilité au renversement (Article 4.41).
- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9).
- Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10).
- Sollicitations normales (Article 7.4.3.1)

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique temporelle sont représentés sous forme des tableaux et des graphes ci-dessous :

IV.3.1 Périodes et facteurs de contribution modale

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.10), on remarque que le comportement modal:

- La période fondamentale de la structure est de **0.735 s.**
- Le premier mode de vibration est une **Translation** dans le **sens y-y** ; il mobilise plus de **70 %** de la masse modale de la structure.
- Le deuxième mode de vibration est une **Translation** dans le **sens x-x** ; il mobilise plus de **69%** de la masse modale de la structure.
- Le troisième mode de vibration est une **Torsion**.

Tableau.VI.10 : Périodes et facteurs de contribution modale.

Mode	Période	U _x	U _y	CumuléU _x	Cumulé U _y	Nature
1	0.735	0.082	70.56	0.082	70.59	Translation y-y
2	0.674	69.16	0.032	69.244	70.601	Translation x-x
3	0.552	1.120	0.850	0.365	71.452	Torsion
4	0.180	0.006	16.013	70.371	87.510	
5	0.153	13.633	0.045	84.004	87.43	
6	0.144	0.277	0.291	84.281	87.801	
7	0.134	0.717	0.002	84.998	87.804	

8	0.130	1.664	0.020	86.663	87.824
9	0.127	0.017	0.773	86.681	88.566
10	0.083	0.00	5.967	86.681	94.566
11	0.064	0.001	0.172	86.682	94.738
12	0.061	7.104	0.00	93.787	94.739

Nombres de mode propre : (Art 4.3.4 RPA99/ version 2003).

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Dans notre cas, le nombre de mode à retenir est : **12 modes**, où la somme des masses modales effectives dans chacune des deux directions d'excitation est la suivante :

- Sens x-x : SumUx : **93.787 %**.
- Sens y-y : SumUy : **94.739 %**.

IV 3.2. Les déplacements

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique des réponses temporelles, en termes de déplacement voir figures (IV.6 et IV.7) et déplacement inter étage voir figures (IV.8 et IV.9) suivant les deux sens de l'excitation sismique par accélérogramme utilisé.

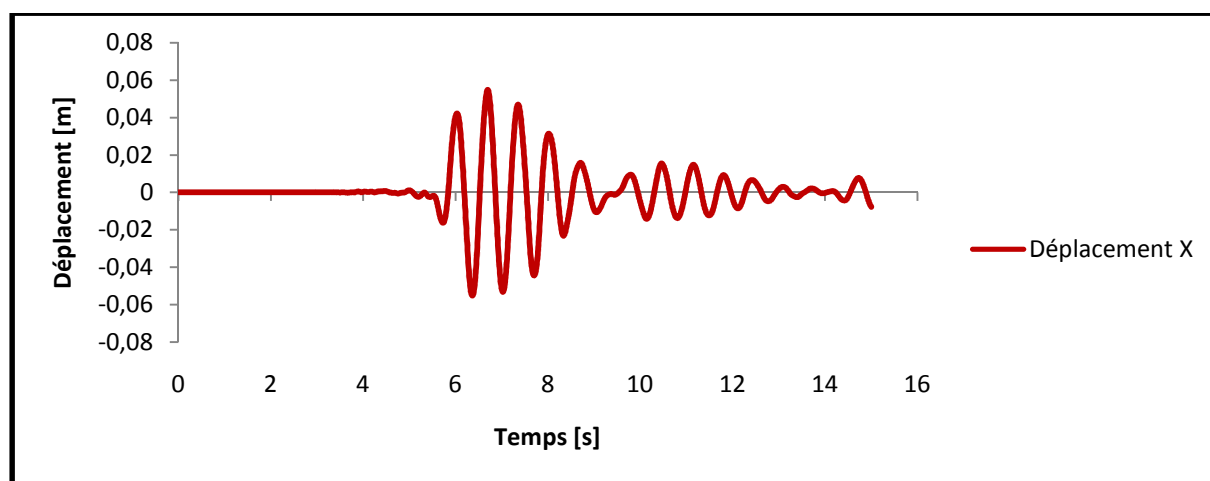


Figure IV.6 Déplacement au dernier niveau suivant la direction X.

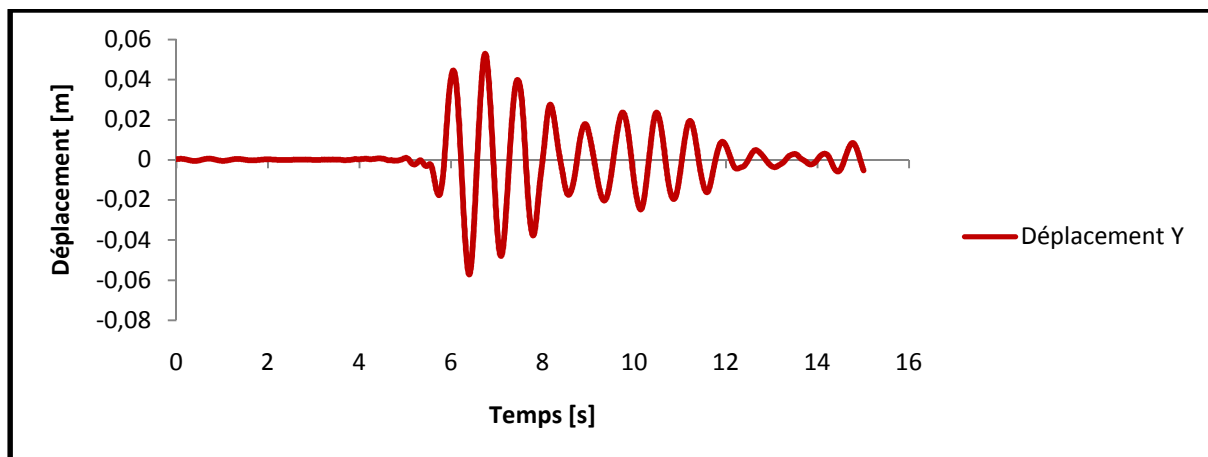


Figure IV.7 : Déplacement du dernier niveau suivant la direction Y.

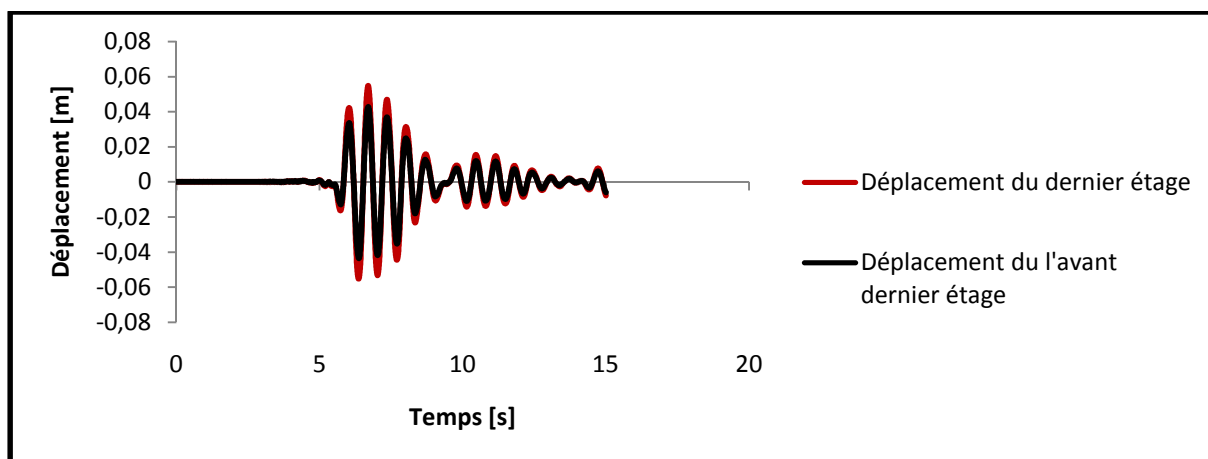


Figure IV.8 : Déplacement inter étage suivant la direction X.

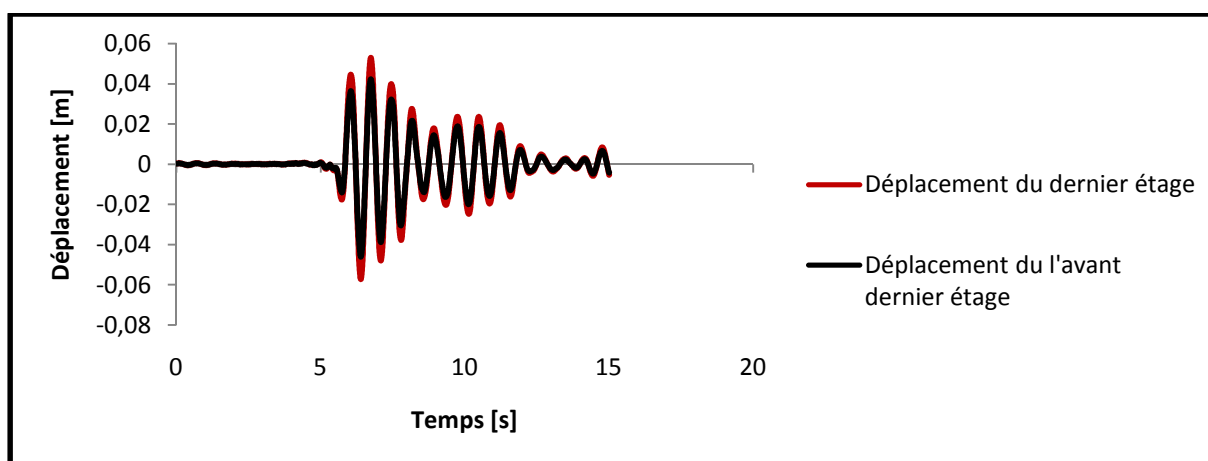


Figure IV.9: Déplacement inter étages suivant la direction Y.

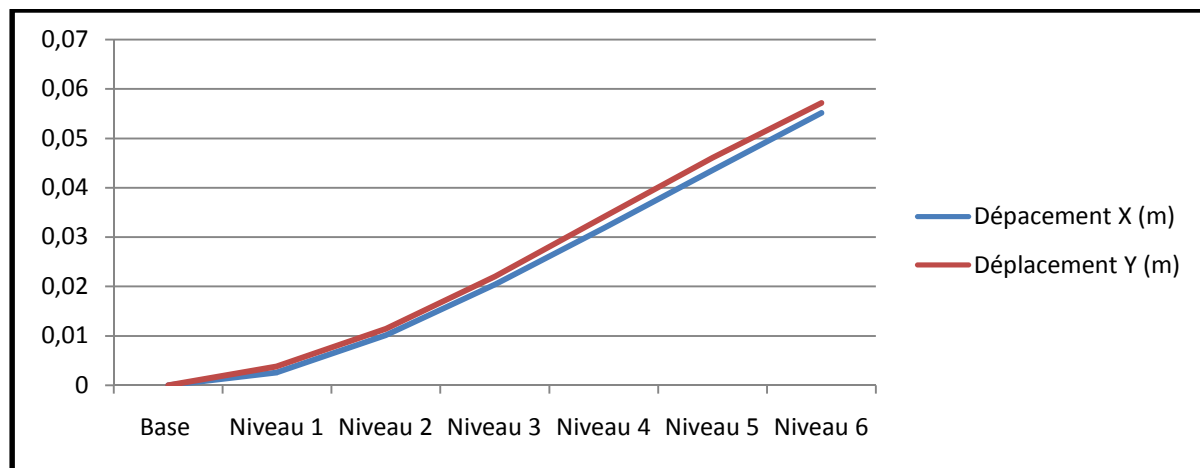


Figure IV.10 : Les déplacements des différents niveaux.

D'après les figures (IV.6, IV.7 et IV.8 IV.9), on remarque que les réponses maximales du déplacement au dernier niveau sont pratiquement identiques. Par contre, pour ce qui est des déplacements inter étages l'écart est considérable. On remarque aussi selon la figure IV.10, que l'évolution des déplacements représentés aux différents niveaux a tendance à avoir une même allure pour les deux sens étudiés.

IV.3.3. Les efforts tranchants

La variation temporelle de l'effort tranchant est montrée sur les figures (figure IV.10 et figure IV.11) à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre de 16190 KN dans le sens Y et de l'ordre 12520 KN dans le sens X. La différence entre ces deux valeurs peut être expliquée par les rigidités structurelles attribuées à chaque sens.

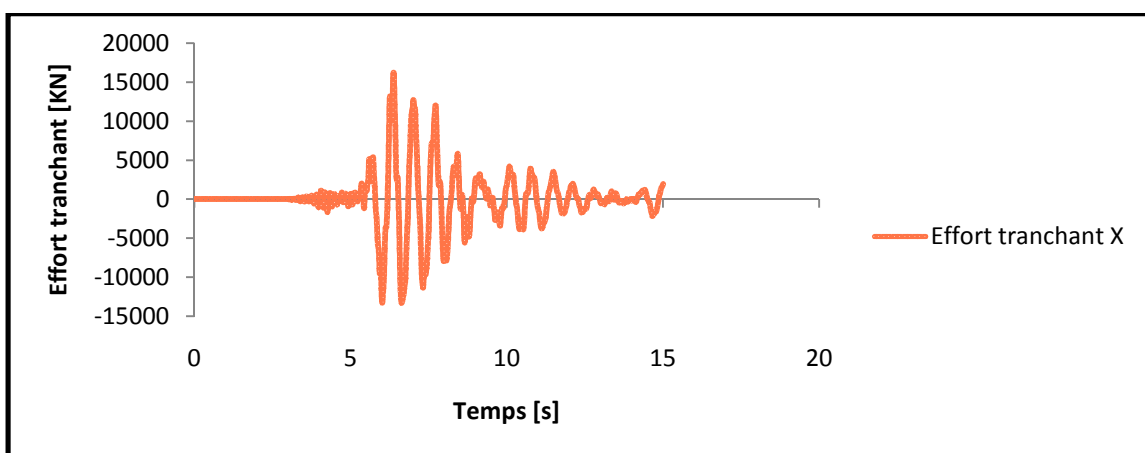


Figure IV.11 : Effort tranchant à la base suivant X.

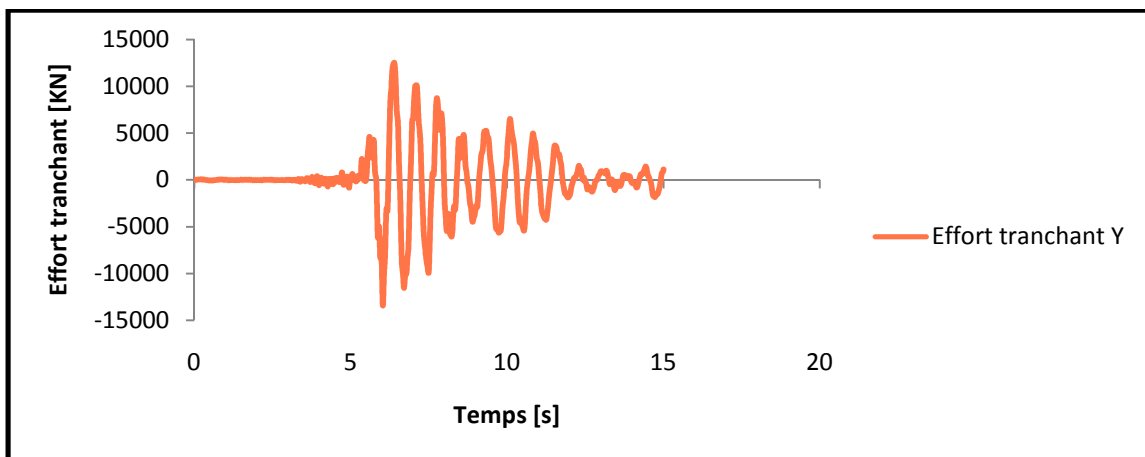


Figure IV.12 : Effort tranchant à la base suivant Y.

IV.3.4 Les accélérations

Les accélérations du dernier niveau sont montrées sur la figure (Figure IV-13 et IV.14), à partir de laquelle on remarque une valeur maximale atteinte, qui est de l'ordre de 5.833 m/s^2 dans le sens X et de l'ordre 5.268 m/s^2 dans le sens Y. Cette différence en accélérations dans les deux sens n'est pas aussi importante.

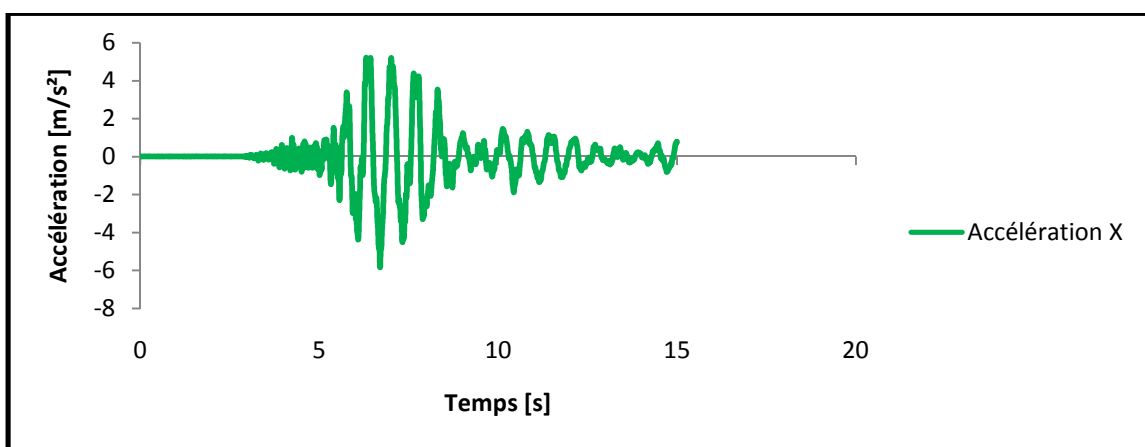


Figure IV.13 : Accélération au dernier niveau suivant X.

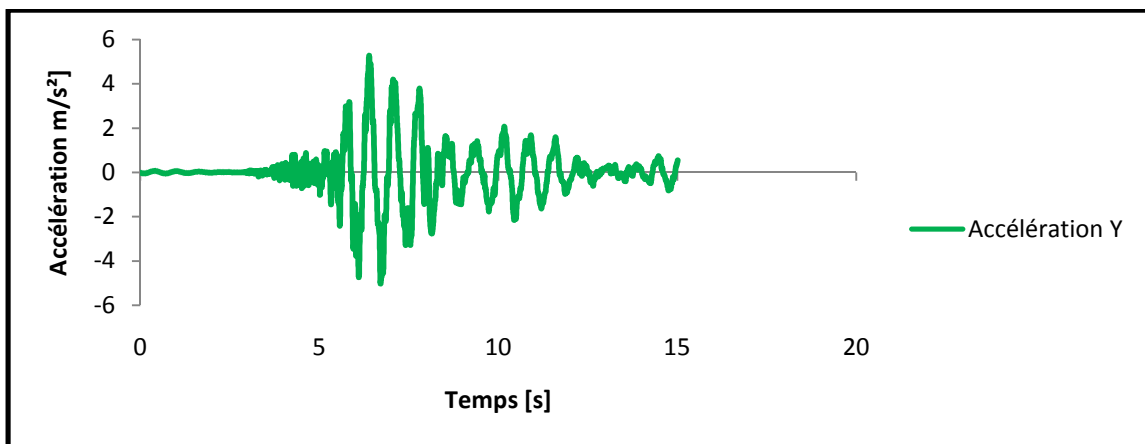


Figure IV.14 : Accélération au dernier niveau suivant X.

IV.3.5 Les moments renversants

Les résultats obtenus par la méthode d'analyse temporelle en termes de moment renversant à la base de la structure sont représentés à la figure IV.15 et la figure IV.16.

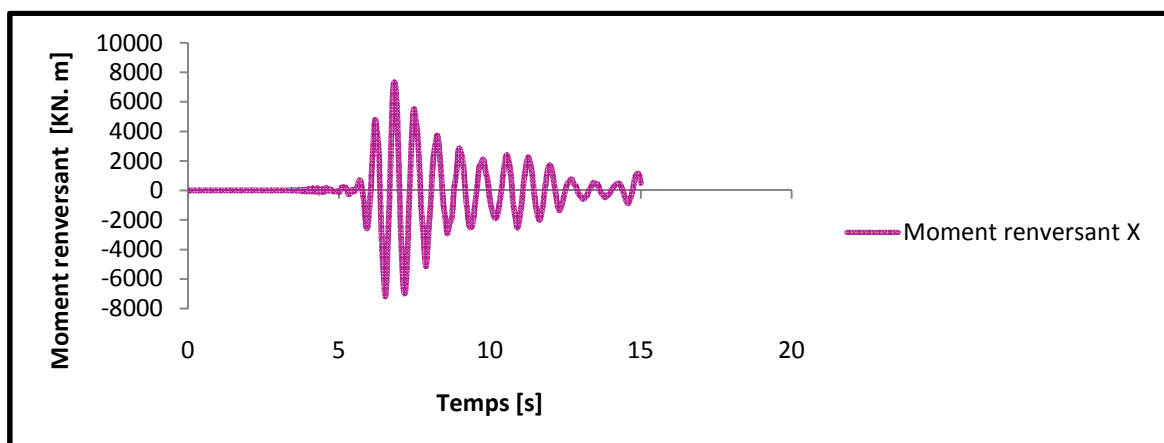


Figure IV.15 : le moment renversant suivant X.

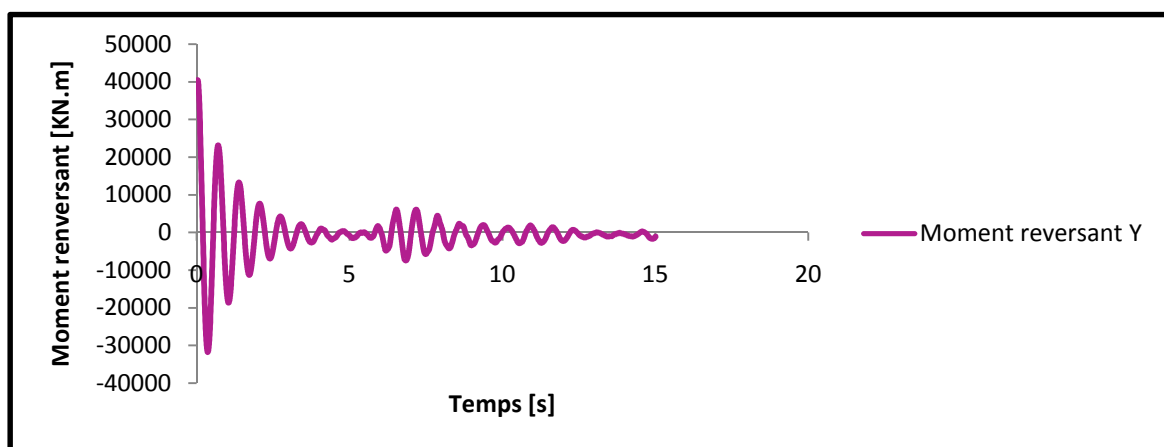


Figure IV.16: les moments renversants suivant Y.

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure à base fixe

La variation temporelle de des moments renversants est montrée sur les figures (figure IV.15 et figure IV.16) à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre de 40470 KN.m dans le sens Y et de l'ordre 7320 KN.m dans le sens X. La différence entre ces deux valeurs peut être expliqué par la forme rectangulaire de la structure, à laquelle un axe fort et un axe faible lui est approprié (différence de la rigidité flexionnelle dans les deux sens).

Les résultats en termes de déplacement relatif, effort tranchant et accélération maximum mesurés au nœud choisi au dernier niveau sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau IV.11 : Les pics des déplacements, efforts tranchants et accélération au dernier niveau.

Déplacement suivant X [cm]	5.514
Déplacement suivant Y [cm]	5.716
Accélération suivant X [m/s²]	5.833
Accélération suivant Y[m/s²]	5.268
Effort tranchant suivant X [KN]	16190
Effort tranchant suivant Y [KN]	13400
Moment renversant X [KN.m]	40470
Moment renversant Y [KN.m]	7320

Conclusion

Durant ce chapitre on a fait un pré dimensionnement et la modélisation des éléments structuraux d'une clinique à six niveaux, tout-en respectant les normes et les conditions des codes de calcul cités auparavant (BAEL 91 et RPA 99). Et une étude dynamique à base fixe par accélérogramme (enregistré du séisme de Boumerdès et d'Alger de 21 mai 2003 (station de Keddara)).

Par la suite, on va entamer la modélisation et l'étude dynamique de la structure à base isolé pour la même excitation utiliser pour la même utiliser au chapitre précédents, et une étude comparative entre ses deux structure.

Introduction

Contrairement à la méthode classique qui a pour principe d'augmenter la rigidité de la structure, l'isolation sismique est basée sur le concept de la grande souplesse horizontale dans le but de réduire l'énergie transmise par le séisme à la structure.

Ce chapitre est divisé en deux parties ; la première partie nous allons pré-dimensionner et introduire des appuis parasismiques pour la même excitation sismique utilisée dans l'étude précédente (structure sans présence du système d'isolation). Tandis que la deuxième partie sera une étude comparative entre les structures (à base fixe et à base isolé).

Partie I

Etude de la structure sans présence du système d'isolation

V.1 Description du système d'isolation

La première étape de prédimensionnement d'un ouvrage consiste alors à estimer le meilleur compromis entre le type d'appareils (dans le cas qui nous intéresse) et leur nombre, afin d'atteindre la meilleure solution technique et financière. Les paramètres qu'il faudra prendre en considération sont : les caractéristiques du site de construction (mouvements sismiques et nature du sol), celles de l'ouvrage (masses, rigidités, type de contreventement), celles des appareils d'appui, et d'autres exigences liées aux conditions d'exploitation (exigences en terme de déplacement limite, présence d'obstacles au voisinage. Pour estimer le type d'appuis à utiliser, on doit d'abord définir certaines caractéristiques permettant le dimensionnement des isolateurs selon l'UBC 97 [7], où les valeurs adoptées pour l'isolateur choisi sont donnés comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} M \geq 7 \\ S_R \geq 5 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Type de la faille sismique A.}$$

Avec :

- M = magnitude de l'activité sismique.
- S_R taux de glissement sismique moyens.
- Type de profil de sol : S_A (sol dur).
- $N_V = 1$ (distance à la faille 10KN) d'après le tableau 16-T de l'UBC 97.
- $Z=0.3$ (zone 3) d'après le tableau 16-I de l'UBC 97.
- Pour $Z N_V = 0,30$ on a $M_M = 1.5$ d'après le tableau le tableau A-16-D de l'UBC 97.

La nature du sol d'implantation de notre structure est dur (qui se caractérise par des oscillations à courte période), alors le type d'isolation sismique qui conviens dans notre cas est l'appui en **élastomère frété** (voir la figure V.1). Ce type d'appui autorise des déplacements notables de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol. De ce fait, il réduit considérable le déplacement relatif des étages. La figure ci-dessous montre les différentes couches de l'appui en élastomère frété (voir figure V.2).



Figure V.1 : appuis en élastomère frété [29]

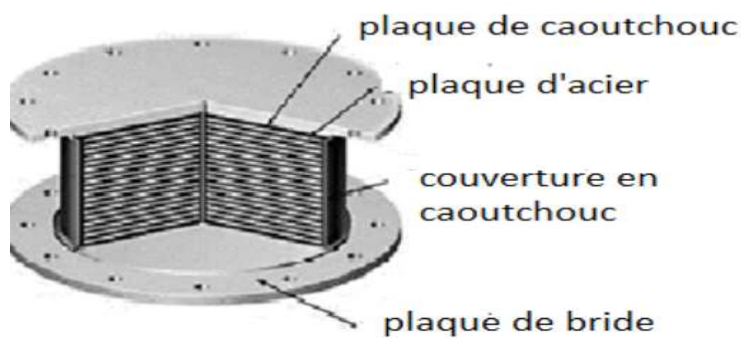


Figure V.2 la coupe de section de l'appui [29]

Le système d'isolation associé à la structure étudiée, consiste en 46 appuis (32 poteaux+ 5 appuis pour l'ascenseur + 3 appuis pour le monte-charge+ 10 appuis pour les voiles) placés d'une façon concentrique sous chaque élément, où chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. À cause de la symétrie de la structure en plan selon l'axe XX' (figure V.3) ainsi que la symétrie du chargement. On fera que le pré-dimensionner des 16 poteaux, et les autres appuis qui reviennent aux voiles, ascenseur et monte-charge.

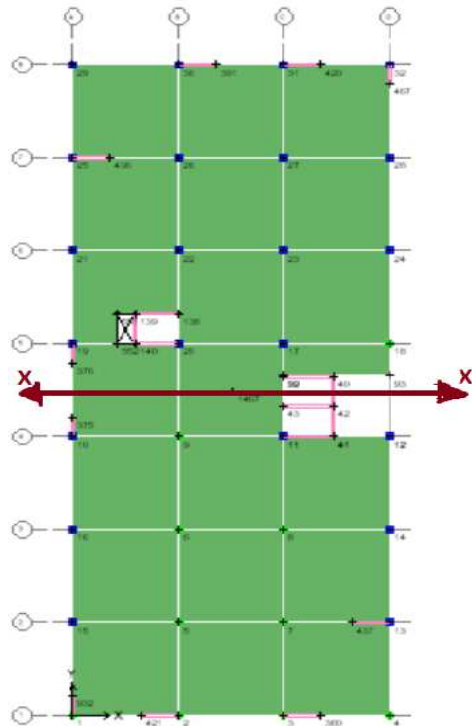


Figure V.3 : vue en plan montrant la symétrie de la structure selon l'axe XX'.

V.2 Dimensionnement du système d'isolation

Le règlement parasismique algérien (RPA) n'inclut pas encore le calcul des isolateurs sismiques. A ce effet nous utiliseront UBC [7], le FEMA [14] et nous nous référons à Naeim. F et Kelly. J [8]

La démarche de dimensionnement des appareils d'appuis pour une structure commence par une exploitation des réactions reprises par chaque poteau sous les charges [(G+Q) symbolisé par W et le maximum entre les combinaisons [(G+Q+EX) et (G+Q+EY) qui sont symbolisé par la charge P_u] tirés à partir de la structure à base fixe.

Après avoir fait un tâtonnement depuis la valeur minimale des propriétés matérielles (E, G, K) (tableau III.1, § III.2.A) par rapport à l'appui le plus sollicité, on a opté pour la qualité du caoutchouc IRHD ± 2 = 55, qui satisfais les conditions déjà vue au chapitre précédant (§ III.2.B). Alors, les propriétés matérielles du caoutchouc ayant été choisi est représenté par les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} E= 3250\text{KN/m}^2. \\ \text{IRHD}\pm 2=55 \longleftrightarrow G= 810 \text{ KN/m}^2. \\ k=0.64 \end{array} \right.$$

Dans notre illustration, on va dimensionner l'appui qui supporte la plus grande charge verticale au nœud (B4) (voir figure V.3).

Les données sont :

- $C_{VD} = 0.24$ et $C_{VM} = 0.36$, d'après le tableau 16-R et A-16-G de l'UBC 97 [7]

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B_D = 1.5} \\ \mathbf{B_M = 1.5} \end{array} \right. \implies \xi_{eff} = \mathbf{20\%} \quad (\text{D'après le tableau A-16-C (UBC97)}).$$

- $W = 3037.08$ KN (le poids qui revient à l'appui B-4).
- La déformation angulaire $\gamma_{max} = 1.5$ (c'est une valeur choisie).
- $T_D = 2.5$ second: (T_D est choisie de telle façon qu'elle soit supérieur à trois fois T dynamique).

V.2.1 Calcul des paramètres géométriques et mécaniques de l'appui

1. La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} et du déplacement maximum de conception D de l'appui: D'après l'article (14.7.1) de l'UBC 97 [7]

$$\triangleright K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

$$\blacksquare \text{ AN : } K_{eff} = \frac{3037.08}{10} \left(\frac{2\pi}{2.5} \right)^2 = \mathbf{1916.44 \text{ KN/m.}}$$

$$\triangleright D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{VD} T_D}{B_D}$$

$$\blacksquare \text{ AN: } D = \frac{0.253 \cdot 0.24 \cdot 2.5}{1.5} = \mathbf{0.1014m.}$$

2. Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc t_r de l'appui est donné par la formule suivante :

$$\triangleright t_r = \frac{D}{\gamma_{max}}$$

$$\blacksquare \text{ AN : } \frac{0.1014}{1.5} = 0.0676 \text{ m.}$$

3. Le calcul de la surface A et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

a- Le choix du facteur de forme S :

$$\triangleright \frac{K_v}{K_{\square}} = \frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \implies S = 20$$

$$\triangleright E_c = E (1+2k.S^2).$$

▪ AN : $E_c = 3250 (1 + (0.64)(20^2)) = 1667250 \text{ KN/m}^2$.

b- La détermination de la section A_0 par la formule suivante :

➤ $S_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7840 \text{ KN/m}$.

▪ AN : $A_0 = \frac{P_u}{7840} = 0.387 \text{ m}^2$.

c- La détermination de la section A_1 de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale P_u .

➤ $G_c = 6.S \frac{P_u}{E_c.A_1} \leq \frac{e_b}{3}$

➤ $A_1 = \frac{3x6xSxP_u}{E_c e_b}$.

▪ AN: $A_1 = 0.131 \text{ m}^2$.

d- L'obtention de la section minimale A_{sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement :

➤ $A_{sf} = \frac{K_{eff} x t_r}{G}$

▪ AN: $A_{sf} = \frac{1916.4 x 0.0676}{810} = 0.160 \text{ m}^2$.

*L'utilisation d' A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui :

➤ $A_{sf} = \frac{\pi d^2}{4} \implies d = 0.451 \text{ m}$ de la section A_{sf}

*Le calcul de la section $A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

➤ $A_{re} = \frac{d^2}{4} \cdot (b - \sin b)$

➤ $b = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D}{d} \right)$

▪ AN : $b = 2.688 \text{ rd}$

▪ $A_2 = A_{re} = 0.114 \text{ m}^2$

e- La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées (A_0 , A_1 et A_2)

▪ AN : $A = \max (A_0, A_1 \text{ et } A_2) = \max (0.387, 0.131 \text{ et } 0.114) = 0.387 \text{ m}^2$.

f- La détermination des dimensions de la section A à partir de la section réduite A_{re} :

$d = 70.2 \text{ m}$.

4. Le calcul de l'épaisseur d'une seule couche en caoutchouc t et le nombre N des couches en caoutchouc.

a- L'utilisation du facteur de forme S et les dimensions d'une seule couche de caoutchouc pour la détermination de l'épaisseur t :

➤ $S = \frac{d}{4t}$.

▪ AN : $t = \frac{d}{4S} = \frac{0.702}{4 \times 20} = 0.0087 \text{ m}$.

b- L'utilisation de $t_r = N \times t$ pour déterminer le nombre N :

▪ $N = \frac{t_r}{t} = \frac{0.0676}{0.0087} = 7$.

5. Le calcul de l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

➤ $t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \cdot P_u}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2 \text{ mm}$

▪ AN: $t_s = \frac{4 \times 0.0087 \times 3037.08}{0.130 \times 0.6 \times 274400} = 4.9 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm} \implies t_s = 2 \text{ mm}$.

6. La hauteur totale h est égale à :

$$h = t \times N + t_s(N-1) + 2.5 \times 2 = 0.87 \times 7 + 0.2 \times 6 + 2.5 \times 2 = 12.3 \text{ cm}.$$

Les dimensions géométriques de l'appui sont résumées comme suit :

- Le diamètre d de l'appui $d = 0.702 \text{ m}$.
- La hauteur totale h de l'appui $h = 0.1229 \text{ m}$.
- Le nombre de couches de caoutchouc $N = 7$
- L'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc $t = 8.7 \text{ m} \cdot 10^{-3}$.
- Le nombre de couches d'acier $n_s = (N-1) = 6$.
- L'épaisseur t_s d'une seule couche d'acier $t_s = 2 \text{ mm}$.
- L'épaisseur de la plaque de montage = 2.5 cm.
- ξ_{eff} : L'amortissement effectif 20 %.
- K_{eff} : La rigidité effective $K_{\text{eff}} = 1916.44 \text{ KN/m}^2$.
- La section de l'appuis $A = 0.387 \text{ m}^2$.

V.2.1 Les vérifications

1. La résistance au cisaillement sous la charge verticale P :

➤ $G_c = 6 \cdot S \cdot \frac{P}{E_c \cdot A} \leq \frac{e_b}{3}$

▪ AN: $G_c = 6 \cdot 20 \cdot \frac{3037.08}{1667250 - 0.387} = 0.012 \leq \frac{e_b}{3} = \frac{5}{3} = 1.67$

$G_c < \frac{e_b}{3} \text{ C.V}$

2. La résistance au flambement :

➤ $S_c = \frac{P}{A} < S_{cr} = \frac{\pi \cdot G \cdot S \cdot d}{2\sqrt{2} \cdot t_r}$

- S_c : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

▪ AN: $S_c = \frac{P}{A} : \frac{3037.08}{0.465} = 7847.75 \text{ KN/m}^2$.

- S_{cr} : La contrainte critique de flambement.
- **AN:** $S_{cr} = \frac{3.14 \times 810 \times 20 \times 0.702}{2\sqrt{2} \cdot 0.06734} = 93381.34 \text{ KN/m}^2$.

$S_{sr} > S_c \text{ C.V}$

3. La résistance au cisaillement sous le séisme :

- $g_{sc} + g_{eq} + g_{sr} \leq 0.75 e_b$
- g_{sc} : Le cisaillement dû à la compression.
- $g_{sc} = 6.S \frac{P'_u}{E_c \cdot A_{re}}$
- **AN:** $g_{sc} = (6)(20) \frac{4518.96}{(1667250)0.31} = 0.0086$

avec:

- P'_u : La combinaison des charges G, Q et E.
- A_{re} : la section réduite.
- $A_{re} = \frac{d^2}{4} \cdot (b - \sin b)$
- **AN:** $A_{re} = \frac{(0.7696)^2}{4} \cdot (164.98 - \sin 164.98) = 0.31 \text{ m}^2$
- $b = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta_s}{d} \right)$.
- **AN:** $b = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0.1014}{0.7696} \right) = 2.85$
- g_{eq} : Le cisaillement dû au séisme.
- $g_{eq} = \frac{D}{t_r}$.
- **AN:** $g_{eq} = \frac{0.1014}{0.06734} = 1.5$
- g_{sr} : Le cisaillement dû à la rotation.
- $g_{sr} = \frac{12 \cdot D \cdot e}{d^2 + b^2}$

Avec :

- e : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).
- d et b : Les dimensions en plan de la structure.
- Déplacement maximal de l'appui :

- **AN:** $g_{sr} = \frac{12 \cdot 0.1014 \cdot 0.05}{21.6^2 + 50.4^2} = 2.02 (10^{-5})$

$g_{sc} + g_{eq} + g_{sr} \leq 0.75 e_b \text{ C.V}$
--

- **AN:** $0.0086 + 1.5 + 2.02 (10^{-5}) = 1.51 < (0.75) \cdot (5) = 3.75$

V.2.3 Calcul des paramètres mécanique de l'appui:

Le calcul présenté ci-dessous est pour l'appui le plus sollicité B.4.

1. Le calcul de la rigidité verticale effective.

➤ $K_v = \frac{E_c \cdot A}{t_r}$

▪ AN: $K_v = \frac{1667250 \cdot 0.465}{0.06734} = 11511379.9 \text{ KN/m.}$

2. Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :

➤ $EDC = 2\pi \cdot K_{\text{eff}} \cdot D_D^2 \cdot \beta.$

▪ AN: $EDC = (6.28) (1916.44)(0.1014)^2 \cdot 0.2 = 24.63 \text{ KN.m.}$

3. La résistance caractéristique :

➤ $Q = \frac{EDC}{4 \cdot D}$

▪ AN: $Q = \frac{24.63}{4(0.1014)} = 60.72 \text{ KN.}$

4. La rigidité post-élastique K_2 :

➤ $K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D}$

▪ AN: $K_2 = 1916.44 - \frac{60.72}{0.1014} = 1317.57 \text{ KN/m.}$

5. La rigidité linéaire:

➤ $K_u = \alpha \cdot K_2$

▪ AN: $K_u = (10) (1317.57) = 13175.7 \text{ KN/m.}$

6. La rigidité élastique K_1 :

On a le rapport entre K_1/K_2 , il varie entre 3 et 5 [39].

➤ $K_1 = 5 \cdot K_2$

▪ AN: $K_1 = 6587.87 \text{ KN/m.}$

7. La force limite élastique :

➤ $F_y = K_1 \cdot D_y$

▪ AN: $F_y = (0.0117) (6587.87) = 77.07 \text{ KN.}$

Avec

- D_y : Déplacement à la plastification donné par la formule suivante :

➤ $D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$

▪ AN: $D_y = \frac{60.72}{6587.87 - 1317.57} = 0.0117 \text{ m.}$

Les caractéristiques du système d'isolation en élastomère fretté de la structure étudié sont résumés au tableau V.1 et le tableau V.2.

Tableau V.1 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

N°du nœud	W(KN)	P _u (KN)	d(cm)	h(cm)	N	t(mm)	t _r (mm)	n _s	t _s (mm)	K _{eff} (KN/m)	ξ _{eff} %
A-1	1099.48	1868.18	49.15	13.54	10	6.19	61.9	9	2	694.87	20
B-1	1609.4	3635.51	57.94	13.34	9	7.24	65.16	8	2	1017.14	20
C-1	1480.44	3720.20	55.87	13.34	9	6.98	62.82	8	2	935.63	20
D-1	987.92	2535.21	46.97	13.74	11	5.85	64.35	10	2	624.36	20
A-2	1676.13	3901.09	59.47	13.34	9	7.43	66.87	8	2	1059.31	20
B-2	2585.27	2921.76	72.14	12.94	7	9.02	63.14	6	2	1633.89	20
C-2	2914.05	3034.6	73.29	12.94	7	9.17	64.19	6	2	1691.9	20
D-2	1857.82	3912	61.73	13.14	8	7.72	61.67	7	2	1174.14	20
A-3	1535.43	1687.29	56.76	13.34	9	7.09	63.81	8	2	970.39	20
B-3	2677.06	2743.9	72.68	12.94	7	9.08	63.56	6	2	1691.90	20
C-3	3042.33	3150.53	77.03	12.94	7	9.62	67.34	5	2	1922.75	20
D-3	2013.81	2206.7	64.51	13.14	8	8.06	64.48	7	2	1272.72	20
A-4	1268.42	3056.32	52.25	13.54	10	6.53	65.3	9	2	801.64	20
B-4	3037.08	4518.96	70.20	12.30	7	8.70	60.9	6	2	1916.44	20
C-4	2098.84	1597.18	65.16	13.14	8	8.14	65.12	7	2	1326.46	20
D-4	1466.1	2289.92	55.63	13.33	9	6.95	62.55	8	2	926.57	20
376	299.5	1305.5	29.27	15.14	18	3.66	65.88	17	2	189.29	20
375	455.5	1327.6	34.29	14.54	15	4.29	64.35	14	2	287.87	20
420	650.4	2555.2	39.51	14.14	13	4.93	64.09	12	2	411.07	20
391	715.6	2174.3	41.07	14.14	13	5.13	66.69	12	2	452.25	20
467	390.4	1342.7	31.68	14.74	16	4.04	64.64	15	2	246.74	20
932	370.7	748.74	29.47	14.94	17	3.96	67.32	16	2	234.28	20
437	728.2	2424.8	41.37	14.14	13	5.17	67.21	12	2	460.24	20
436	752.2	2172.7	41.92	13.95	12	5.24	62.88	11	2	475.39	20
360	769.4	2646.2	42.32	13.94	12	5.29	63.48	11	2	486.23	20
421	824.8	2740.3	43.55	13.94	12	5.5	65.28	11	2	521.24	20
140	1559.2	4721.19	57.15	13.34	9	7.14	64.26	8	2	985.41	20
139	1309.16	5109.96	52.92	13.54	10	6.62	66.2	9	2	825.57	20
138	607.05	3240.72	38.54	14.34	14	4.81	67.34	13	2	386.79	20
39	814.14	4518.08	43.49	13.94	12	5.44	65.28	11	2	520.04	20
40	1799.55	8677.48	60.83	13.14	8	7.61	60.88	7	2	1137.32	20
41	2238.31	8144.43	67.01	12.94	8	8.38	67.04	7	2	1412.49	20
42	829.57	1531.34	43.70	13.94	12	5.46	65.52	11	2	525.70	20
43	906.79	3007.14	45.21	13.74	11	5.65	62.15	10	2	570.01	20

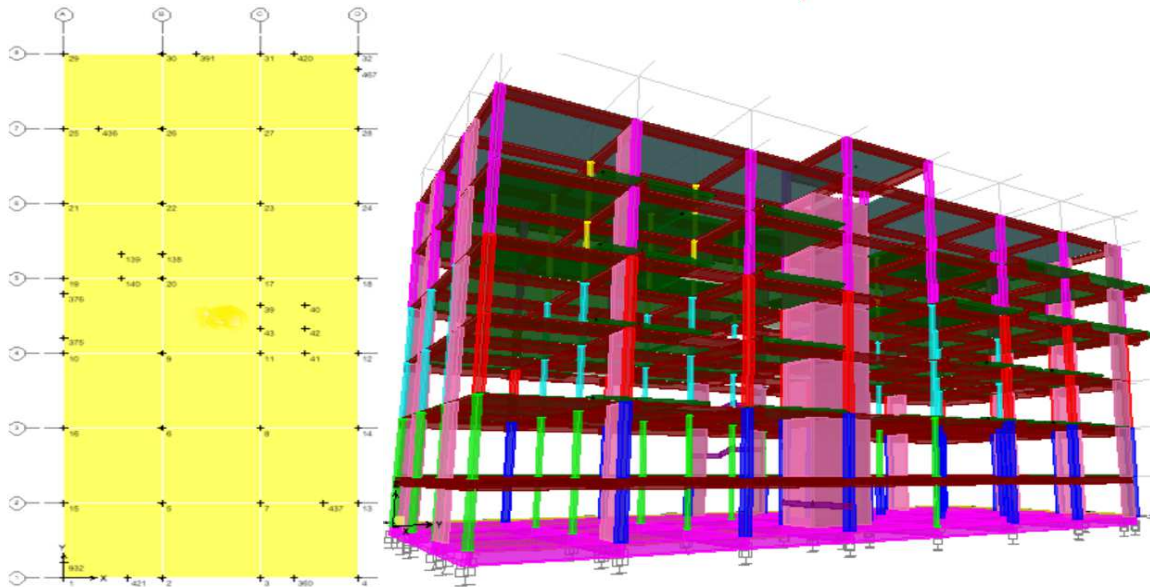
Tableau V.2: Les caractéristiques mécaniques des éléments du système d'isolation.

Poteau x	A(m ²)	K _v (KN/m)	EDC(KN.m)	Q(KN)	K ₂ (KN/m)	K _u (KN.m)	K ₁ (KN/m)	D _y (m)	F _y (KN)
A-1	0.189	4575508.64	8.97	22.12	476.68	4767.7	2383.40	0.0117	27.65
B-1	0.263	6742893.3	13.22	32.59	695.7	6957	3478.52	0.0117	40.73
C-1	0.245	6503240.2	12.16	29.99	639.87	6398.7	3199.35	0.0117	37.49
D-1	0.173	4487071.1	8.12	20.01	427	4270	2135.04	0.0117	25.01
A-2	0.277	6906359.4	13.77	33.94	724.5	7245	3622.5	0.0117	42.42
B-2	0.408	10787432.2	21.24	52.36	1117.4	11174	5587.04	0.0117	65.45
C-2	0.422	10951975.2	21.99	54.23		11571.1	5785.5	0.0117	67.78
D-2	0.305	16688721	15.26	37.63	803.03	8030.3	4015.2	0.0117	47.03
A-3	0.253	6607944.88	12.61	31.10	663.66	6636.6	3318.3	0.0117	38.87
B-3	0.415	10877180.4	21.99	54.22	1157.11	11571.1	5785.55	0.0117	67.77
C-3	0.466	11532330.1	24.99	61.63	1314.99	13149.9	6574.96	0.0117	77.03
D-3	0.326	8446940.5	16.54	40.79	870.43	8704.3	4352.14	0.0117	50.98
A-4	0.214	5471794.6	10.42	25.69	548.29	5482.9	2741.43	0.0117	32.11
B-4	0.387	11511379.9	24.63	60.36	1317.57	13175.7	6587.87	0.0117	70.07
C-4	0.333	8533322.2	17.24	42.51	907.18	9071.8	4535.9	0.0117	53.14
D-4	0.242	6475319.3	12.04	29.69	633.69	6336.9	3168.46	0.0117	37.11
376	0.068	170901.6	2.46	6.066	129.45	1294.5	647.29	0.0117	7.58
375	0.092	2391425.2	3.74	9.23	196.86	1968.6	984.1	0.0117	11.54
420	0.123	3187822.8	5.34	13.18	281.14	2811.4	1405.68	0.0117	16.48
391	0.132	3310236.9	5.88	14.49	309.29	3093.9	1546.49	0.0117	18.11
467	0.082	2113698.1	3.20	7.91	168.74	1687.4	843.74	0.0117	9.89
932	0.068	1715972.5	3.05	7.51	160.23	1602.3	801.13	0.0117	9.39
437	0.134	3332786.8	5.98	14.75	314.76	3147.6	1573.82	0.0117	18.44
436	0.138	3657635.3	6.18	15.24	325.13	3251.3	1625.63	0.0117	19.05
360	0.141	3692536.4	6.32	15.58	332.54	3325.4	1662.69	0.0117	19.07
421	0.149	3802476.6	6.78	16.70	356.48	3564.8	1782.41	0.0117	20.87
140	0.256	6652151.5	12.81	31.58	673.93	6739.3	3369.67	0.0117	39.47
139	0.220	5547181.1	10.73	26.46	564.61	5646.1	2823.08	0.0117	33.07
138	0.117	2886826.6	5.03	12.40	264.47	2644.7	1322.37	0.0017	15.50
39	0.148	3779917.3	6.76	16.67	355.66	3518.9	1778.31	0.0117	20.84
40	0.290	7954838.6	14.78	36.45	777.83	7778.3	3889.14	0.0117	45.56
41	0.352	8754057.3	18.36	45.27	966.02	9660.2	4830.09	0.0117	56.58
42	0.150	3816964.3	6.83	16.85	359.53	3595.3	1797.66	0.0117	21.06

43	0.160	4304257.7	7.41	18.27	389.84	3898.4	1949.18	0.0117	22.83
----	-------	-----------	------	-------	--------	--------	---------	--------	-------

V.3 Modélisation de la structure en présence du système d'isolation

La vue en plan et en 3D de la structure modélisée est représentée à la figure V.4.



a)- Vue en plan de la structure

b)-vue en 3D de la structure.

Figure V.4 : Représentation de la structure à base isolé

V.4 Exploitation et interprétation des résultats

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et des graphes ci-dessous :

V.4.1 Périodes et facteurs de contribution modale

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.3), on remarque que le comportement modal:

- La période propre de la structure en présence du système d'isolation est de **2.490 s**, ce qui nous permet de dire qu'elle est souple.
- Le premier mode de vibration est une Translation dans le sens x-x ; il mobilise plus de 70 % de la masse modale de la structure.
- Le deuxième mode de vibration est une Translation dans le sens y-y ; il mobilise plus de 90 % de la masse modale de la structure.
- Le troisième mode de vibration est une Torsion.
- Le nombre de modes à prendre en considération est 3 modes. Car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes (Article 4.3.4 du RPA 99) [28], soit :

- Sens x-x SumU_x : 99.83 %.
- Sens y-y SumU_y : 99.75 %.

Tableau V.3 : Périodes et facteurs de contribution modale :

Mode	Période	U _x	U _y	Cumulé	U _x	Cumulé U _y	Nature
1	2.490	76.459	0.7146	76.4599	0.7146		Translation x-x
2	2.487	0.8044	98.9404	77.2643	99.6550		Translation y-y
3	2.408	22.568	0.1043	99.8330	99.7594		Torsion
4	0.479	0.0007	0.2378	99.8337	99.9972		
5	0.442	0.1626	0.0002	99.9963	99.9975		
6	0.355	0.0026	0.0004	99.9989	99.9979		
7	0.152	0.0001	0.0019	99.9989	99.9998		
8	0.139	0.0001	0.0000	99.9992	99.9998		
9	0.135	0.0001	0.0000	99.9994	99.9998		
10	0.131	0.0000	0.0000	99.9994	99.9998		
11	0.123	0.0006	0.0000	100.000	99.9998		
12	0.118	0.0000	0.0001	100.000	99.9999		

V.4.2 Les déplacements du dernier niveau

Les figures (figure V.5 et figure V.6) montrent les déplacements du dernier niveau dans les deux sens d'application du mouvement sismique.

Dans le sens X (il y a 4 portiques) le déplacement maximal atteint un peu plus de 8 cm alors que dans le sens Y atteint les 6 cm (il y a 8 portiques).

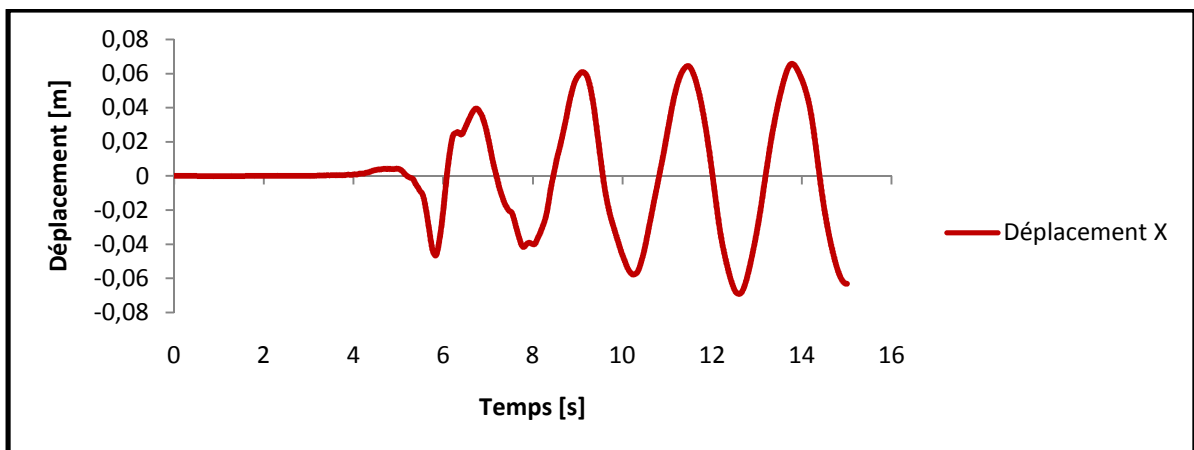


Figure V.5 : Déplacement de dernier niveau suivant X

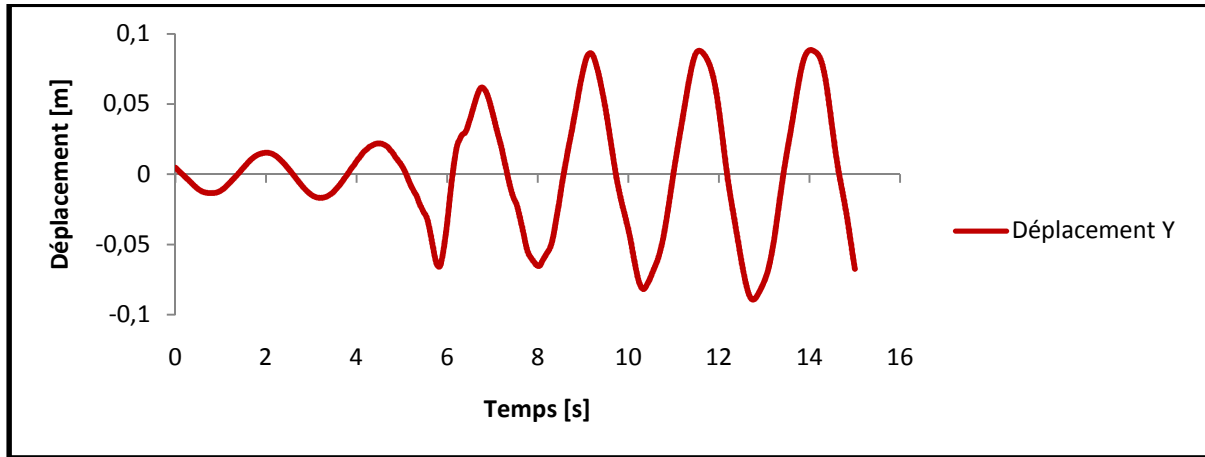


Figure V.6 : Déplacement de dernier niveau suivant Y.

V.4.3 Les déplacements inter étages

Les figures (figure V.7 et figure V.8) montrent une comparaison entre les déplacements du dernier niveau et les déplacements de l'avant dernier niveau. On remarque que la différence est négligeable dans les deux sens.

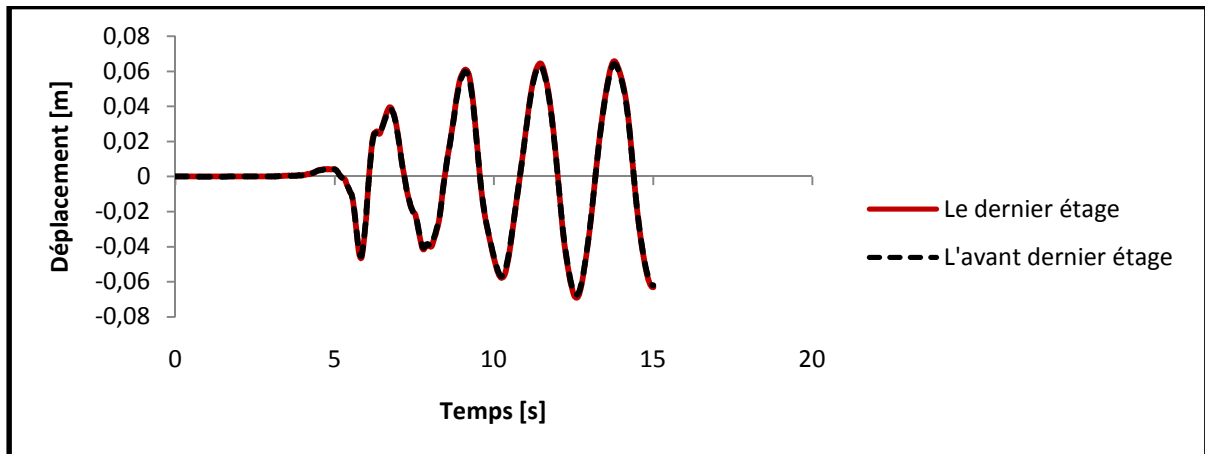


Figure V.7 : Comparaison des déplacements inters étages pour les deux derniers niveaux dans la direction X.

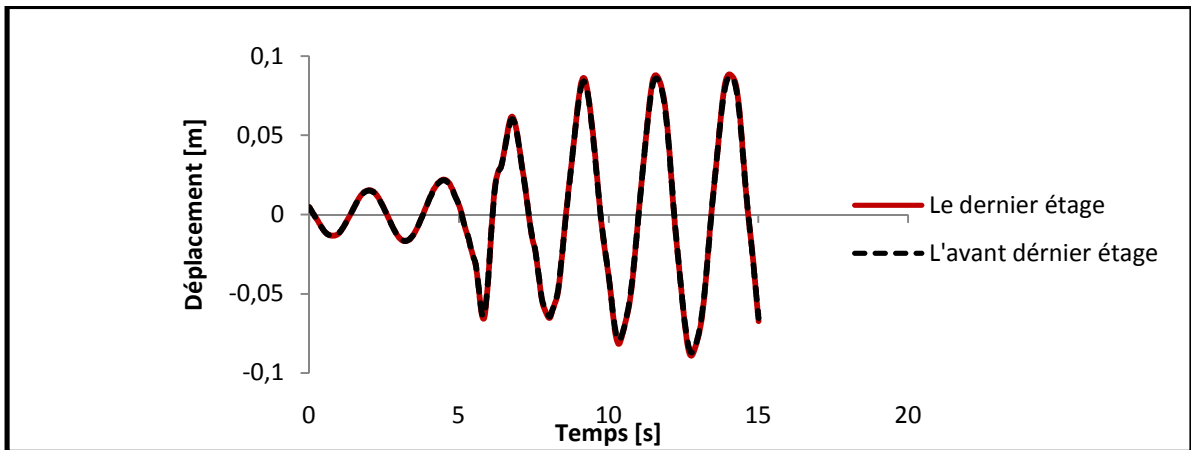


Figure V.8 : Comparaison des déplacements inters étages pour les deux derniers niveaux dans la direction Y.

D'après la (figure V.9), on remarque une évolution pratiquement identique de l'allure des déplacements et accélération sur toute la hauteur de la structure à base isolé (entre les deux directions).

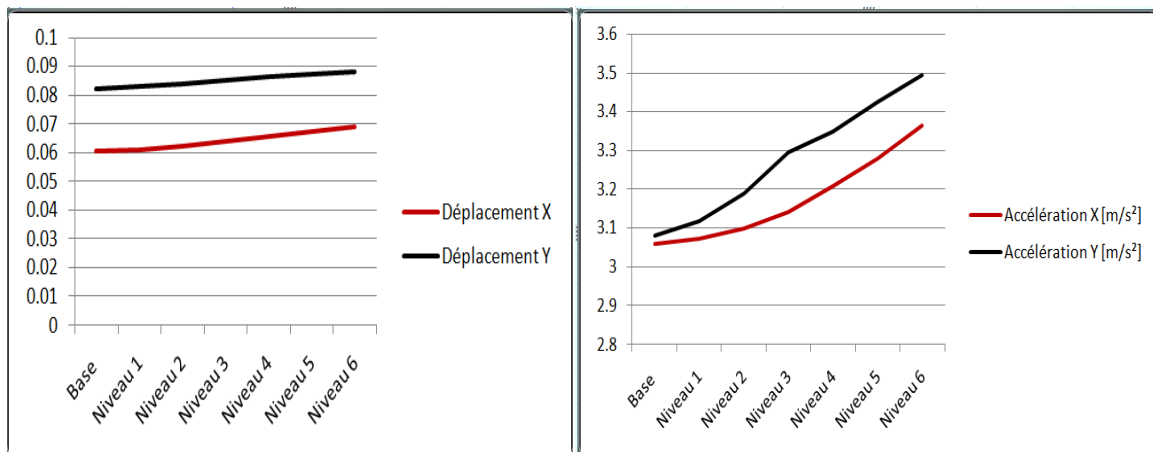


Figure V.9 : Les déplacements des différents niveaux.

V.4.4 Les efforts tranchants

La variation temporelle de l'effort tranchant est montrée sur les figure (figure V.10 et figure V.11), l'effort tranchant est presque le même dans les deux directions (2789 KN selon le sens X et 2858 KN selon le sens Y).

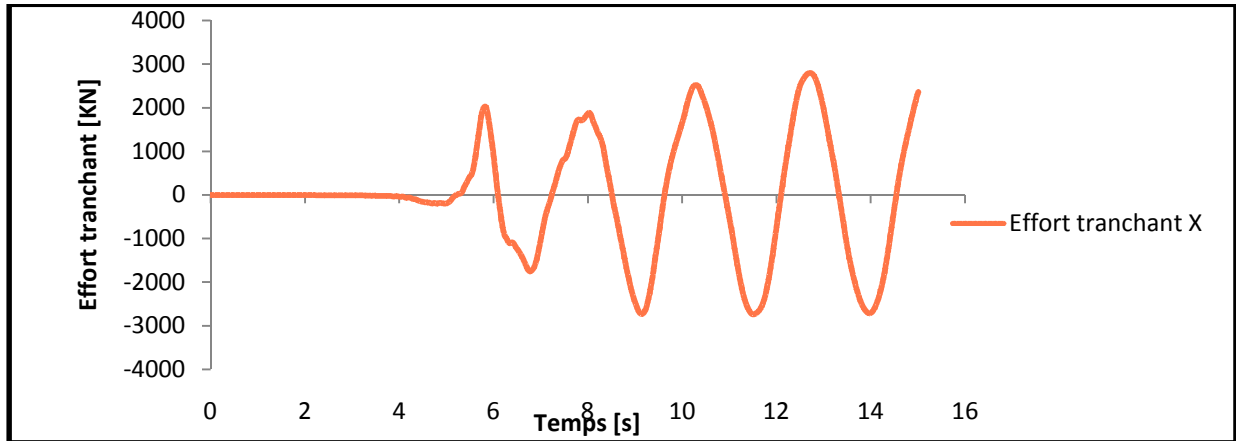


Figure V.10 : Effort tranchant à la base suivant X.

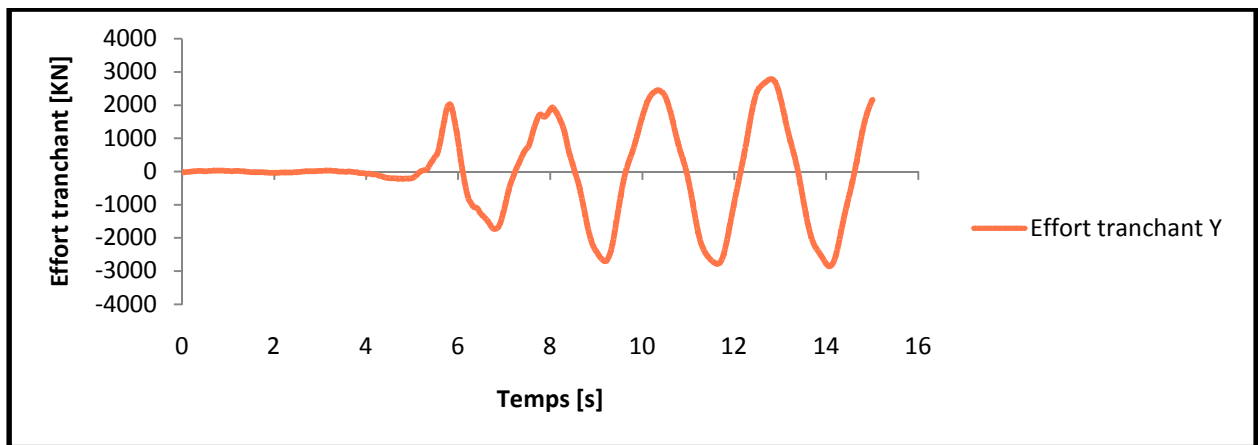


Figure V.11 : Effort tranchant à la base suivant Y.

V.4.5 Les accélérations :

Les figures (figure V.12 et figure V.13) nous montre que les accélérations du dernier niveau dans les deux sens de mouvement sont presque les mêmes (3.366 m/s^2 suivant X et 3.495 m/s^2 suivant Y).

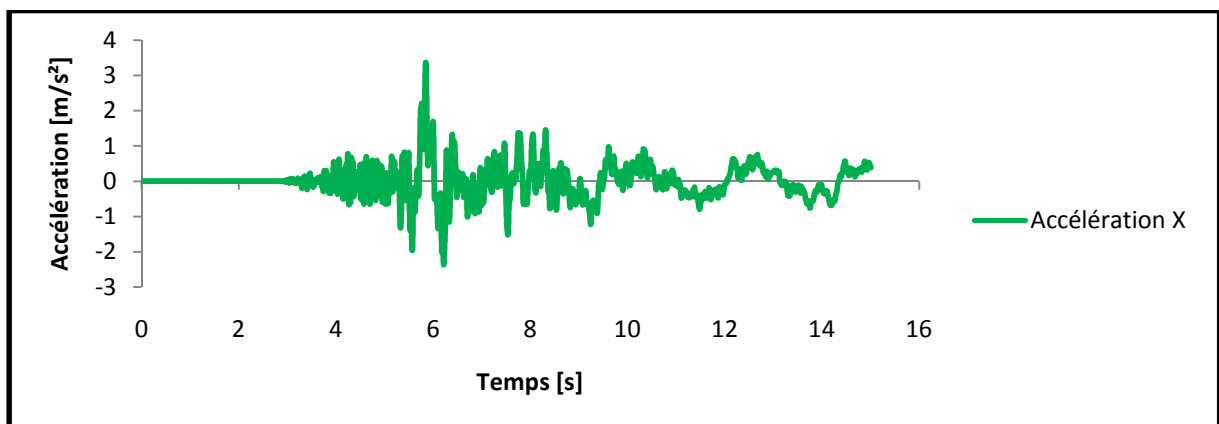


Figure V.12 : Accélération de dernier niveau suivant X.

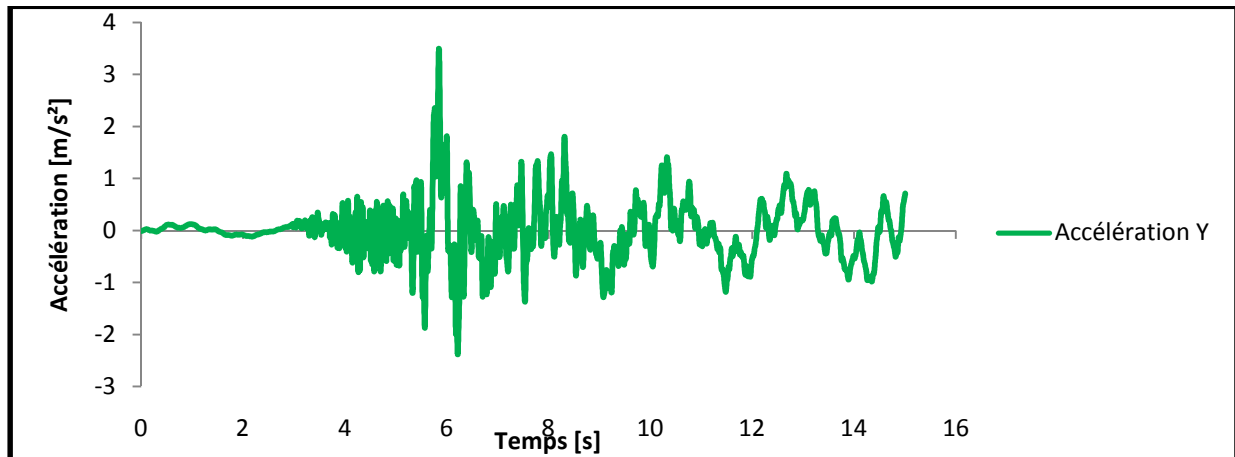


Figure V.13 : Accélération du dernier niveau Y.

V.4.6 Les moments de renversement

La variation temporelle de des moments renversants est montrée sur les figures (Figure V.14 et figure V.15) à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre de 37334KN.m dans le sens Y et de l'ordre 7320 KN.m dans le sens X. La différence entre ces deux valeurs peut être expliquée par la forme rectangulaire de la structure, à laquelle un axe fort et un axe faible lui est approprié (différence de la rigidité flexionnelle dans les deux sens).

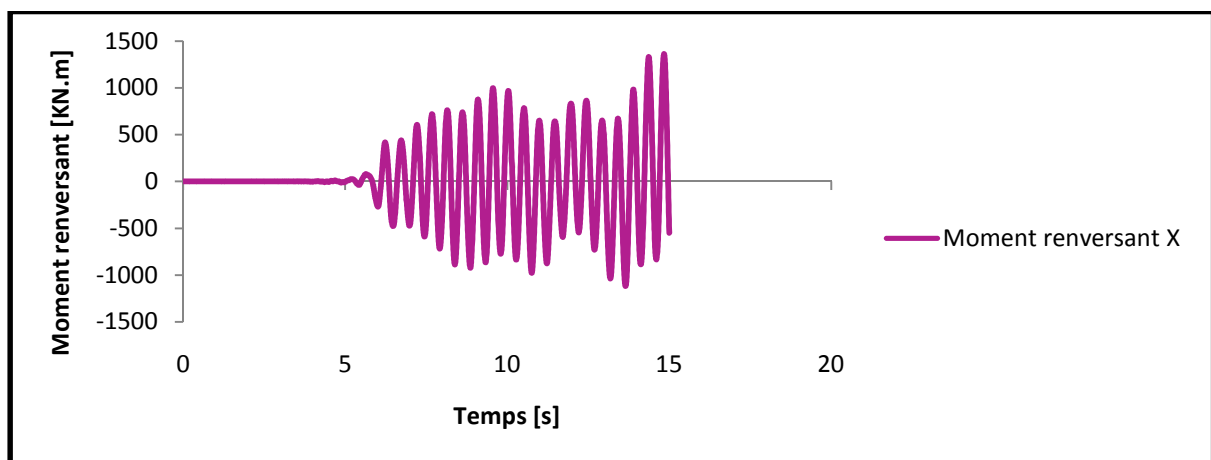


Figure V.14 : le moment renversant suivant X.

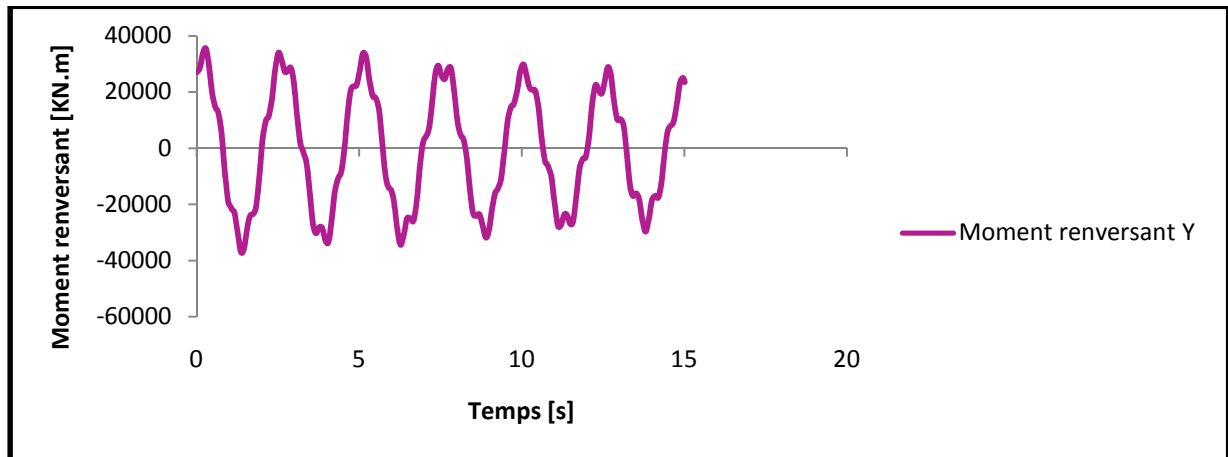


Figure V.15 : le moment renversant suivant Y.

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique temporelle par l'accélérogramme de KEDDARA de la structure en présence du système d'isolation, ils sont récapitulés dans le tableau et figures ci-après :

Tableau V.4 : Les pics des déplacements, efforts tranchants, accélération et moment renversant au dernier niveau

Déplacement suivant X [cm]	6.911
Déplacement suivant Y [cm]	8.819
Accélération suivant X [m/s^2]	3.366
Accélération suivant Y [m/s^2]	3.495
Effort tranchant suivant X [KN]	2789
Effort tranchant suivant Y [KN]	2858
Moment renversant X [KN.m]	1361
Moment renversant Y [KN.m]	37340

PARTIE II

Etude comparative de la structure à base fixe et à base isolé

Introduction

L'étude comparative des réponses dynamiques (les réponses en déplacement, accélérations et efforts tranchants) entre structure encastrée et la même structure isolée nous permet de déterminer le degré d'efficacité du système d'isolation et d'évaluer la performance des structures isolées.

V.1 Périodes et facteurs de contribution modale

Les résultats illustrés ci-dessous dans le (tableau V.5) représentent la comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution pour la structure à base fixe et pour la structure à bas isolée.

Tableau V.5 : Comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution

Mode	Structure à base fixe				Structure à base isolé			
	T (s)	W (rad/s)	$\sum U(X)$	$\sum U_Y$	T (s)	W(rad/s)	$\sum U(X)$	$\sum U_Y$
1	0.735	8.544	0.082	70.59	2.490	2.522	76.4599	0.7146
2	0.674	9.317	69.244	70.601	2.487	2.525	77.2643	99.6550
3	0.552	11.37	70.365	71.452	2.408	2.607	99.8330	99.7594
4	0.180	34.88	70.371	87.510	0.479	13.11	99.8337	99.9972
5	0.153	41.04	84.004	87.43	0.442	14.20	99.9963	99.9975
6	0.144	43.61	84.281	87.801	0.355	17.69	99.9989	99.9979
7	0.134	46.86	84.998	87.804	0.152	41.31	99.9989	99.9998
8	0.130	48.30	86.663	87.824	0.139	45.17	99.9992	99.9998
9	0.127	49.44	86.681	88.566	0.135	46.51	99.9994	99.9998
10	0.083	75.66	86.681	94.566	0.131	47.93	99.9994	99.9998
11	0.064	98.12	86.682	94.738	0.123	51.05	100.000	99.9998
12	0.061	102.9	93.787	94.739	0.118	53.22	100.000	99.9999

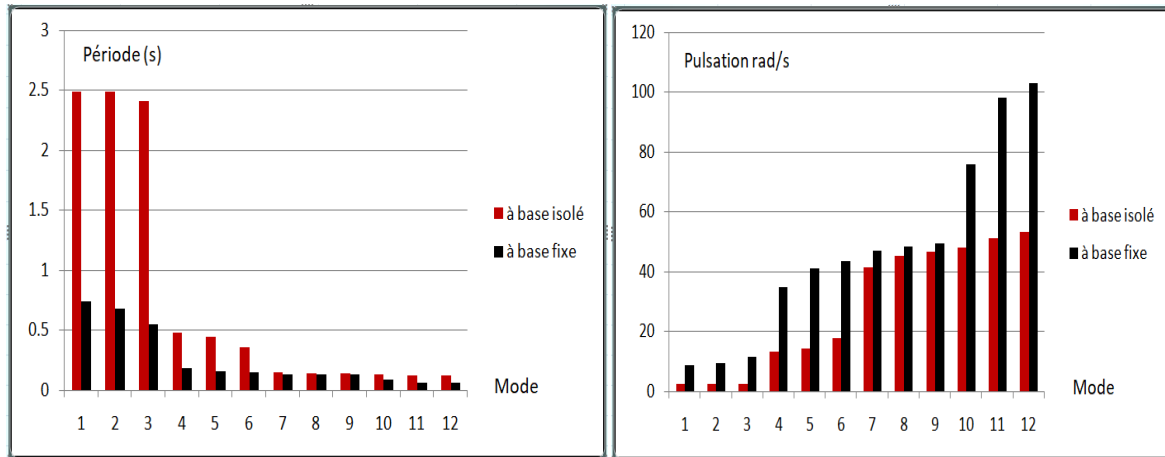


Figure V.16 : Comparaison des périodes et des pulsations pour la structure isolée et non isolée.

D'après le tableau V.5 et l'histogramme représenté à la figure V.16, nous pouvons faire les constatations suivantes :

Les périodes sont importantes et les pulsations sont réduites pour les différents modes de la structure à base isolée comparé à celles ayant une base fixe.

Le système d'isolation ramène la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour une structure encastree. La souplesse de la structure isolée (due au rallongement de la période) est obtenue par l'introduction des isolateurs entre la fondation et la superstructure. On constate que ce système d'isolation a pour effet d'assouplir

La structure.

Pour ce qui est du facteur de contribution modale dans la structure isolée, il dépasse les 99% en troisième mode dans les deux sens, ce qui permet de déduire que la réponse dynamique de cette structure est régie par les premiers modes, par conséquent on peut dire que la participation des modes supérieurs est complètement négligeable.

V.2 Les déplacements et accélération

Les figures suivantes montrent une comparaison des déplacements et accélérations des différents niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y.

Tableau V.6: Accélération et déplacement maximaux de la structure à base fixe et à base isolée.

	Déplacement (cm)				Accélération (m/s ²)			
	Suivant X		Suivant Y		Suivant X		Suivant Y	
	A base fixe	A base isolé	A base fixe	A base isolé	A base Fixe	A base Isolé	A base Fixe	A base Isolé
Niveau 6	5.514	6.911	5.716	8.819	5.833	3.364	5.268	3.495
Niveau 5	4.357	6.739	4.605	8.737	5,301	3.279	4.969	3.425
Niveau 4	3.182	6.565	3.409	8.636	5,264	3.208	4.167	3.349
Niveau 3	2.039	6.395	2.205	8.529	4.409	3.141	3.610	3.269
Niveau 2	1.012	6.243	1.114	8.410	2.871	3,099	3.344	3.189
Niveau 1	0.2619	6.124	0.308	8.293	0.944	3,071	1.55	3.119
Base	0	6.068	0	8.223	0	3.059	0	3.081

Les figures (figure V.17 et figure V.18) montrent les déplacements au dernier niveau pour les deux directions transversale et longitudinale.

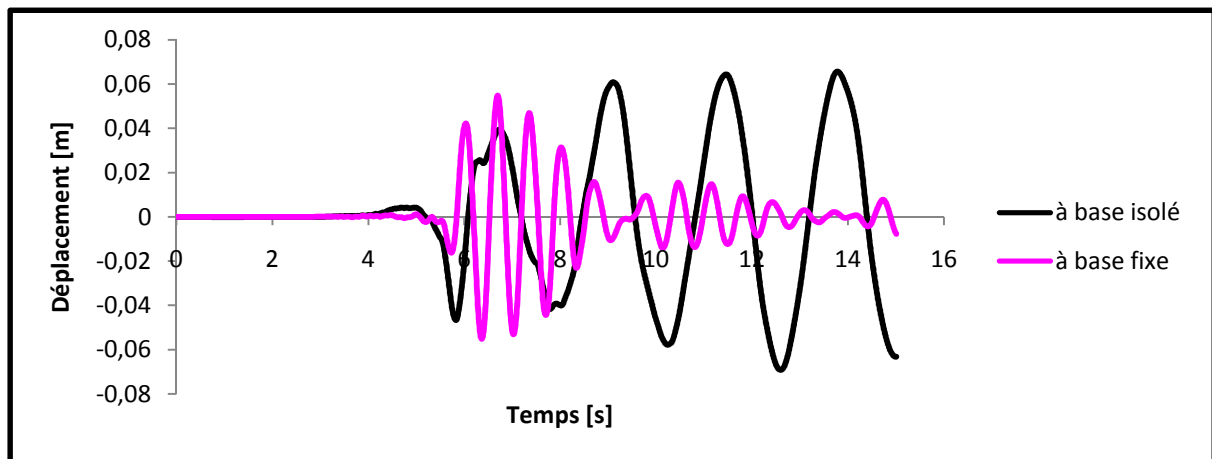


Figure V.17 : Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure à base fixe et la structure isolée suivant X.

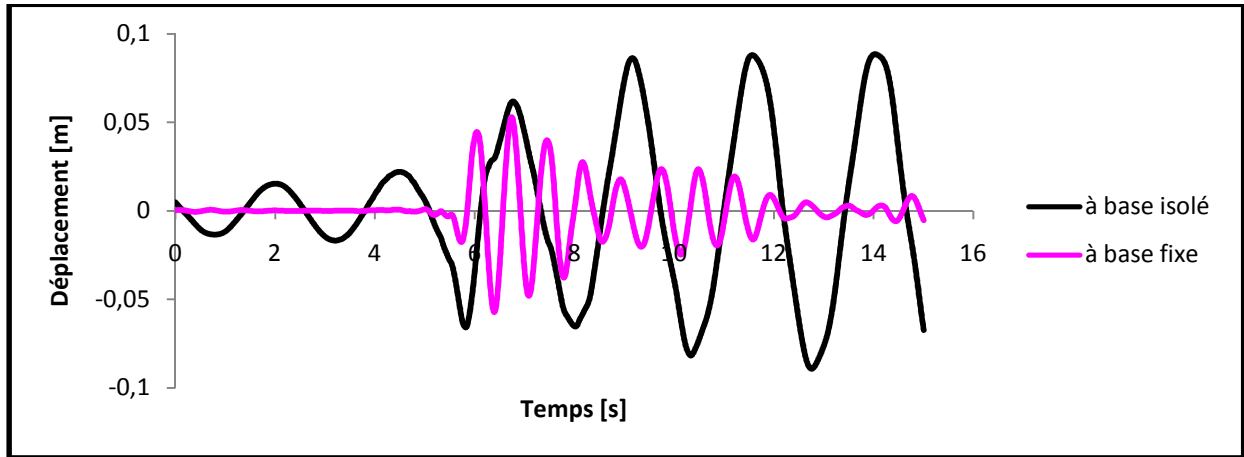


Figure V.18: Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure à base fixe et la structure isolée suivant Y.

Les réponses maximales en accélération et déplacement des différents niveaux des structures (à base fixe / base isolée) sont présentées au (tableau V.6) et. La comparaison de ces résultats nous montre que le système d'isolation a fait diminuer l'accélération de [57.62%] et augmenter le déplacement du dernier niveau de [79.78%], en raison du découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure.

Les figures (figure V.19 et figure V.20) nous montrent les déplacements et les accélérations de la structure à bas fixe et à base isolé de chaque étage.

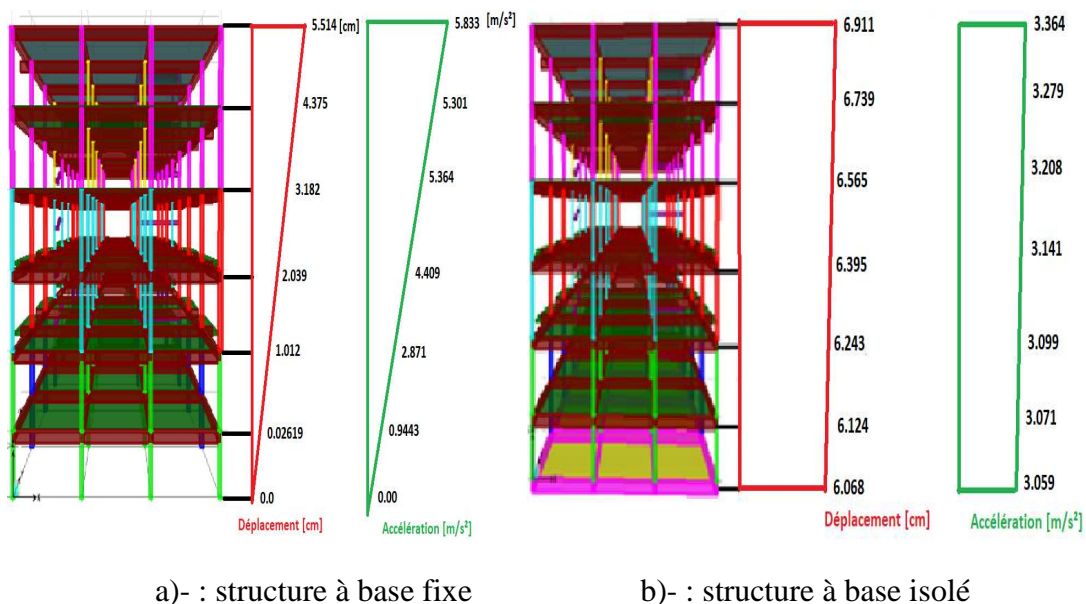
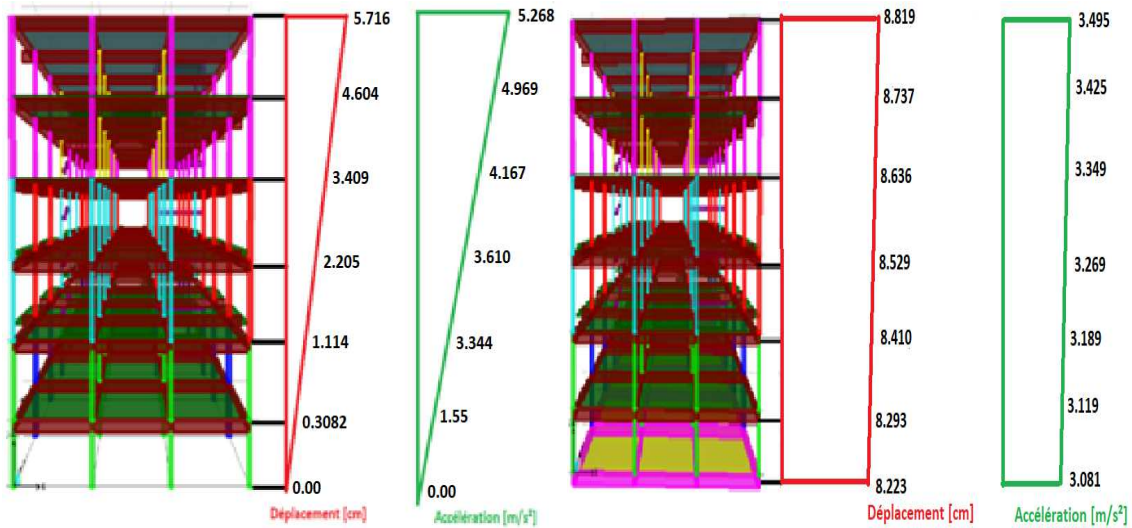


Figure V.19: comparaison des déplacements maximaux des différents niveaux dans la direction X.



a)- : structure à base fixe

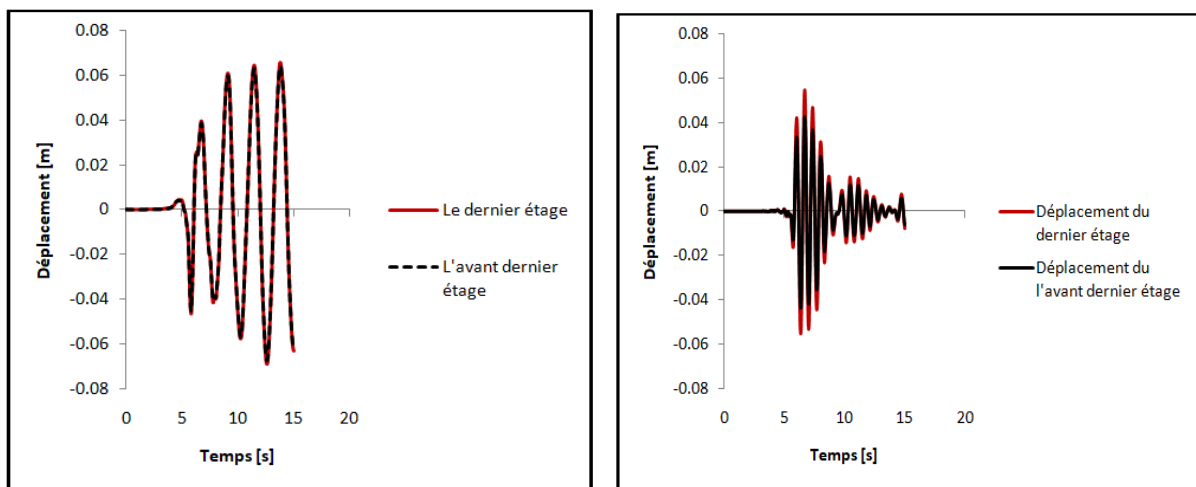
b)- : structure à base isolé

Figure V.20: comparaison des déplacements maximaux des différents niveaux dans la direction Y.

Les déplacements de la structure isolée dans les deux directions X et Y sont plus importants relativement aux déplacements de la structure encastree. Les ci-dessus nous montrent que la structure à base isolé se déplace comme un bloc rigide dans les deux sens de mouvement.

V.3 Les déplacements inter étage

Les figures (figure V.21 et figure V.22) nous montrent une comparaison des déplacements pour les deux derniers niveaux des structures à base fixe et isolée dans les deux sens de mouvements.



a)- : structure à base isolé

b)- : structure à base fixe

Figure V.21: Comparaison des déplacements inter étages entre les deux structures suivant X.

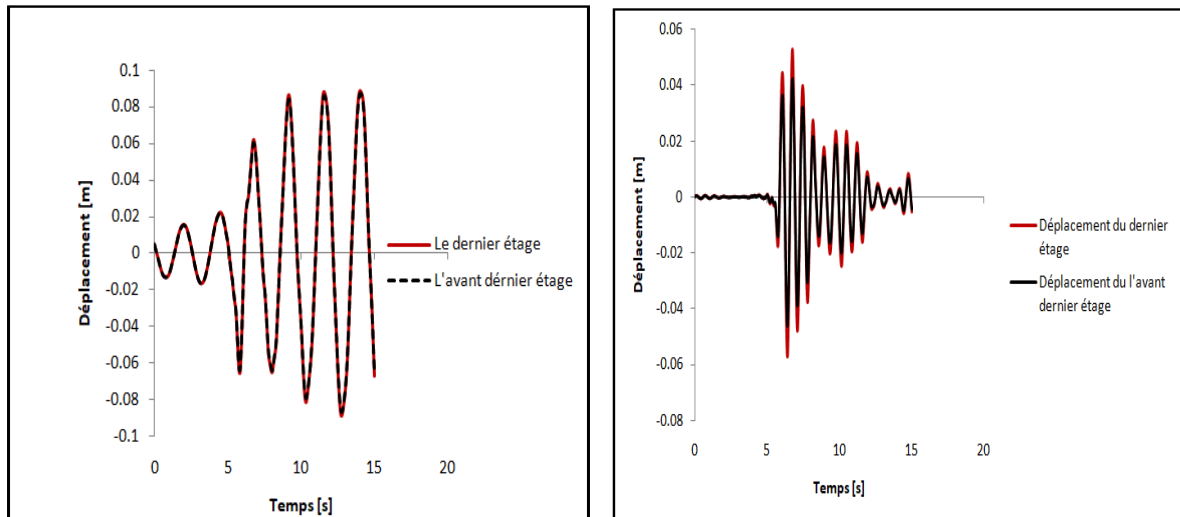


Figure V.22: Comparaison des déplacements inter étages entre les deux structures isolée suivant Y.

Les figures (figure V.21 et figure V.22) montrent que les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque négligeables, ce qui nous permet de dire que la structure isolée vibre comme un bloc rigide, cela veut dire que la structure subit moins de déformation car les déplacements horizontaux sont presque identiques dans toute la hauteur de la structure.

V.4 Les efforts tranchants

Les Figures (figure V.23 et figure V.24) montre une comparaison des efforts tranchants à la base pour des deux structures (à base fixe et à base isolé) dans les deux directions X et Y.

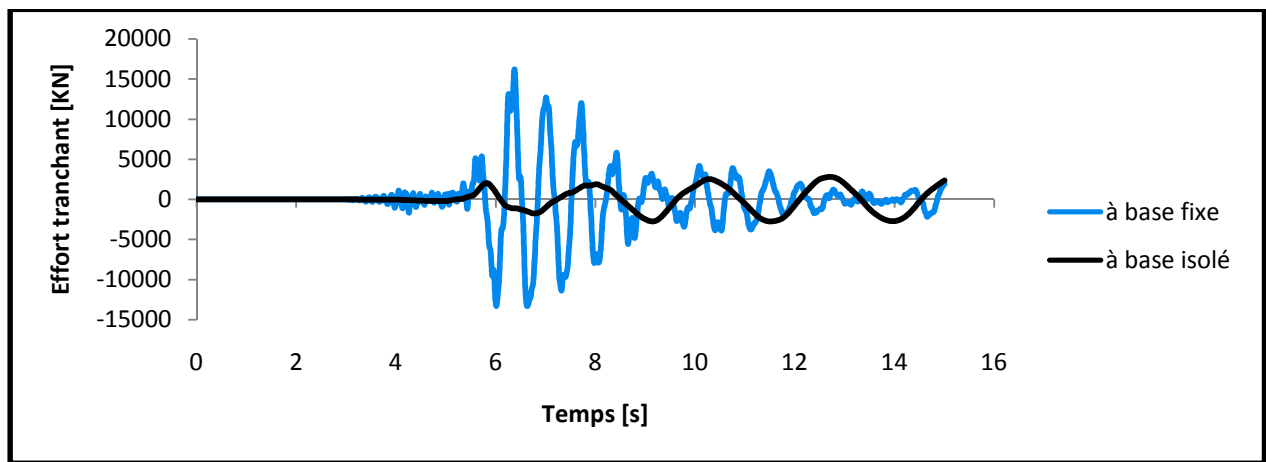


Figure V.23 : Comparaison des efforts tranchants à la base entre la structure à base fixe et à base isolé suivant le sens X.

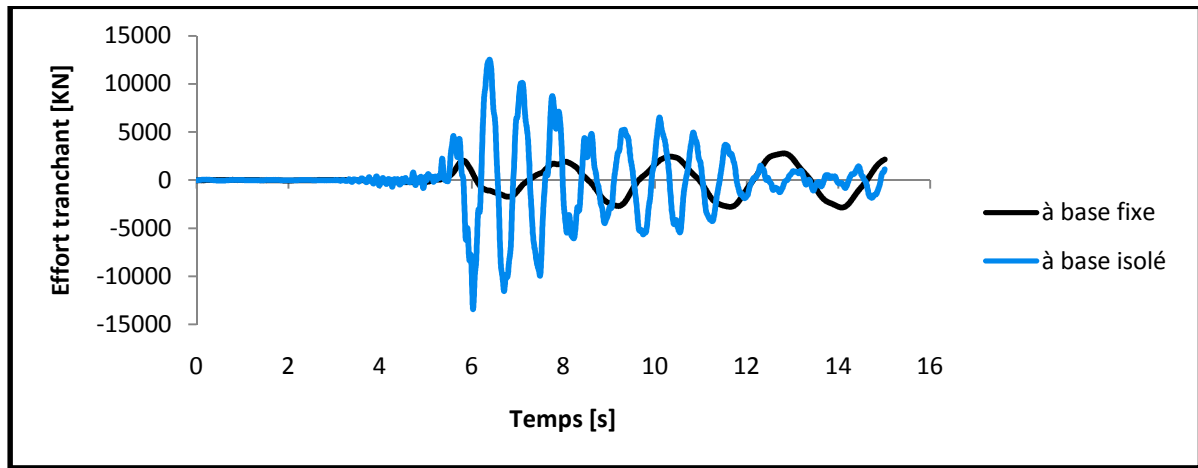


Figure V.24 : Comparaison des efforts tranchants à la base entre les structures suivant le sens Y.

D'après les figures ci-dessus, on remarque que la structure équipé d'isolateur sismique subit un effort tranchant près de 5 à 6 fois plus faible que celui du bâtiment à base fixe (16190 KN pour la structure à base fixe et 2789 KN pour la structure à base isolé (selon le sens X)). Donc, le système d'isolation réduit considérablement l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.

V.5 Les moments renversants

Les Figures (figure V.25 et figure V.26) montre une comparaison des moments renversants à la base pour des deux structures (à base fixe et à base isolé) dans les deux directions X et Y.

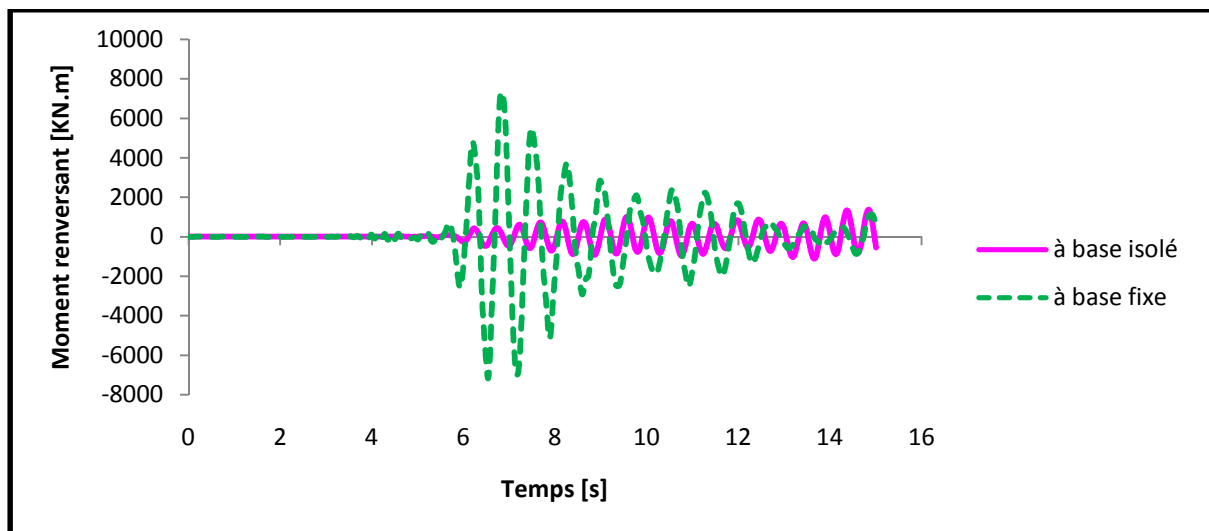


Figure V.25: Comparaison des moments renversants à la base entre les deux structures suivant le sens X.

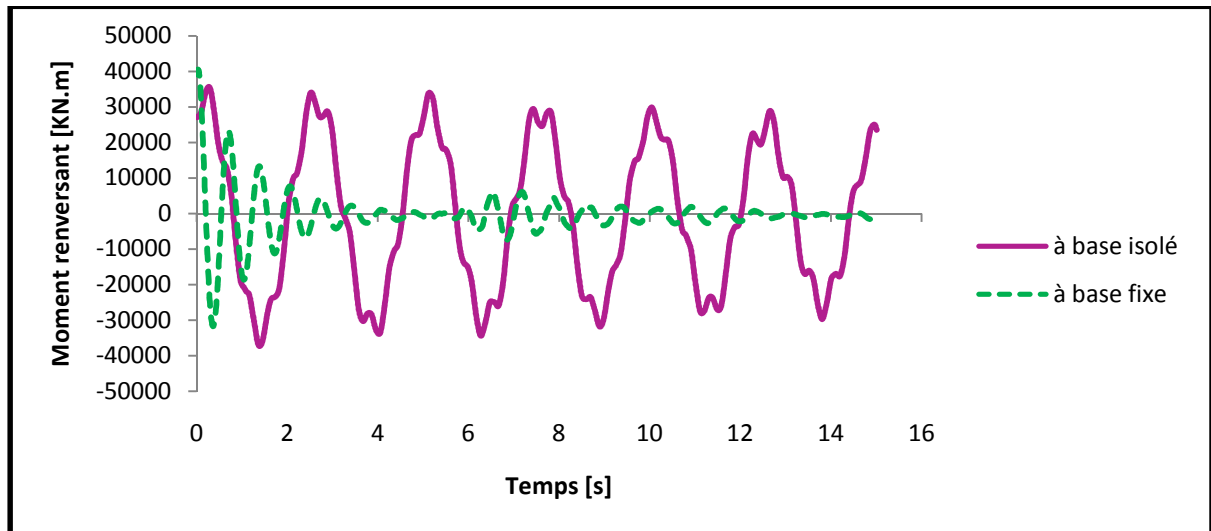


Figure V.26 : Comparaison des moments renversants à la base entre les deux structures suivant le sens Y.

D'après les figures ci-dessus, on remarque que la structure équipé d'isolateur sismique subit un moment renversant près de 5 à 6 fois plus faible que celui du bâtiment à base fixe (7320 KN.m pour la structure à base fixe et 1361 KN.m pour la structure à isolé). Donc, le système d'isolation réduit considérablement moment renversant à la base. Il suit de manier proportionnel les efforts tranchants.

Conclusion

L'allure de la réponse en termes de déplacements, accélérations efforts tranchants, et moment renversant montre bien que les isolateurs jouent leur rôle de filtres des hautes fréquences.

Après l'analyse comparative entre les deux systèmes (isolé et à base fixe), on peut récapituler les résultats obtenus :

- Les périodes du système isolé sont importantes par rapport à celles du système à base fixe.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables qu'aux déplacements de la structure à base fixe.
- Les déplacements inter-étages de la structure isolée sont quasi nuls. Cela signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe.

- Les efforts tranchants sont réduits par ce système d'isolation.
- Le découplage du sol diminue le moment renversement, ce qui soulage les éléments porteurs verticaux et réduit les tassements différentiels.

Conclusion générale

En guise de conclusion, nous tenons à rappeler que l'objectif de notre travail est de contribuer à la modélisation des isolateurs sismiques et à la compréhension du comportement des structures équipées de cette technique. Elle consiste en l'introduction d'une composante flexible entre le sol et la structure, découplant ainsi les mouvements de la superstructure de ceux du sol. Cette technique d'isolateurs peut être réalisée selon de nombreuses manières. Parmi celles-ci, les isolateurs à base d'élastomère prennent une place de choix grâce à une simplicité de fabrication alliée à un faible coût et à une similarité avec les appuis classiques.

Une étude comparative a été menée entre une structure à base fixe et à base isolée (système en élastomère frété (HDR)), soumises à la même excitation sismique. Les résultats obtenus de cette étude montrent que l'isolation sismique est plus efficace pour minimiser les dommages structuraux, et de sauver des vies humaines pendant et immédiatement après un séisme. A partir de l'étude comparative, on a abouti aux principales conclusions suivantes :

Les structures isolées, se déplacent sur les appuis comme un bloc quasi indéformable. Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis. Grâce à leur faible rigidité, la période propre de la construction s'allonge et la vitesse d'oscillation diminue.

La superstructure subit des accélérations plus faibles que le sol. Il y a donc atténuation des accélérations et non pas d'amplification. Les appuis agissent donc comme un filtre qui ne laisse passer que des vibrations de longue période.

Le découplage du sol fait diminuer les efforts tranchants et les moments de renversement à la base, ce qui permet de soulager les éléments porteurs verticaux et de réduire les tassements différentiels.

Ce travail qui se veut une introduction à l'isolation sismique nous a permis de maîtriser les bases du calcul des bâtiments sur appuis parasismiques, ce domaine n'est pas encore parfaitement maîtrisé en Algérie. Étant donné la forte sismicité dans notre pays, ainsi que l'évolution faite dans le domaine du génie parasismique, cela devrait être suivi par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, pour les ouvrages qui sont appelés à rester opérationnels pendant et après un séisme.

Enfin, d'après les constatations faites on peut dire qu'une structure dotée d'isolateur pourra résister au séisme avec très peu de dommage, ce qui constitue une alternative admise pour la réduction de l'action sismique.

Références bibliographiques

[1] : **Guide de la conception parasismique des bâtiments**, association française de génie parasismique, AFGP 2004, France. 129 p.

[2] : **BONDONET.G**, Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada, Thèse de Doctorat, 1997, Montréal, Québec, 421 p.

[3]: **Betbeder-Matibet. J** : GENIE PARASISMIQUE, prévention parasismique volume 3, Paris, Edition EYROLLES, 2003 .

[4] : INFO EXPOPROTECTION, Protection parasismique/ Place à l'amortissement

[En ligne] (page consultée le 07/12/2012) Disponible sur : http://www.info.expoprotection.com/site/FR/Protection_parasismique_Place_a_la_mortissement,C1294,I1687,Zoomf1aea423db172c96fda3a5635316b0e3,FromPag eN.htm.

[5] : **GUIZANI.L**, Groupe Conseil Inc., Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point.1997.

[6] : **BALANDIER.P**, Eléments de conception parasismique à l'usage des techniciens du bâtiment pour DDE Martinique – SECQUIP, 2001([http://www.planseisme.fr\(http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Polycopie_de_conception_niveau_technicien.pdf\)](http://www.planseisme.fr(http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Polycopie_de_conception_niveau_technicien.pdf)))

[7]: International conference of bulding officials (ICBO) , Earthquake Regulations for seismic-isolated structures, Uniforme building Code, chapitre 16,1997.

[8]: **Naeim. F, Kelly. J**, « Design of Seismic Isolated Structures: from Theory to Practice», John Wiley & Sons Inc., USA, 1999.

[9] : **BENYAD.K**, Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base (mémoire de magister), Université Abou Bakr Belkaid , Tlemcen,2013.

[10] : **POLYMEDIA**. La Revue POLYTECHNIQUE [En ligne] (page consultée le 29/01/2014) Disponible sur : <http://www.polymedia.ch/RpArticles/view/344> .

[11]: **F.Y.Cheng,H.jiang,K.Lou**, « Smart structures innovative systems for seismic reponse control », Taylor & Francis group London New York,2008.

[12] : **CHU de Martinique**, Construction de nouveau plateau technique de l'hôpital PIERE ZOBDA QUITMAN, 2013, France, 6 p.

[13] : **CHU de Martinique**, Un nouveau plateau technique pour le CHU de Martinique, 2013, France, 60-65 p.

[14]: **FEMA-450 Applied Technology Council**, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1—Provisions, prepared by the Building Seismic», chapitre 13, Safety Council of the National Institute of Building Sciences, 2003.

[15]: **YOZO.S, OSAMU. H, et TSUTOMU.K**, Structural design of base isolation system for tall building in Japan, 2004.

Références bibliographiques

[16] : **DAVIDOVICI .V**, formulaire du béton armé 1. 2ème édition. Paris : Edition le Moniteur ,1996.

[17] : lettre CTC centre N° 76 (édition novembre 2013)

[18] : **Milan. Z**, Conception parasismique : risque sismique conception parasismique des bâtiments réglementation, Edition Parenthèses 1996.

[20] :**Davenne. L, Ghavamian .S ,Nader.M, Mikaël.A,Davidovici.V** , Méthodologie de dimensionnement et de vérification des structures équipées d'appuis parasismiques en élastomère et d'amortisseurs, 7ème colloque national AFPS (2007)-Ecole centrale Paris.

[21] : **Renault. J, Gichli. M .B**, premier application des appuis antisismique à friction : la centrale nucléaire Koeberg, in annales de l'ITBTP (Paris , n° 371 , Avril 1979).

[22]: **Mostaghel. N, Khodaverdian .M**, Dynamics of Resilient –Friction Base Isolator, in EESD, vol. 15, 1987, pp. 397-390.

[23]: **Newmark, N.M, Rosenbleuth, E**, Fundamentals of Earthquake Engineering Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1971.

[24] : **WIELAND.M**, Seismic Aspect of Dams : vingt et unième congrès des grands barrages, Juin. 2003, Montréal, 120 p.

[25] : **Zerari .M**, Calcul pratique des structures parasismiques

[26] : Document Technique règlementaire DTR B.C 2.2 ,charges permanentes et charges d'exploitation .CGS, Alger.

[27] : Règles BAEL 91 modifiées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites. Edition EYROLLES ,2000.

[28] : Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S , document technique règlementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003. Alger.

[29] : **SIQUEIRA .G.H**, Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel, Thèse de Doctorat, 2013, Sherbrooke, Canada, 258 p.

[30] : **Lebib L.et al**, Isolation sismique à la base des structures, mémoire de master en génie civil, Bejaia, Université A. MIRA, 2013.

[31] : **Meghouche. D**, Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures, Mémoire de magister en génie civil, Boumerdès, université M'hamed Bougara,2012.

[32] : **Bencharif.R et Terchi.B**, Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments, mémoire de magister en génie civil, Ecole Nationale des Travaux Public ;2008.

Références bibliographiques

[33] : **Ounis.H.M, Ounis.A, KAAB.M**, Effects of the damping on the seismic response of a base isolated building. Effect of damping on isolated building, 2011, 20(2), ISSN : 2249-0566.

[34] : **Djellouli.L** : Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures, Mémoire de Magister, 2012, Biskra, Algérie, 169 p.

[35] : **NAIT ZERRAD, I. et BENMOUNA, N**, Analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments, Mémoire de Master, 2014, Tlemcen, Algérie, 91 p.

[36] : **HAMOUCHE .S** : Modélisation et étude de l'isolation sismiques des constructions, mémoire de magister, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2009.