

TABLE DE MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	13
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION PARASISMIQUE	15
I.1. Aperçu historique	15
I.2. Principe de base	16
I.3. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base	17
I.4. Réhabilitation des structures existantes	19
I.5. Application mondiale des systèmes d'isolation	20
I.5.1. Japon	20
I.5.2. République Populaire de Chine	21
I.5.3. Russie	22
I.5.4. Etats Unis d'Amérique	22
I.5.5. Italie	23
I.5.6. Taiwan, Arménie, Nouvelle Zélande, France, et autre pays	24
CHAPITRE II : LA THEORIE DE L'ISOLATION PARASISMIQUE	26
II.1. Dimensionnement des isolateurs de base	26
II.1.1. Amortisseurs parasismiques	26
II.1.1.1. Amortisseurs hystérétiques	27
II.1.1.2. Amortisseurs visqueux	27
II.1.1.3. Amortisseurs à frottement	28
II.1.1.4. Amortisseurs magnétiques	28
II.1.2. Appuis parasismiques	28
II.1.2.1. Les appuis à déformation	28
II.1.2.2. Les appuis à glissement	31
II.1.2.3. Les appuis à déformation et glissement	34
II.1.2.4. Les appuis à roulement	40
II.2. Essais de validation des propriétés mécaniques des isolateurs	40
II.3. Analyse mathématique des structures isolées	42

CHAPITRE III : REGLEMENTATION DES STRUCTURES ISOLEES A LA BASE	47
III.1.Introduction	47
III.2. Les codes d'isolement sismiques dans le monde	47
III.2. 1. Méthode modale spectrale	48
III.2. 1. 1. L'isolement séismique au Japon	48
III.2. 1. 2. L'isolement séismique aux Etats-Unis	49
III.2. 1. 3. L'isolement sismique en Italie	52
III.2.2. Méthode statique équivalente	54
III.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	55
III.3. Expertise de la technique d'isolation	58
CHAPITRE IV : APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES D'ISOLATION SUR UN BATIMENT	60
IV.1. Introduction	60
IV.2. Méthodologie de travail	60
IV.3. Présentation de la structure et pré-dimensionnement	61
IV.4. Description des excitations sismiques	62
IV.5. Description des systèmes d'isolation	64
IV.5. 1. Isolateurs en caoutchouc fretté (NRB)	65
IV.5. 2. Isolateurs en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB)	66
IV.5. 3. Isolateurs en pendules glissants(FPS)	67
IV.6. Analyse numérique	70
IV.7. Etude paramétrique	70
IV.7.1. Niveaux de la structure	75
IV.7.2. Types d'isolateurs	92
IV.7.3. L'amortissement	100
CONCLUSION GENERALE	102
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	104

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran	15
Figure I.2: Bâtiment d'un tribunal en Angleterre traité ayant des isolateurs de base	15
Figure I.3: Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement	16
Figure I.4: Localisations des isolateurs parasismiques pour les bâtiments	17
Figure I.5 : Localisation des isolateurs parasismiques pour les ponts	18
Figure I.6: Comportements des structures lors d'un séisme	18
Figure I.7: Procédures de la réhabilitation sismique (F. Achour et Al, 2007)	19
Figure I.8: La Cour d'appel de San Francisco	19
Figure I.9 : Le nombre de bâtiments isolés dans les pays les plus actifs	20
Figure I.10 : Première application du système d'isolation japonaise aux gratte-ciels	21
Figure I.11: Conséquences du séisme de Wenchuan (Chine) en 2008	21
Figure I.12: Des structures isolées à la base à Sotchi (Russie)	22
Figure I.13: Réhabilitation des structures à USA par des systèmes d'isolations	22
Figure I.14: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie	22
Figure I.15: La première application du nouveau code sismique Italien aux bâtiments isolés à la base	23
Figure I.16: Bâtiment isolé à la base à Yerevan (Arménie)	24
Figure I.17: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington	25
Figure II.01: Amortisseur hystérétique	27
Figure II.02: Amortisseur visqueux	28
Figure II.03: Amortisseurs à frottement	28
Figure II.04 : Loi de comportement des Appuis de type (NRB)	29
Figure II.05: Loi de comportement des Appuis de type (LRB)	31
Figure II.06: Concept des isolateurs à glissement	31
Figure II.07: Appuis en pendules glissants (FPS)	32
Figure II.08: Loi de comportement des appuis de type (FPS)	34
Figure II.09: Appuis à glisseur plat (FSB)	34
Figure II.10: Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004)	35
Figure II.11: Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004)	36
Figure II.12: Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004)	37
Figure II.13: Appuis à glisseur Plat (ACHOUR Farida, 2004)	38
Figure II.14: Les appuis à roulement	39
Figure II.15: Test d'évaluation des paramètres des isolateurs de base	40
Figure II.16: Rigidité effective dans une loi de comportement viscoélastique	41
Figure II.17: Structure isolée à la base	41
Figure III.01: Accélération spectrale de conception $S_0(T)$	47
Figure III.02: Le coefficient d'amplification de site $G_S(T)$	48
Figure III.03: Spectre de réponse selon l'IBC2003	49
Figure III.04: Spectres d'emplacement aux quatre classes de site	50
Figure III.05: Spectre de conception	51
Figure III.06: Spectres d'accélération pour différents sites à la zone sismique 1	52
Figure III.07: Exemple d'un bâtiment isolé à la base	55

Figure IV.01: Modèle en éléments finis du bâtiment proposé à l'étude	60
Figure IV.02: Accélérogramme de Loma Prieta	62
Figure IV.03: Accélérogramme de Sylmar	62
Figure IV.04: Spectres de Loma Prieta et Sylmar	63
Figure IV.05: Mise en œuvre des isolateurs de base	63
Figure IV.06: Loi de comportement des appuis de type (NRB)	64
Figure IV.07: Loi de comportement des appuis de type (LRB)	65
Figure IV.08: Loi de comportement des appuis de type (FPS)	67
Figure IV.09 : Les trois premiers modes de vibration de la structure à base fixe	68
Figure IV.10 : Les trois premiers modes de vibration de la structure à base isolée (LRB, FPS, NRB)	68
Figure IV.11: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta	74
Figure IV.12: Accélération des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta	75
Figure IV.13: Déplacement des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta	75
Figure IV.14: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta	76
Figure IV.15: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Sylmar	77
Figure IV.16: Accélération des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Sylmar	77
Figure IV.17: Déplacement des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Sylmar	78
Figure IV.18: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Sylmar	78
Figure IV.19: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta	81
Figure IV.20: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta	81
Figure IV.21: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta	82
Figure IV.22: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta	82
Figure IV.23: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar	83
Figure 0.24: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar	83
Figure IV.25: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar	84
Figure IV.26: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar	84
Figure IV.27: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta	86
Figure IV.28: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta	86

Figure IV.29: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta	87
Figure IV.30: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta	87
Figure IV.181: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar	87
Figure IV.32 : Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar	88
Figure IV.33: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar	88
Figure IV.34: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar	89
Figure IV.35: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta	89
Figure IV.36: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta	90
Figure IV.37: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta	90
Figure IV.38: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta	91
Figure IV.39: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar	91
Figure IV.40: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar	92
Figure IV.41: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar	92
Figure IV.42: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar	93
Figure IV.43: Déplacements absolu du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	93
Figure IV.44: Accélération du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	94
Figure IV.45: Déplacements du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	94
Figure IV.46: Effort tranchant du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	95
Figure IV.47: Déplacement absolu du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	95
Figure IV.48: Accélération du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	95
Figure IV.49: Déplacement du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	96
Figure IV.50: Effort tranchant du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	96
Figure IV.51: Déplacement absolu du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	96

Figure IV.52: Accélération du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	96
Figure IV.53: Déplacement du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta	96
Figure IV.54: Déplacement absolu du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	97
Figure IV.55: Accélération du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	97
Figure IV.56: Déplacement du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar	97
Figure IV.57: Spectres de réponse en pseudo-accélération à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB) sous un chargement de Loma Prieta	98
Figure IV.58: Spectres de réponse en déplacement relatif à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB) sous un chargement de Loma Prieta	98
Figure IV.59: Spectres de réponse en pseudo-accélération à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB) sous un chargement de Sylmar	99
Figure IV.60: Spectres de réponse en déplacement relatif à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB) sous un chargement de Sylmar	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1: Les valeurs du coefficient F_a en fonction des zones et les accélérations spectrales à périodes courtes	51
Tableau III.2: Les valeurs du coefficient F_v en fonction des zones et les accélérations spectrales à période d'une seconde	51
Tableau III.3: Facteurs d'amortissement B_D et B_M	52
Tableau III.4: Valeurs des paramètres décrivant le spectre élastique	53
Tableau III.5: Accélérations du sol pour les différentes zones sismiques	53
Tableau III.6: Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans les trois différents codes Japonais, Américain et Italien.	54
Tableau IV.1: Périodes et facteurs de contribution modale des différents types d'isolation.	68
Tableau IV.2: Analyse comparative de performance des techniques d'isolation pour le cas du séisme de Loma Prieta	71
Tableau IV.3: Analyse comparative de performance des trois techniques d'isolation pour le cas du séisme de Sylmar	73

INTRODUCTION GENERALE :

Un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celle des actions usuelles. D'après Y. Chérait(2006), il se produit trois cent milles (300.000) tremblements de terre en moyenne par an dans le monde. Toutefois, seulement vingt (20) d'entre eux peuvent être considérés comme des séismes majeurs. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques, pertes humaines et économiques. A titre d'exemple, le séisme de Boumerdes en Algérie avec une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter a entraîné des dommages d'une valeur de 5.10^9 \$US et trois milles 3.000 victimes.

Lors d'un séisme important, la fondation d'une structure est soumise à des accélérations horizontales et cycliques, par la suite la structure ne suit pas les mouvements de la fondation en raison de la masse de l'ouvrage, des forces d'inertie apparaissent faisant osciller la structure, les forces dépendent des mouvements relatifs de la structure par rapport à la fondation. Ces forces engendrent des déformations de la structure. En fonction de la violence du séisme, la structure peut subir des déformations plastiques qui peuvent conduire à sa ruine.

L'isolation sismique à la base consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. D'après l'étude de Lotfi Guizani sur l'isolation sismique des ponts au Canada, les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées par rapport à la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

L'objectif d'une conception d'un ouvrage isolé à la base, est l'optimisation technique et économique vis-à-vis de l'ensemble des différentes contraintes, à savoir les contraintes naturelles présentées par l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception par exemple, les données sismologiques, climatiques, géométriques..., et aussi les contraintes fonctionnelles qui permettent à la structure d'assurer ses fonctions (le type de fondation, le type des isolateurs...), tout en respectant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

L'objectif principal de ce travail est de mettre en valeur l'influence des isolateurs sur le comportement de la superstructure. Ce travail est structuré en quatre chapitres à savoir :

Le premier chapitre donne un aperçu général sur la technique d'isolation parasismique, le deuxième chapitre a fait l'objet d'un développement du contexte mathématique des isolateurs parasismique, le troisième chapitre décrit les différents codes des isolateurs de base à travers le monde.

Le quatrième chapitre représente une étude détaillée de l'utilisation des isolateurs à la base d'un bâtiment, ainsi leur importance en qualité de sécurité par rapport aux constructions ordinaires.

GENERALITES SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION PARASISMIQUE

I.1. Aperçu historique :

Historiquement, des morceaux de bois ont été installés entre la base et le palier des maisons en Iran (figure I.1). 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. Dans les années 50, la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer (figure I.2), le trafic de véhicule, le vent...etc.



Figure I.1 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.

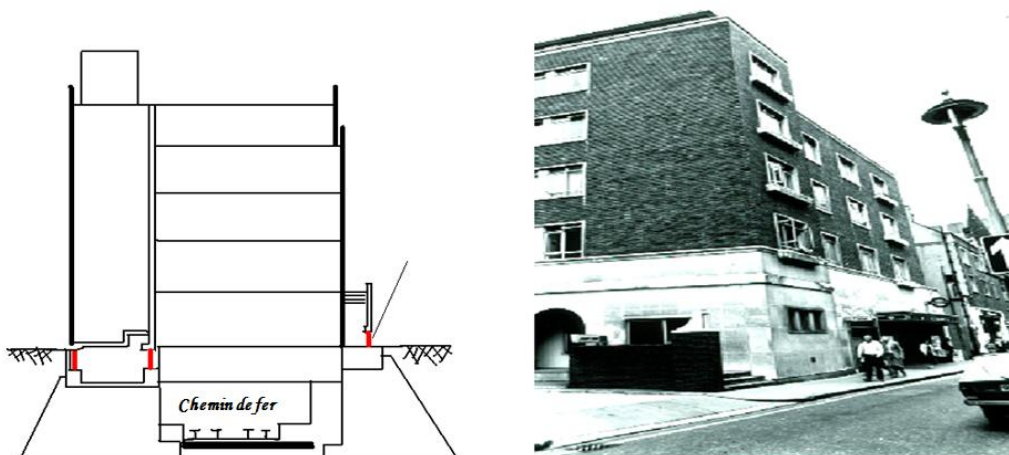


Figure I.2: Bâtiment d'un tribunal en Angleterre traité ayant des isolateurs de base.

La première tentative moderne d'isoler une structure à la base contre l'effet de séisme a été réalisée à l'école de Heinrich Pestalozzi en 1969 à Skopje (ex- Yougoslavie).

Par la suite, ce système a été appliqué pour le bâtiment de William Clayton en 1981 en Nouvelle Zélande, suivi du centre de droit communautaire et de justice aux Etats-Unis en 1985. La réponse favorable des structures isolées a été observée lors du séisme de Northridge aux Etats-Unis en 1994 et le séisme de Hyogoken-Nanbu au Japon en 1995 qui ont également contribué à l'acceptation de cette technologie.

En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla.

I.2. Principe de base :

L'isolation à la base repose sur un principe qui exige que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. La figure I.3 présente, de façon idéale, l'effet de l'accroissement de la période et de l'amortissement sur les forces et déplacements sismiques.

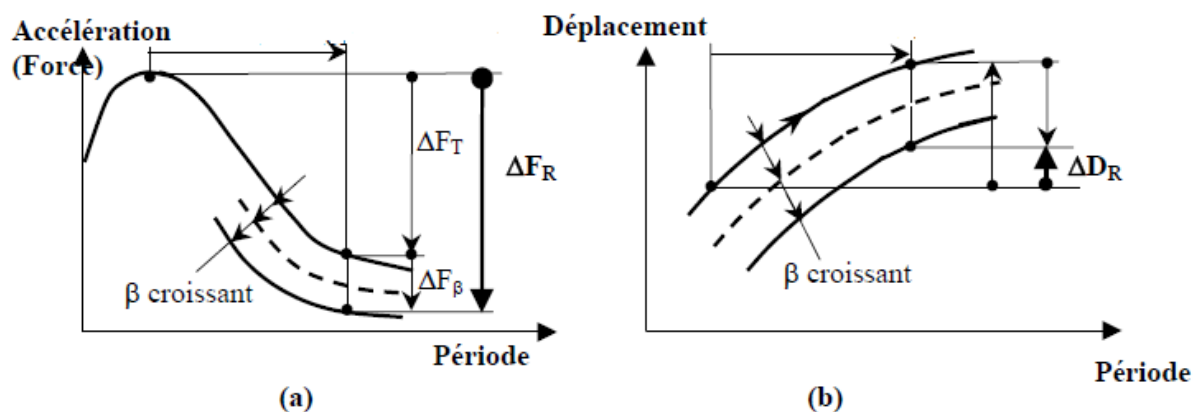


Figure I.3: Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement

(a) L'accélération et les forces d'inertie ; (b) Le déplacement

I.3. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :

Les composantes ou caractéristiques essentielles d'un système d'isolation typique sont:

- ✓ Un appui capable de transmettre les charges verticales ayant une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée), c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques.
- ✓ Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseurs sismique): Ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener à une réduction des forces et des accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application. Les systèmes de dissipation d'énergie les plus courants sont : les amortisseurs hydrauliques (viscous dampers), les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique), les amortisseurs à comportement hystérésis, les appuis en élastomères à haut taux d'amortissement, etc.
- ✓ Un système de retenue: le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. Pour certains types d'isolateurs, il peut s'avérer nécessaire d'incorporer un mécanisme de retenue dont la résistance minimale et maximale sont établis avec soin.

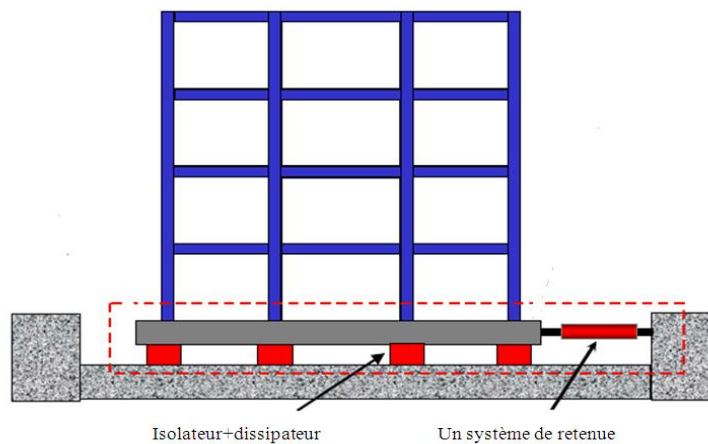


Figure I.4: Localisations des isolateurs parasismiques pour les bâtiments

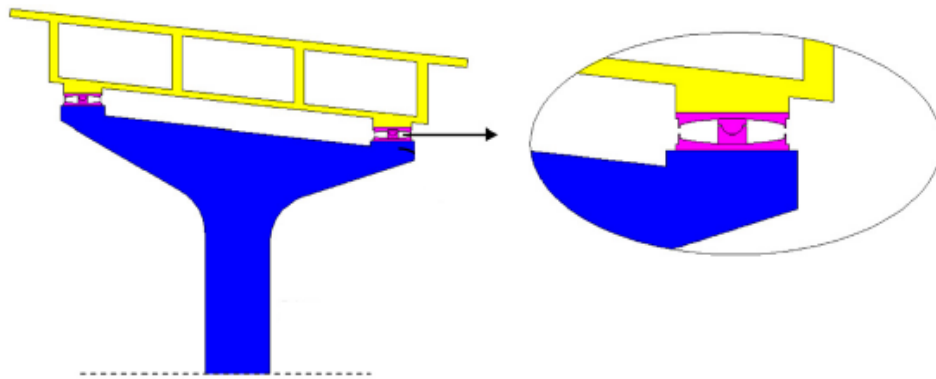


Figure I.5 : Localisation des isolateurs parasismiques pour les ponts.

L'isolation sismique consiste à introduire des appareils d'appui dont la rigidité horizontale est nettement plus faible que celle de la structure sus-jacente. Les appuis sont généralement placés entre les fondations et la superstructure, entre le sous-sol et le rez de chaussée ou encore, entre le RDC et le premier étage pour les bâtiments (figure I.4) et entre les appuis et le tablier pour les ponts (figure I.5). Les déplacements induits par le tremblement de terre se concentrent au niveau de ces appuis, conçus pour pouvoir absorber d'importants déplacements, et la superstructure se déplace d'un bloc (figure I.6).

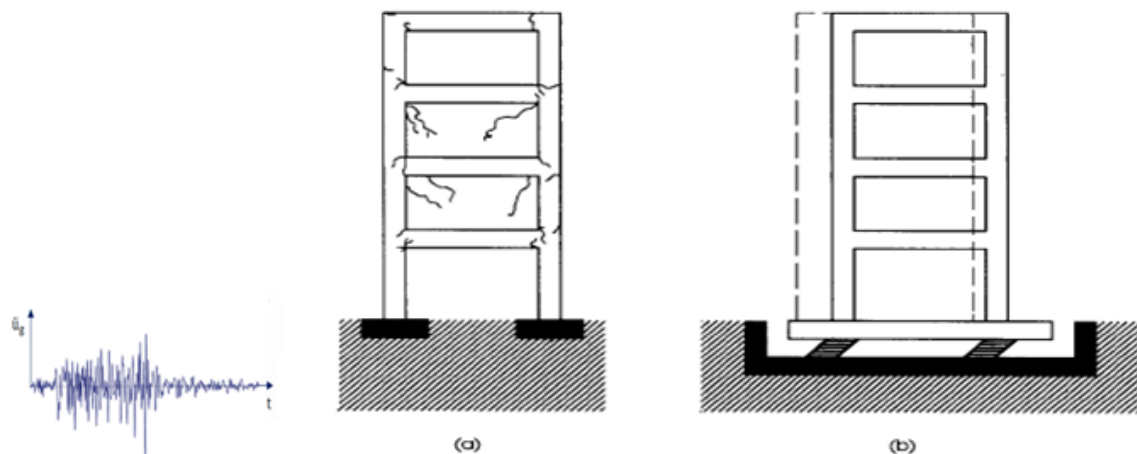


Figure I.6: Comportements des structures lors d'un séisme.

(a) Encastrée, (b) Isolée.

I.4. Réhabilitation des structures existantes :

La réhabilitation sismique des structures existantes est une technique qui nous permet soit de réparer les dommages, soit de renforcer les structures.

Le renforcement des structures peut se faire soit par l'augmentation de la résistance de la structure (Augmenter la résistance et la ductilité des éléments porteurs « poteaux et poutres », introduire de nouveaux éléments capables de reprendre une partie ou la totalité de l'action sismique), soit par réduire l'action sismique en fonction de la masse et/ou la rigidité (isolation en base) de la structure

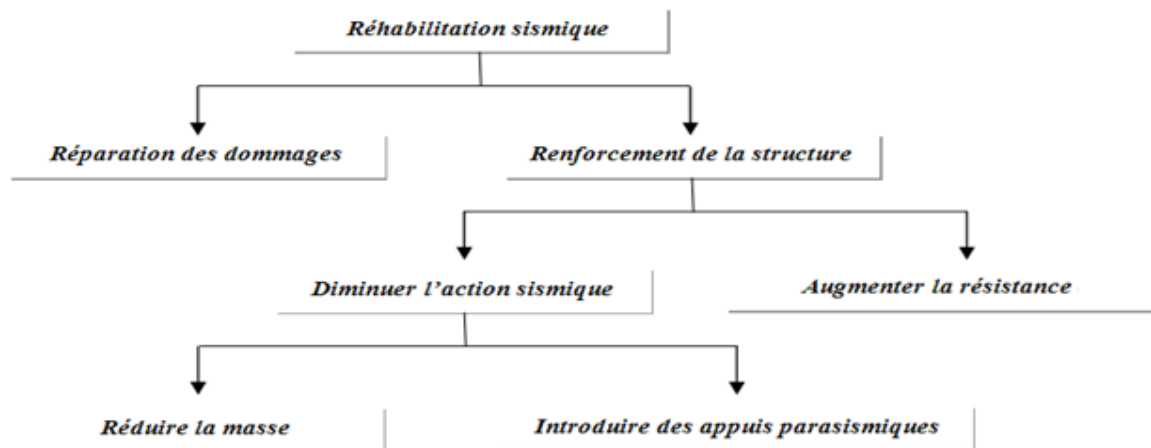


Figure I.7: Procédures de la réhabilitation sismique (F.Achour et Al, 2007)

La première tentative moderne de réhabilitation sismique par les isolateurs de base a été à l'hôtel de ville de Salt Lake (Utah, USA) en 1989. On peut aussi citer la réhabilitation par isolation qu'a été effectuée en 1995 pour la Cour d'appel de San Francisco



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

I.5. Application mondiale des systèmes d'isolation :

D'après un recensement qui a été effectué par MARTELLI et al en 2008, 10.000 structures nouvelles et existantes situées dans plus de 30 pays, ont utilisé la technique d'isolation parasismique. Ce recensement est basé sur le nombre des bâtiments construits à travers neuf (09) pays européenne qui sont le Japon, Chine, Russie, USA, Italie, France, Taiwan, New Zélande, Armenia ; par la suite, les dits recenseurs ont effectué un développement pour l'Italie basé sur l'utilisation des systèmes d'isolation de 1981 jusqu'à 2006 (Figure I.9)

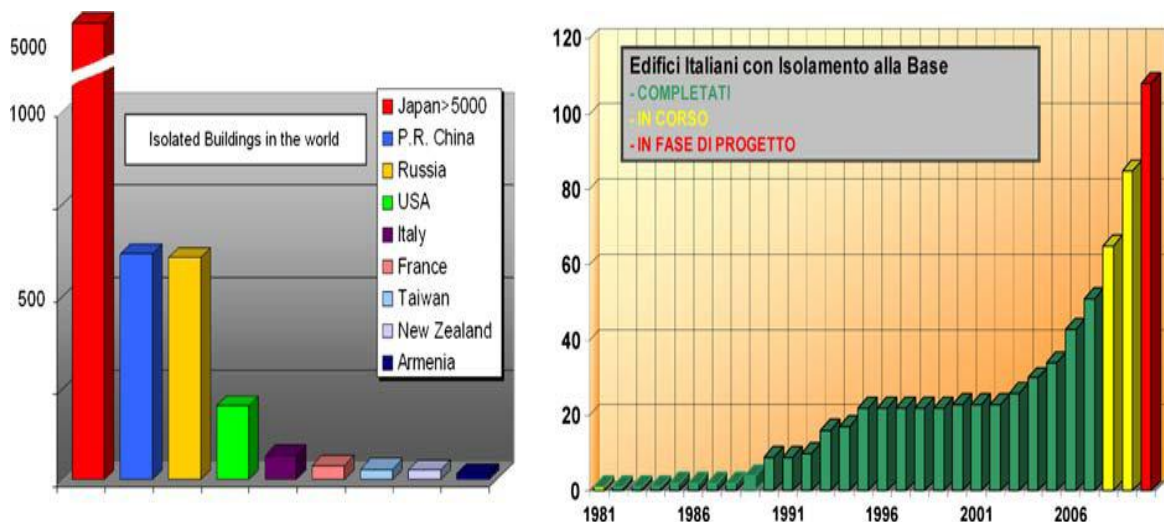


Figure I.9 :Le nombre de bâtiments isolés dans les pays les plus actifs(Martelli et Al, 2008)
Voila quelque exemple de réhabilitation et denouvelles constructions des structures isolées à travers le monde.

I.5.1. Japon :

L'excellent comportement de nombreux bâtiments protégés par des systèmes d'isolation, pendant le séisme de Hyogo-kenNanbu en 1995 a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées. Le Japon est le premier pays mondial pour le nombre d'applications des systèmes d'isolation (avec plus de 5.000 bâtiments ou maisons isolée, en plus de plusieurs ponts et viaducs isolés). La tendance est maintenant d'isoler, même les gratte-ciel et les petites maisons privées. En outre, la plus part des applications récentes se sont soit des réhabilitations des acquis culturels ou la protection des usines industrielles qui produisent des produits vulnérables

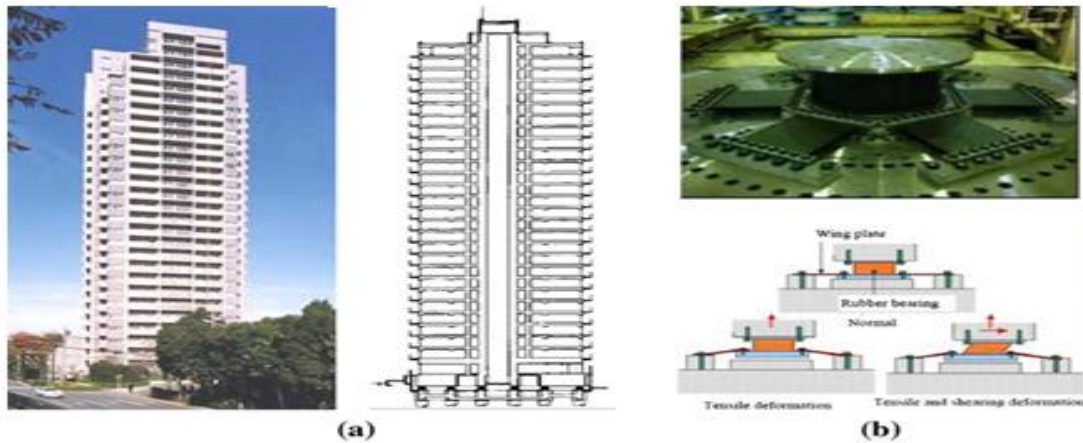


Figure I.10 :Première application du système d'isolation japonaise aux gratte-ciels

Un bâtiment de 87,4 m d'hauteur qui a été isolé à Tokyo en 2000, au moyen de 129 isolateurs, d'où une période propre de vibration de 4 sec.

I.5.2. République Populaire de Chine :

La République Populaire de Chine est en second lieu, avec approximativement 650 bâtiments et des nombreux ponts et viaducs qui sont isolés. Elle se caractérise également par une augmentation rapide de l'utilisation de système d'isolation. Comme au Japon, l'application de ce système a commencé par la modification des acquis culturels et les toits des structures des grandes envergures (stades, etc.). L'excellent comportement de quelques bâtiments de maçonnerie isolés à la base pendant le séisme de Wenchuan (figure 0.11) a fait accélérer la pénétration de ces systèmes d'isolation dans ce pays.



Figure I.11: Conséquences du séisme de Wenchuan (Chine) en 2008

- a. Les dommages d'un bâtiment durant le séisme de Wenchuan en 2008.Ce bâtiment a été conçu pour résister à un séisme de 7 degré sur l'échelle de Richter.
- b. Absence des dommages structurels et non-structuraux, dans un bâtiment isolé à la base durant le même séisme.

I.5.3. Russie:

Le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets, y compris les gratte-ciels.



Figure I.12: Des structures isolées à la base à Sotchi (Russie)

- a. Un nouveau complexe d'hôtel à Sotchi de 27 étages, protégé par 156 isolateurs.
- b. Un nouveau centre commercial à Sotchi de 21 étages, protégé par 200 isolateurs.

I.5.4. Etats Unis d'Amérique :

Aux Etats-Unis, 200 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets ont été réalisés, et plus de 650 ponts et viaducs ont été isolés. Dans ce pays, la technique d'isolation est relativement limitée à des structures stratégiques et publiques et la moitié de ces applications sont des réhabilitations.



Figure I.13: Réhabilitation des structures à USA par des systèmes d'isolations

- a. L'université de Californie à Los Angeles qui a été construite en 1992, protégée par des isolateurs. Cette structure a résisté au séisme de Northridge 1994.
- b. Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

I.5.5. 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 (figure I.9). Actuellement, l'Italie contient plus de 70 bâtiments isolés qui sont déjà ouverts à l'activité. Plus de 250 ponts et viaducs avait été déjà équipés de ce système et un nombre significatif de ce type de conception avait été appliqué au 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.



Figure I.14: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et al, 2008).



Figure I.15: La première application du nouveau code sismique Italien aux bâtiments isolés à la base.

I.5.6. Taiwan, Arménie, Nouvelle Zélande, France, et autre pays:

A Taiwan, le cas des structures isolés à la base a été introduit en 2005 dans le code séismique après le séisme de Chichi en 2003. L'adoption de ce code augmente de plus en plus ces nouvelles constructions et des réhabilitations des bâtiments et des ponts.

En ce qui concerne l'Arménie, ce pays a le plus grand nombre des bâtiments isolés par rapport à la densité des habitants (Figure I.16).

En Nouvelle Zélande, plus de 30 applications d'isolement de nouveaux et anciens bâtiments ainsi que des ponts et viaducs qui ont été protégés par les différents systèmes d'isolation (Figure I.17).

Pour la France, les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux bâtiments, mais également aux structures des centrales nucléaires.

En outre, il y a quelques années, des applications importantes ont également commencé en Turquie (après les séismes de Kocaeli et de Duzce en 1999) et dans d'autres pays européens, à savoir en Grèce et en Portugal. Beaucoup de ces derniers se servent des dispositifs d'isolement fabriqués en Italie. Des dispositifs italiens ont été également installés dans plusieurs autres pays, par exemple Taiwan, Corée du sud, Venezuela, Indonésie, et même aux Etats-Unis et Canada.



Figure I.16: Bâtiment isolé à la base à Yerevan (Arménie)

- a. Un complexe multifonctionnel, construit en 2005.
- b. Un groupe des isolateurs installés à la base d'une structure.

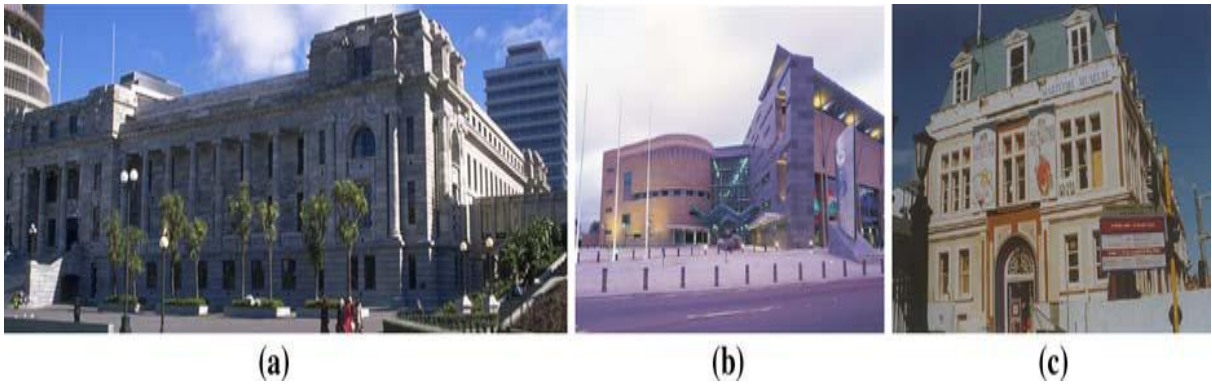


Figure I.17: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande)

- a. Bâtiment historique construit en 1921, réhabilité en 1992-1993.
- b. Le nouveau musée.
- c. Le musée maritime, réhabilité en 1993.

LA THEORIE D'ISOLATION PARASISMIQUE

II.1. Dimensionnement des isolateurs de base :

Comme il a été signalé au premier chapitre, les composantes essentielles d'un système d'isolation typique sont :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales ayant une faible rigidité horizontale
- Un mécanisme de dissipation d'énergie ou un système de retenue (amortisseurs parasismique)

II.1.1. Amortisseurs parasismiques :

Les amortisseurs parasismiques sont des dispositifs spéciaux qui ont pour objectif de fournir un amortissement supplémentaire aux structures afin de diminuer à la fois les efforts et les déplacements de la structure en dissipant l'énergie introduite dans les bâtiments durant les cycles de chargement alternés. Ils peuvent être utilisés en superstructure des bâtiments non isolés ou bien accouplés en série avec les appuis parasismiques, cette solution est aujourd'hui presque toujours utilisée sachant bien que les amortisseurs parasismiques n'ont aucun rôle porteur.

Les amortisseurs utilisés pour les structures de génie civil soumises à des actions dynamiques potentiellement importantes (séisme) ont un comportement qui peut s'éloigner notablement du domaine élastique linéaire. On distingue quatre familles principales d'amortisseurs à savoir :

- Amortisseurs hystérétiques ;
- Amortisseurs visqueux ;
- Amortisseurs à frottement ;
- Amortisseurs magnétiques.

II.1.1.1. Amortisseurs hystérétiques :

Ils sont appelés aussi amortisseurs élasto-plastique. L'énergie est dissipée par plastification alternée d'éléments très ductiles tels que l'acier doux, plomb, alliages. Le montage de ces amortisseurs devrait permettre un remplacement facile. Ils ne demandent pas d'entretien et peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformations post-élastiques avant de se rompre (Figure II.1).



Figure II.1: Amortisseur hystérétique

II.1.1.2. Amortisseurs visqueux :

Ces systèmes sont constitués de tiges solidaires à la structure plongeant dans un matériau très dense mais déformable, comme le bitume de grande viscosité, le plomb ou l'huile de grande densité. De même que les amortisseurs hystérétiques, l'inconvénient de ces amortisseurs est le besoin de maintenir la température pour le fluide (Figure II.2).

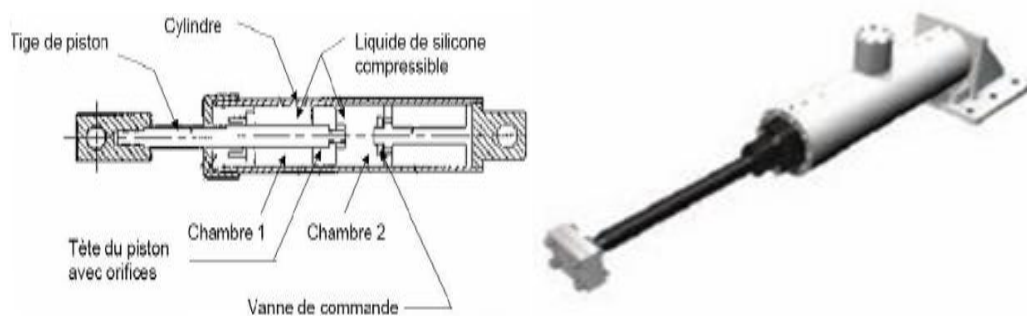


Figure II.2: Amortisseur visqueux.

II.1.1.3. Amortisseurs à frottement:

Ils sont disposés à divers endroits stratégiques de la superstructure et dissipent l'énergie par un frottement sec. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages (Figure II.3).

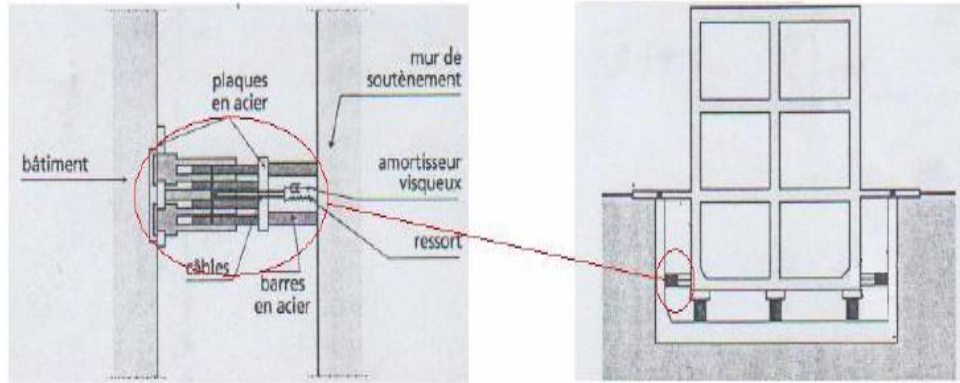


Figure II.3: Amortisseurs à frottement

II.1.1.4. Amortisseurs magnétiques :

Ces systèmes n'ont jamais été utilisés jusqu'à présent, ils sont restés au stade d'études théoriques. Les essais aux laboratoires de recherche ont permis de démontrer expérimentalement que les amortisseurs magnétiques peuvent réduire les déplacements à la base des immeubles (Bencharif Raouf & Terchi Brahim, 2008).

II.1.2. Appuis parasismiques :

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

- Appuis à déformation;
- Appuis à glissement;
- Appuis à déformation et glissement;
- Appuis à roulement, etc.

II.1.2.1. Les appuis à déformation :

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis).

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

a) Appuis en caoutchouc fretté non dissipateurs (Natural Rubber Bearings)

Ce type d'appuis (NRB) est caractérisé par les propriétés suivantes :

- Simple à fabriquer,
- Facile à modéliser (Ce type d'appareils est caractérisé par un comportement linéaire suivant les charges horizontales et verticales),
- Réponse n'est pas fortement sensible au taux de chargement, à la température, et au vieillissement.
- Amortissement faible 2 à 3%

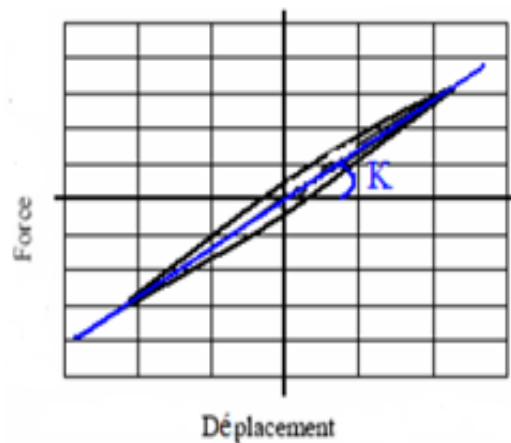


Figure II.4 :Loi de comportement des Appuis de type (NRB)

Les caractéristiques dynamiques fondamentales de ce type d'appui sont exprimées par :

- La rigidité verticale du caoutchouc :

$$k_v = \frac{A.E}{L} \quad (2.1)$$

Avec :

A : surface de contact

E : module élastique longitudinal du caoutchouc

L : épaisseur totale du caoutchouc

- La rigidité latérale du caoutchouc :

$$k_h = \frac{A.G}{L} \quad (2.2)$$

Avec

G : module élastique longitudinal du caoutchouc

b) Appuis en caoutchouc fretté à haute dissipation (High-Damping Rubber Bearings):

Ce type d'appuis (NRB) est caractérisé par un coefficient d'amortissement qui varie de 10 à 20%.

c) Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings)

Les caractéristiques dynamiques fondamentales de ce type d'appui (LRB) sont exprimées par :

- La rigidité effective :

$$k_{eff} = \frac{F}{D} = \alpha k + \frac{Q}{D} \quad (2.3)$$

- L'amortissement effectif :

$$\xi_{eff} = \frac{W_D}{4\pi W_s} \quad (2.4)$$

Avec

W_D : Aire hystérésis

W_s : Aire élastique

$$W_s = \frac{1}{2} k_{eff} D^2 \quad (2.5)$$

$$W_D = 4Q(D - D_y) \quad (2.6)$$

Donc l'amortissement effectif devient :

$$\xi_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi D(Q + \alpha k D)} \quad (2.7)$$

Avec

k: Rigidité élastique

$\alpha.k$: Rigidité post-élastique

K_{eff} : Rigidité effective au déplacement maximal

Q: Résistance de plastification

D_y : Déplacement de plastification

D: Déplacement de conception

- L'énergie est dissipée par plastification alternée d'éléments très ductiles (plomb).

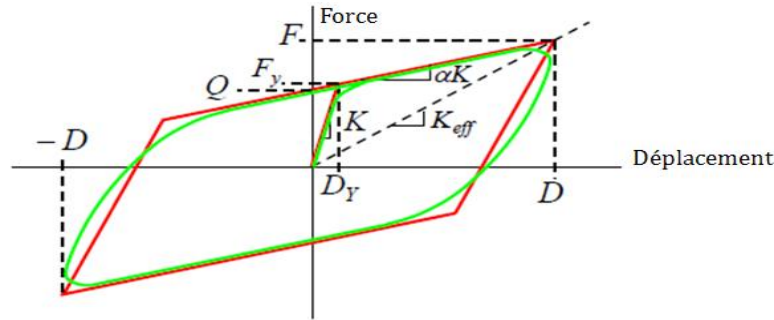


Figure II.5:Loi de comportement des Appuis de type (LRB)

II.1.2.2. Les appuis à glissement :

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement (Figure II.6). Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure et inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

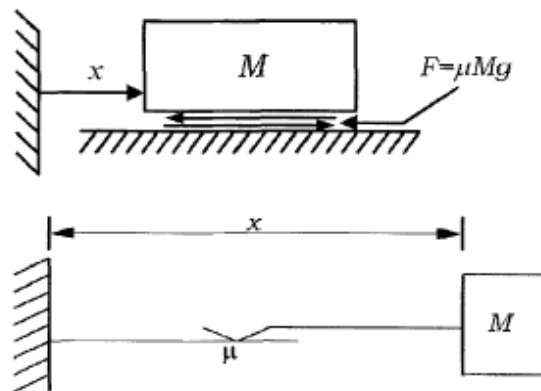


Figure II.6:Concept des isolateurs à glissement(ACHOUR Farida, 2004)

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 :

a. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)

Ce type d'appuis (FPS) comporte 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 II.7).

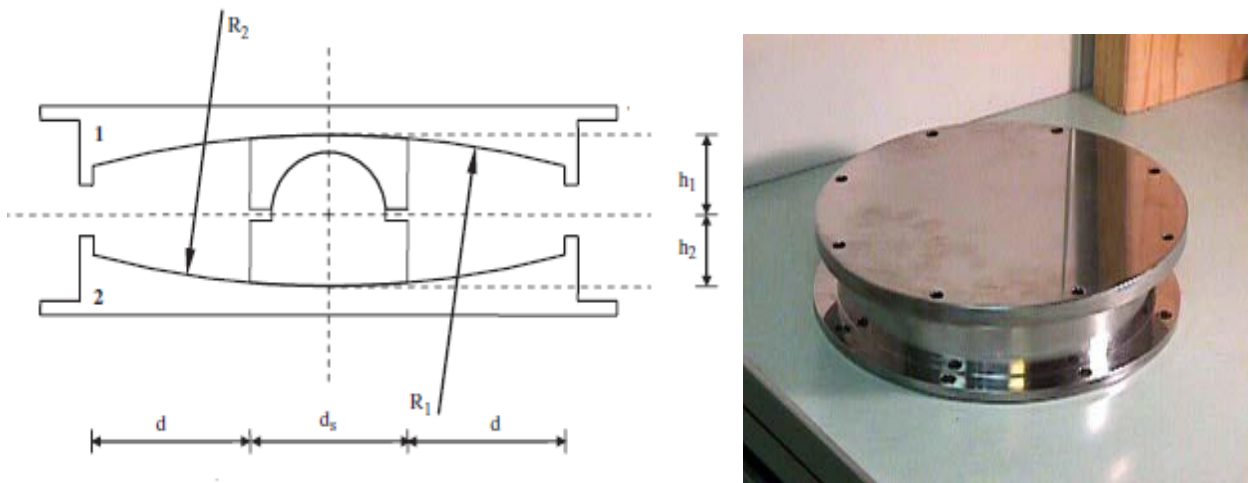


Figure II.7: Appuis en pendules glissants (FPS)

Considérons $\theta \approx 0 \Rightarrow$

$$\begin{aligned} \sin \theta &\approx \theta - \frac{\theta^3}{3!} \approx \theta \\ \cos \theta &\approx 1 - \frac{\theta^2}{2!} \approx 1 \end{aligned} \quad (2.8)$$

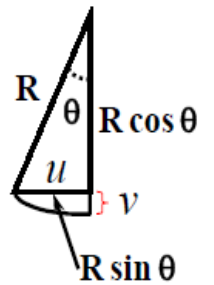
Dans ce cas

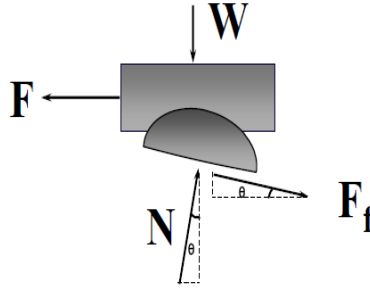
$$\theta = \frac{u}{R} \quad (2.9)$$

Et le déplacement vertical de l'appui est donnée par :

$$v = R(1 - \cos \theta) = R \frac{\theta^2}{2} \approx \frac{u^2}{2R} \quad (2.10)$$

Pour ce système d'appui, on peut représenter le bilan des forces comme suit :





L'effort normal est donné par :

$$N = \frac{w}{\cos \theta} \approx w \quad (2.11)$$

Dans ce cas, la force de frottement est donnée par :

$$F_f = \mu \cdot N \cdot \text{sgn}(\dot{u}) = \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{u}) \quad (2.12)$$

La force latérale développée dans ce système est donnée comme suit :

$$F = N \cdot \sin \theta + F_f \cdot \cos \theta \quad (2.13)$$

Donc
$$F = \frac{w}{R} u + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{u}) = F_r + F_f \quad (2.14)$$

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure.

La rigidité effective est donnée par :

$$k_{eff} = \frac{w}{R} + \frac{\mu \cdot w}{D} \quad (2.15)$$

L'amortissement effectif est donnée par :

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \quad (2.16)$$

Le diamètre de la surface sphérique :

$$d > 2D \quad (2.17)$$

La période d'excitation est donnée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2.18)$$

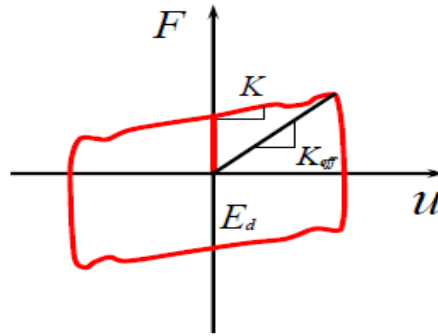


Figure II.8:Loi de comportement des appuis de type (FPS)

b. Appuis à glisseur plat (Flat Sliding Bearings)

Ce type d'appuis comporte une interface de glissement sous forme plat, c.-à-d. :

$$R \rightarrow \infty \Rightarrow F = \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{u}) \quad (2.19)$$

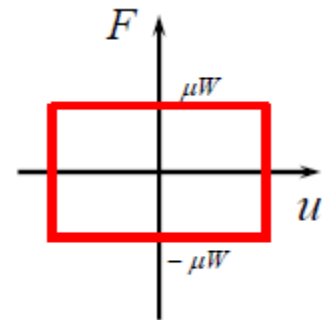
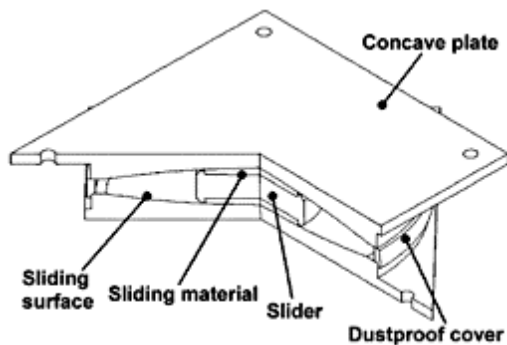


Figure II.9:Appuis à glisseur plat (FSB)

II.1.2.3. Les appuis à déformation et glissement :

A. Système d'isolation résistant par frottement (Résilient-friction base isolation system)

Ces isolateurs sont constitués de plaques concentriques qui sont en contact de frottement l'une par rapport à l'autre et reliées par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc dont le rôle est de distribuer le glissement sur la hauteur de l'isolateur.

Les actions de frottement, d'amortissement et des forces résistantes sont parallèles, ce qui est représenté sur le modèle mathématique de la (Figure II.10).

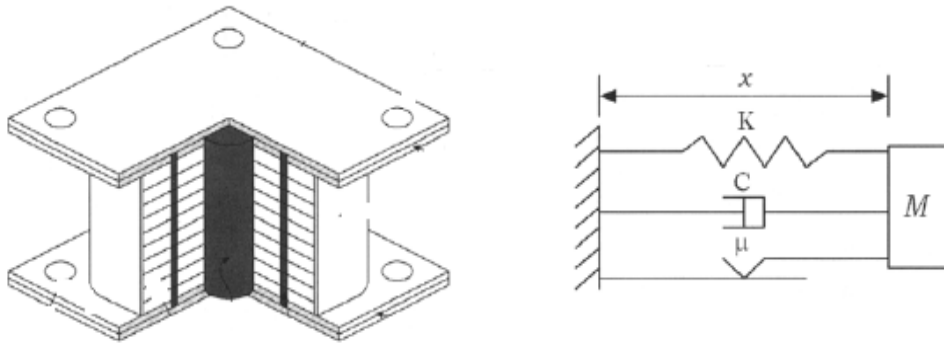


Figure II.10: Appuis à glisseur Plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).

Pour ce type d'appuis le mouvement est régi par l'équation suivante :

$$m(\ddot{x} - \ddot{u}_g) + c\dot{x} + kx + \mu gm \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (2.20)$$

$$\Rightarrow \ddot{x} + 2\xi w\dot{x} + w^2x + \mu g \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g \quad (2.21)$$

$$w^2 = \frac{k}{m}: \text{Fréquence du système}$$

ξ : Coefficient d'amortissement

μ : Coefficient de frottement

La condition d'attachement (stick condition) est exprimée par :

$$\mu g - |\ddot{u}_g + w^2x| \geq 0 \quad (2.22)$$

Aussi longtemps que cette condition est vérifiée, la condition de non glissement est vérifiée.

B. Appuis Glissants utilisés par EDF (Electricité de France) :

Ils sont constitués de plaques fixées à la superstructure et de plaques solidaires des isolateurs élastomères qui se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère.

Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion est supérieure à la force de frottement entre les plaques, le glissement commence, ce qui signifie que les actions des plaques et des isolateurs sont en série, comme le représente schématiquement la (Figure II.11).



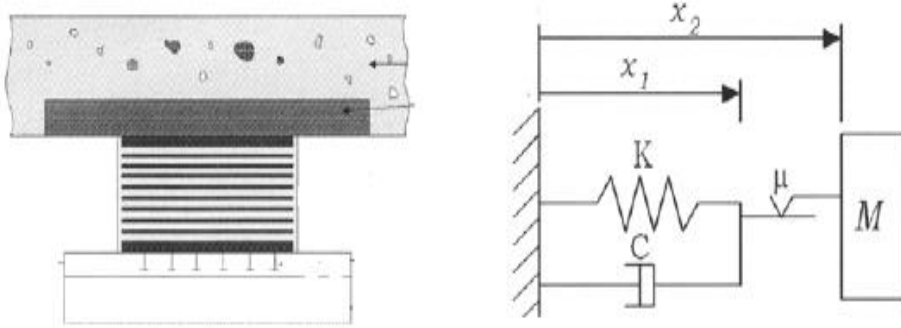


Figure II.11: Appuis à glisseur plat (S. K. Park and K. B. Han, 2004).

Les équations qui régissent le mouvement pendant le glissement sont :

$$m(\ddot{x} + \ddot{y}) + \mu mg . \text{sgn}(\dot{x}) = -m\ddot{u}_g \quad (2.23)$$

$$c\dot{y} + ky - \mu mg . \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (2.24)$$

Avec :

y : déplacement relatif

x : glissement

Les deux équations deviennent :

$$\ddot{x} + \mu g . \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g - \ddot{y} \quad (2.25)$$

$$2\xi w\dot{y} + w^2 y = \mu g . \text{sgn}(\dot{x}) \quad (2.26)$$

L'équation (2.25) nous donne :

$$\mu g . \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{x} - \ddot{y} - \ddot{u}_g \quad (2.27)$$

En injectant l'équation (2.27) dans l'équation (2.26) on aura :

$$\dot{y} + 2\xi w\dot{y} + w^2 y = -\ddot{x} - \ddot{u}_g \quad (2.28)$$

$$\mu g = -\ddot{y} - \ddot{u}_g \quad (2.29)$$

$$\dot{x} = 0 \Rightarrow \dot{y} + 2\xi w\dot{y} + w^2 y = -\ddot{u}_g \quad (2.30)$$

Il ressort de ces équations que pendant la phase élastique (non glissement) le système se comporte comme un isolateur en caoutchouc laminé et la condition d'attachement (stick condition) est :

$$\mu g - |\ddot{u}_g + \ddot{y}| \geq 0 \quad (2.31)$$

C. Appuis à Frottement Pur (Pur-friction base isolation) :

Dans ce cas, l'isolation est assurée par un frottement au glissement. Ce type d'appuis est le plus simple système d'isolation par frottement, aussi il est considéré comme le système de base pour les appuis à glissement proposés par la suite.

Le modèle mathématique est illustré sur la (Figure II.12).

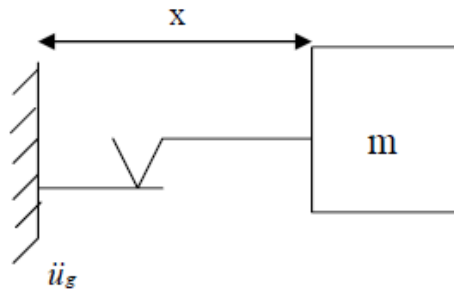


Figure II.12: Appuis à glisseur Plat(S. K. Park and K. B. Han, 2004).

La force de frottement dans les plaques est donnée par [26], [27] :

$$F_f = \mu m g . \text{sgn}(\dot{x}) \quad (2.32)$$

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

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + \mu m g . \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (2.33)$$

$$\ddot{x} + \mu g . \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g \quad (2.34)$$

μ : Coefficient de frottement

g : accélération de la pesanteur.

$\dot{x} = 0$: exprime la condition de non glissement.

$$\mu g - |\ddot{u}_g| \geq 0$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il y aura glissement.

L'inconvénient que présente ce type d'appuis est l'absence des forces de rappel.

D. Appuis à frottement résistant par glissement (SR-F base isolator) :

Ce type d'isolateur est une conception qui résulte d'une combinaison de quelques composantes des systèmes EDF et R-FBI. Les plaques de frottement du système EDF sont solidaires du système de plaques où sont insérés des noyaux en caoutchouc. Dans ce cas, le modèle mathématique est représenté par la (figure II.13).

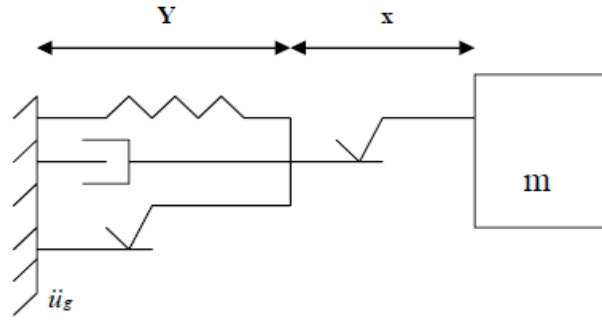


Figure II.13: Appuis à glisseur Plat (ACHOUR Farida, 2004)

Le mouvement est régi par les deux équations suivantes :

$$m\ddot{x} + \mu gm. \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -m(\ddot{u}_g + \ddot{y}) \quad (2.35)$$

$$c\dot{y} + ky + \mu_1 gm. \operatorname{sgn}(\dot{y}) - \mu gm. \operatorname{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (2.36)$$

$$\ddot{x} + \mu g. \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -(\ddot{u}_g + \ddot{y}) \quad (2.37)$$

$$\Rightarrow 2\xi w\dot{y} + w^2y + \mu_1 g. \operatorname{sgn}(\dot{y}) = \mu g. \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (2.38)$$

En remplaçant $\mu g. \operatorname{sgn}(\dot{x})$ par sa valeur, on aura :

$$\ddot{y} + 2\xi w\dot{y} + w^2y + \mu_1 g. \operatorname{sgn}(\dot{y}) = -(\ddot{u}_g + \ddot{x}) \quad (2.39)$$

μ_1 : Coefficient de frottement des plaques de l'isolateur.

μ : Coefficient de frottement de plaques supérieures.

$$\dot{x} = 0 \Rightarrow \ddot{y} + 2\xi w\dot{y} + w^2y + \mu_1 g. \operatorname{sgn}(\dot{y}) = -\ddot{u}_g \quad (2.40)$$

Dans ce cas ($\dot{x} = 0$), le comportement du système est similaire à celui d'un R-FBI.

$\dot{x} = 0$ est maintenue tant que la condition $\mu g - |\ddot{u}_g + \ddot{y}| \geq 0$ est vérifiée. Si on enregistre seulement le glissement des plaques supérieures, les équations du mouvement deviennent :

$$\dot{y} = 0 \quad (2.41)$$

$$\ddot{x} + \mu g \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g \quad (2.42)$$

Dans ce cas ($\dot{y} = 0$), le système se comporte comme un isolateur à frottement pur.

$\dot{y} = 0$ est vérifiée tant que $\mu_1 g - |\ddot{u}_g + w^2 y + \ddot{x}| \geq 0$ est vérifiée.

Pour que le système fonctionne efficacement, il faut que μ soit supérieur à μ_1 .

II.1.2.4. Les appuis à roulement :

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (figure II.14). Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

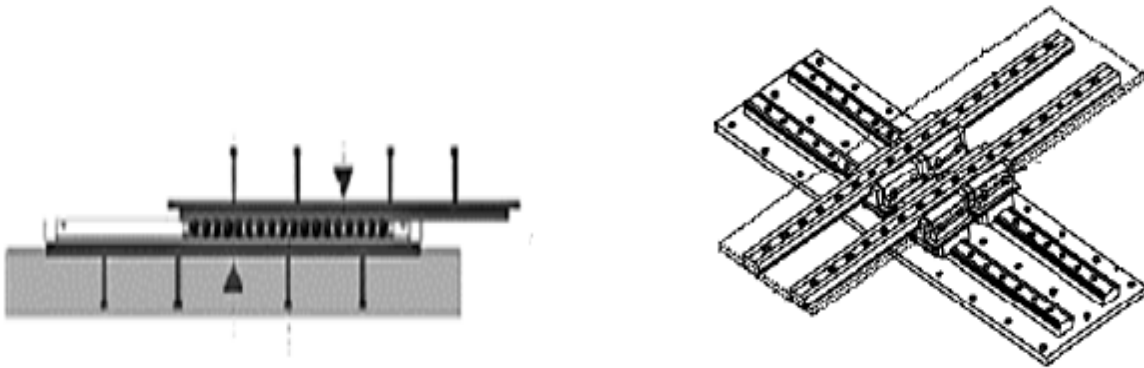


Figure II.14: Les appuis à roulement.

II.2. Essais de validation des propriétés mécaniques des isolateurs :

Les tests doivent être effectués sur des dispositifs à échelle réelle (figure II.15). Ils sont prévus pour être réalisés à des fréquences différentes et à des amplitudes en force et en déplacement au moins égales à ceux du calcul.

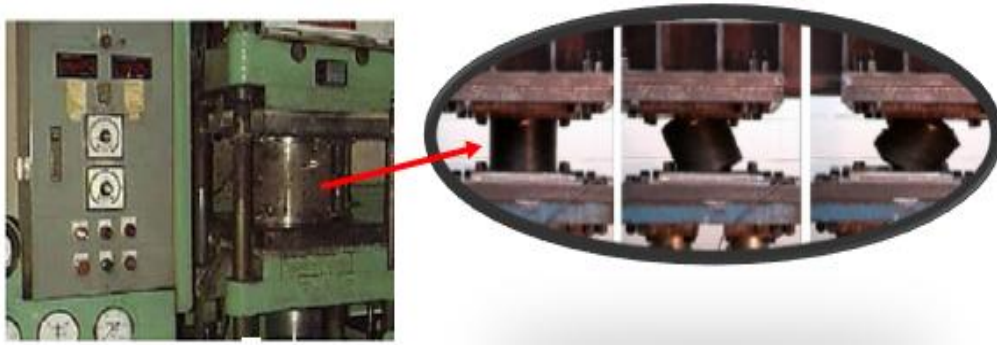


Figure II.15: Test d'évaluation des paramètres des isolateurs de base

La validation des paramètres de calculs, doivent confirmer :

- la stabilité de la rigidité et de l'amortissement effectifs le long des cycles de chargement
- la stabilité de l'amortissement effectif sous charges cycliques
- l'intégrité des dispositifs au terme des différents tests
 - absence d'adhérence frette - néoprène
 - décalage de positionnement des frettes
 - fissuration ou perte d'épaisseur des néoprènes
 - déformations non-réversibles
 - fuite d'huile ou du matériau visqueux

Paramètres dynamiques à mesurer:

Les paramètres dynamiques à mesurer durant les tests sont:

Rigidité effective:

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (2.43)$$

Amortissement effective:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{Aire_{hystérisis}}{Aire_{élastique}} \quad (2.44)$$

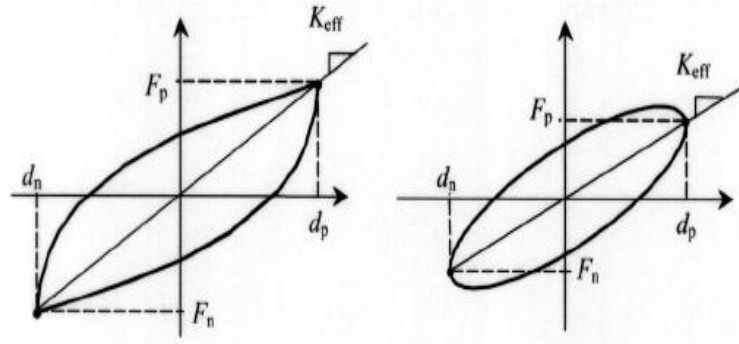


Figure II.16: Rigidity effective dans une loi de comportement viscoélastique

Les paramètres F_p, F_n, d_p, d_n sont les limites positives et négatives, respectivement des forces et déplacements (figure II.16).

II.3. Analyse mathématique des structures isolées :

Pour comprendre le comportement des structures isolées, il est utile de faire une analyse d'une structure à un seul niveau reposé sur un système d'isolation, ce qui fait un modèle à deux degrés de liberté.

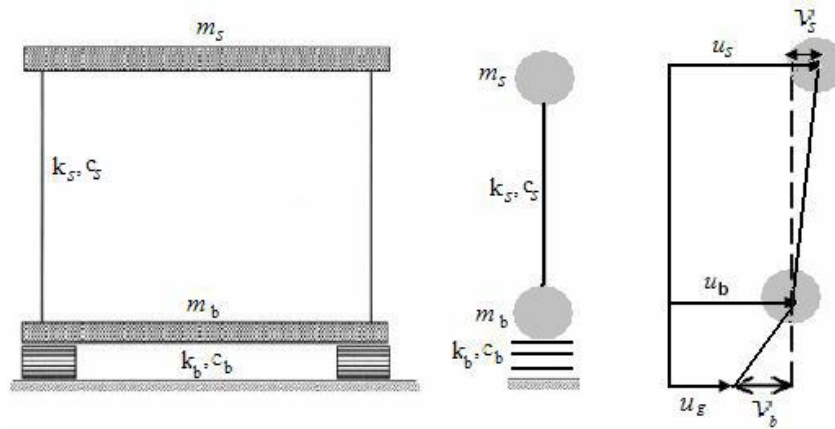


Figure II.17: Structure isolée à la base.

m_b, m_s : Les masses concentriques de la base et en hauteur de la structure

u_b, u_s : Les déplacements absolus de m_b, m_s respectivement.

v_b, v_s : Les déplacements relatifs de m_b, m_s respectivement.

et soit
$$v_b = u_b - u_g \quad (2.45)$$

$$v_s = u_s - u_b \quad (2.46)$$

Les équations du mouvement du modèle structural sont données par :

$$m_s(\ddot{v}_s + \dot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_s \dot{v}_s + k v_s = 0 \quad (2.47)$$

$$m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_b \dot{v}_b + k v_b = 0 \quad (2.48)$$

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b) + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (2.49)$$

$$(m_b + m_s)\ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_s + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + m_s)\ddot{u}_g \quad (2.50)$$

Sous la forme matricielle, les équations du mouvement deviennent :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} \\ = & - \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (2.51)$$

Où :

$$2w_b \xi_b = \frac{c_b}{m_b + m_s} \quad (2.52)$$

$$2w_s \xi_s = \frac{c_s}{m_s} \quad (2.53)$$

$$\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} \quad (2.54)$$

$$w_s^2 = \frac{k_s}{m_s} \quad (2.55)$$

$$w_b^2 = \frac{k_b}{m_s + m_b} \quad (2.56)$$

$$\ddot{v}_b + \gamma \ddot{v}_s + 2w_b \xi_b \dot{v}_b + w_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (2.57)$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2w_s \xi_s \dot{v}_s + w_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad (2.58)$$

$$\begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2w_b \xi_b & 0 \\ 0 & 2w_s \xi_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} w_b^2 & 0 \\ 0 & w_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.59)$$

Les pulsations propres sont déterminées par la relation suivante :

$$\left| \begin{bmatrix} w_b^2 & 0 \\ 0 & w_s^2 \end{bmatrix} - \{w_n^2\} \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \right| = 0 \quad (2.60)$$

Avec $n = 1,2$

L'équation caractéristique pour la détermination des pulsations w_n est donnée par :

$$(1 - \gamma)w_n^4 - (w_s^2 + w_b^2)w_n^2 + w_s^2 w_b^2 = 0 \quad (2.61)$$

Les solutions de cette équation sont alors :

$$w_1^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (w_s^2 + w_b^2) - \sqrt{(w_s^2 + w_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)w_s^2 w_b^2} \right\} \quad (2.62)$$

$$w_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (w_s^2 + w_b^2) + \sqrt{(w_s^2 + w_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)w_s^2 w_b^2} \right\} \quad (2.63)$$

$$10^{-2} \leq \varepsilon = \frac{w_b^2}{w_s^2} \leq 10^{-1} \Rightarrow w_s \gg w_b \quad (2.64)$$

Les deux équations de w_1 et w_2 , en tenant compte de ε , se réduisent à :

$$w_1^2 = w_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad (2.65)$$

$$w_2^2 = \frac{w_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (2.66)$$

$$w_1^2 = w_b^2(2.60)$$

$$w_2^2 = \frac{w_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (2.67)$$

Les modes propres de vibration de la structure sont déterminés par l'équation suivante :

$$\left(\begin{bmatrix} w_b^2 & 0 \\ 0 & w_s^2 \end{bmatrix} - \{w_n^2\} \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (2.68)$$

$$(w_b^2 + w_n^2)\phi_b^n - w_n^2 \gamma \phi_s^n = 0 \quad (2.69)$$

$$(w_s^2 - w_n^2)\phi_s^n - w_n^2 \gamma \phi_b^n = 0 \quad (2.70)$$

Le premier mode $\phi_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{pmatrix}$, correspond à la pulsation w_1

Le deuxième mode $\phi_2 = \begin{pmatrix} 1 \\ -\frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{pmatrix}$, correspond à la pulsation w_2

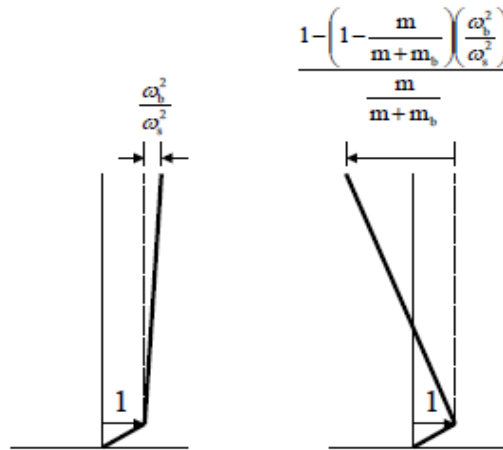


Figure II.18: La forme des modes propres de la structure isolée.

$$\begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_b^1 & \phi_b^2 \\ \phi_s^1 & \phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} \quad (2.71)$$

y_1, y_2 sont les coefficients modaux dépendants du temps, ils sont donnés par

$$y_1 = \frac{L_1}{w_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-w_1 \beta_1 \tau} \sin w_1 \tau d\tau \quad (2.72)$$

$$y_2 = \frac{L_2}{w_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-w_2 \beta_2 \tau} \sin w_2 \tau d\tau \quad (2.73)$$

L_1, L_2 : Facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse, ils sont donnés par :

$$L_1 = 1 - \varepsilon \gamma \quad (2.74)$$

$$L_2 = \varepsilon \gamma \quad (2.75)$$

Du fait que, $\gamma < 1$ et que ε est de l'ordre de 10^{-2} , le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne la déformation dans la structure est très petit. Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité des systèmes d'isolation, car quand la valeur de la fréquence du deuxième mode est translatée à une valeur plus élevée que celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs isole la structure du mouvement fort du séisme.

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right) \quad (2.76)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} (\beta_s + \gamma \beta_b \sqrt{\varepsilon}) \quad (2.77)$$

Par la suite, les valeurs maximales de y_1 et y_2 sont données par :

$$|y_1|_{max} = L_1 S_D(w_1, \beta_1) \quad (2.78)$$

$$|y_2|_{max} = L_2 S_D(w_2, \beta_2) \quad (2.79)$$

$$|v_s|_{max} = \varepsilon S_D(w_b, \beta_b) \quad (2.80)$$

$$|v_b|_{max} = S_D(w_b, \beta_b) \quad (2.81)$$

Enfin, les forces sismiques F_s et F_b sont données par :

$$F_s = m_s \sqrt{S_A^2(w_1, \beta_1) + \varepsilon^2 (1-\gamma)^2 (1-2\varepsilon)^2 S_A^2(w_2, \beta_2)} \quad (2.82)$$

$$F_b = m_b w_b^2 \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 \frac{S_A^2(w_1, \beta_1)}{w_1^4} + \gamma\varepsilon^2 \frac{S_A^2(w_2, \beta_2)}{w_2^4}} \quad (2.83)$$

REGLEMENTATION DES STRUCTURES ISOLEES A LA BASE

III.1. Introduction :

L'objectif de la conception et du dimensionnement des structures selon les règlements parasismiques en vigueur est d'assurer à l'ouvrage; d'une part une résistance au moins équivalente à celle demandée par le niveau sismique de calcul. D'autre part, une ductilité suffisante pour absorber l'énergie sismique par déformations post-élastiques, en acceptant un niveau de dommages réparables des éléments non structuraux. Au-delà des formules et des calculs règlementaires, la réalisation d'un ouvrage doit suivre les recommandations strictes sur la qualité des matériaux, les sections d'aciers et les dispositions constructives, afin d'assurer le niveau de résistance et de la ductilité souhaitée.

Pendant que les produits de systèmes d'isolation atteignent leur développement complet et deviennent disponibles dans le marché, le concept d'isolation sismique a été employé dans beaucoup de pays. Par la suite, cette activité a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées. Ce besoin a été encadré par un certain nombre de pays concernés par l'aléa sismique avec des codes qui couvrent ce sujet pour que cette nouvelle technologie soit mise en application correctement.

Dans ce chapitre, on va aborder quelques codes des isolateurs de base à travers le monde.

III.2. Les codes d'isolement sismiques dans le monde :

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être menée suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement du système d'isolation. Les structures isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes à savoir:

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale ;

- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.2.1. Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale consiste en la recherche du maximal de la réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique.

Dans ce cas, on va aborder quelques règlements en vigueur, afin de maîtriser la conception et le dimensionnement des structures de génie civil.

III.2.1.1. L'isolement séismique au Japon :

D'après Masahiko Higashino et Shin Okamoto en 2006, l'accélération spectrale $S_a(T)$ d'un amortissement de 5%, est défini par:

$$S_a(T) = ZG_S(T)S_0(T) \quad (3.1)$$

Avec:

$S_0(T)$: L'accélération spectrale de conception définie dans l'équation (3.2) et qui est montrée sur la figure III.1

$$S_0(m/s^2) = \begin{cases} 3.2 + 30TT \leq 0.16 \\ 8.0 & 0.16 < T \leq 0.64 \\ 5.12/T & 0.64 < T \end{cases} \quad (3.2)$$

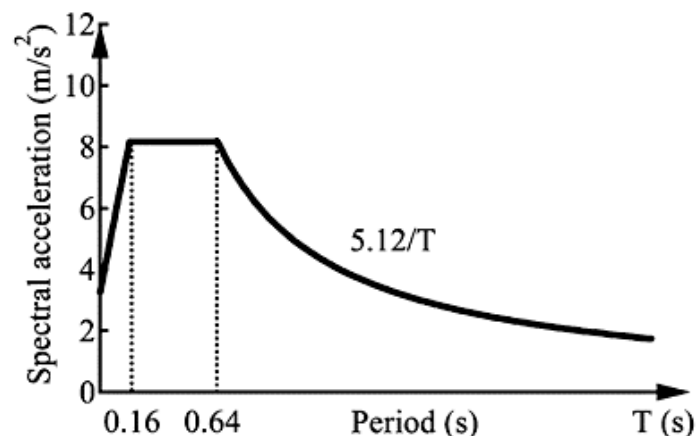


Figure III.1: Accélération spectrale de conception $S_0(T)$.

$G_S(T)$: Le coefficient d'amplification de site.

Le coefficient d'amplification de site $G_S(T)$ est défini sur la figure III.2 basé sur différentes classes de site.

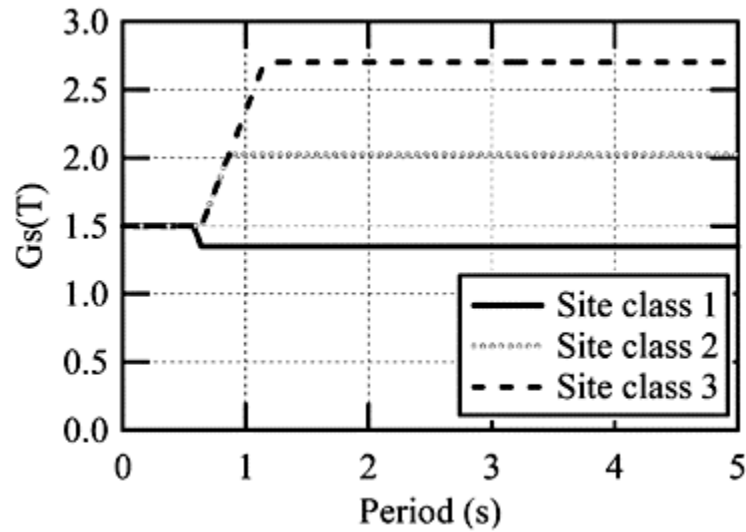


Figure III.2:Le coefficient d'amplification de site $G_S(T)$

Z: Le facteur séismique de zone.

Le facteur séismique de zone donné par 1.0, 0.9, 0.8 et 0.7 en fonction des quatre zones sismiques de Japon.

III.2.1.2. L'isolement séismique aux Etats-Unis :

Le règlement ASCE/SEI 7-05 " Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

- ✓ Le tremblement de terre de conception (DBE : Design Basis Earthquake) : ce niveau du mouvement de tremblement de terre a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 475années). Ce niveau est employé pour concevoir le système d'isolation, la superstructure et l'infrastructure.
- ✓ Le tremblement de terre maximum (MCE : Maximum Capable Earthquake) : c'est le niveau maximum de la secousse sismique qui pourrait toucher le site où se trouve la structure. Le MCE est pris en tant que probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 1000 années). Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

Selon l'IBC 2003, la courbe générale de spectre de réponse représentée sur la figure III.3 définie par l'équation (3.3)

$$S_a = \begin{cases} 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} T \leq T_0 \\ S_{DS} T_0 \leq T \leq T_s \\ S_{D1}/T T_s < T \end{cases} \quad (3.3)$$

Où:

S_{DS}, S_{D1} : Les accélérations de réponse spectrale à période courte et à période d'une seconde, respectivement, déterminées par l'ensemble d'équations (3,4).

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{0.2 S_{D1}}{S_{DS}}; T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a S_S \\ S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \end{aligned} \quad (3.4)$$

Où:

F_a, F_v : Coefficients de zone définis dans les tableaux 3.1 et 3.2 respectivement.

S_S, S_1 : Les accélérations spectrales tracées pendant des périodes courtes et période d'une seconde.

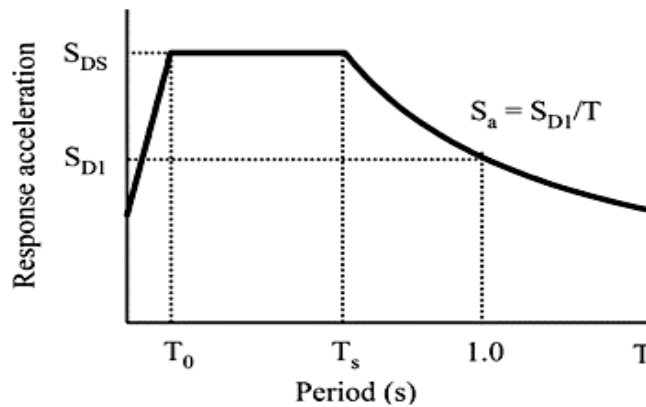


Figure III.3: Spectre de réponse selon l'IBC2003.

	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Tableau III.1: Les valeurs du coefficient F_a en fonction des zones et les accélérations spectrales à périodes courtes.

* : Une étude géotechnique in-situ est nécessaire et des analyses dynamiques de réponse doivent être réalisées.

	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

Tableau III.2: Les valeurs du coefficient F_v en fonction des zones et les accélérations spectrales à période d'une seconde.

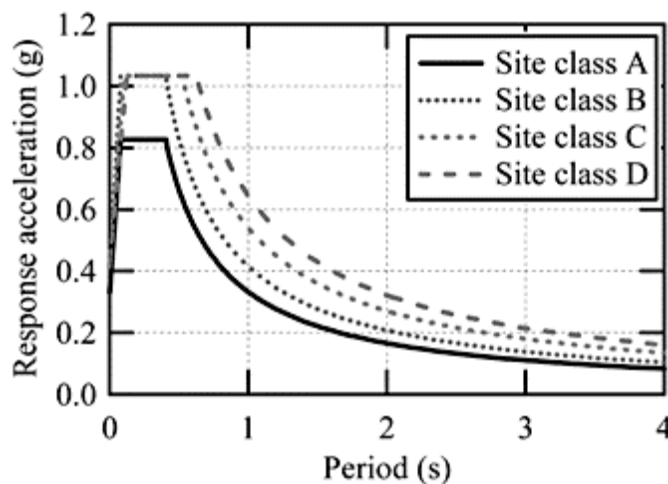


Figure III.4: Spectres d'emplacement aux quatre classes de site

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β .

Amortissement effectif β (% de l'amortissement critique)	Facteur B_D ou B_M
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
$\geq 50\%$	2.0

Tableau III.3: Facteurs d'amortissement B_D et B_M .

III.2.1.3. L'isolement sismique en Italie :

Le spectre élastique horizontal de réponse $S_a(T)$ est défini par l'équation (3.5) et montré sur la figure 3.5.

$$S_a = \begin{cases} a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g S (2.5\eta) T_B \leq T \leq T_c \\ a_g S \left[\frac{T}{T_c} (2.5\eta) \right] & T_c \leq T \leq T_D \\ a_g S \left[\frac{T_c T_D}{T^2} (2.5\eta) \right] & T_D \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (3.5)$$

Des paramètres utilisés dans l'équation sont récapitulés dans les tableaux III.4 et III.5.

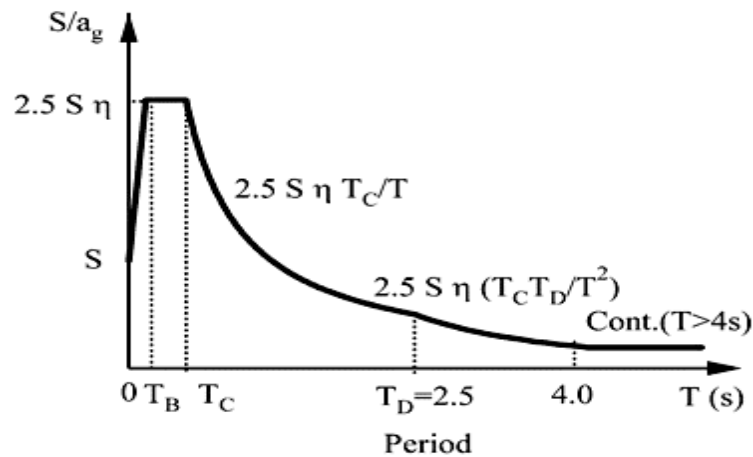


Figure III.5: Spectre de conception

Avec

$S_a(T)$: Le spectre élastique de réponse;

a_g : L'accélération au sol de conception pour la classe A de sol;

T_B, T_C : Les limites inférieures et supérieures de la période pour l'accélération spectrale constante;

T_D : La période définissant le commencement de la gamme de déplacement constante du spectre de réponse;

S: le facteur d'amplification du sol;

η : le facteur d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \tag{3.6}$$

Type de site	S	T_B	T_C	T_D
A	1.00	0.15	0.40	2.0
B,C,E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0

Tableau III.4: Valeurs des paramètres décrivant le spectre élastique.

Zone	$a_g (g)$
1	0.35
2	0.25
3	0.15
4	0.05

Tableau III.5: Accélération du sol pour les différentes zones sismiques.

Le spectre de conception pour les différents sites décrits précédemment pour la zone 1 est présenté dans la figure III.6.

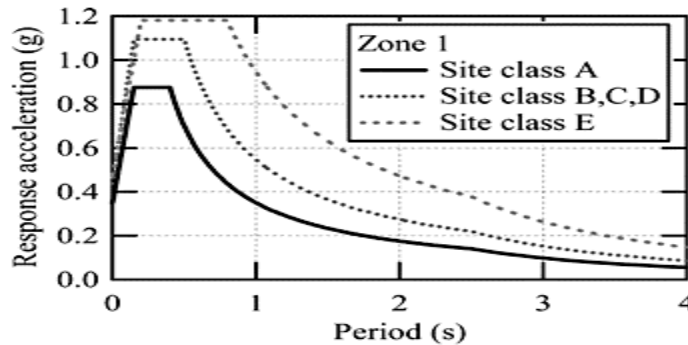


Figure III.6: Spectres d'accélération pour différents sites à la zone sismique 1(0.35g).

III.2.2. Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente ou la méthode de la force latérale équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception et qu'aux systèmes d'isolation linéaires pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception.

Les trois codes définissent des limitations sur l'application de la méthode, et ceux-ci sont récapitulés dans le tableau III.6.

	Japon	USA	Italie
Limitation sur la séismicité du site	-	S1<0.6g	-
Limitation sur la classe de sol	1,2	A, B, C, D	-
Dimension maximum de plan	-		50m
Hauteur maximum de superstructure	60m	19.8m	20m
Nombre maximum des étages	-	4	5
Endroit des dispositifs	Base seulement	-	-
excentricité maximal	3%	-	3%
Kv/Ke	-	-	≥800
Tension dans l'isolant	Non permis	permis	Non permis
Force de rendement	>0.03W	-	
Chaîne de période de Te	T2>2.5s	3Tf~3.0s	3Tf~3.0s
Valeur maximum de TV	-	-	<0.1s

Tableau III.6: Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans les trois différents codes Japonais, américain et Italien.

T_f : Période normale de la superstructure de base fixe.

T_2 : Période du système d'isolement considérant seulement la rigidité des roulements en caoutchouc.

T_e : Période équivalente du système d'isolement.

T_v : Période du système d'isolement dans la direction verticale.

En général, la force de cisaillement en base est obtenue à partir de l'accélération et du poids de la structure comme montré dans l'équation (3,7).

$$\begin{aligned}
 D_D &= \frac{M \cdot B(\xi, T_e) S_a(T_e)}{k_e} \\
 D_M &= \alpha \gamma D_D \\
 Q_S &= \frac{k_e D_D}{R_I}
 \end{aligned}
 \quad (3.7)$$

Où,

D_D : Déplacement minimal de conception ;

M : Poids total de la structure ;

$B(\xi, T_e)$: Facteur de réduction de réponse;

ξ : Amortissement effectif ;

$S_a(T_e)$: Accélération spectrale ;

k_e : Rigidité effective du système d'isolement ;

D_M : Le déplacement maximum de conception;

α : Un coefficient relié à l'excentricité du système d'isolement;

γ : facteur de sûreté (>1.2) lié à la variation des propriétés avec la température, vieillissement... ;

Q_S : Force de cisaillement dans la base de la superstructure;

R_I : Le facteur de réduction relié à la ductilité de la superstructure.

III.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste à 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 accélérogrammes 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 :

- ✓ La structure située sur un site de sols meubles, d'où un mouvement de longue période, ou le cas de sols sujets aux problèmes de liquéfaction.

- ✓ 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 dynamique de la structure.
- ✓ La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

EXEMPLE

Considérons un bâtiment dont les dimensions en plan sont $(16.00 \times 11.00) \text{ m}^2$. Le poids de la structure est estimé à 1266 tonnes. Le coefficient de comportement de la structure est pris $R=5$. Le bâtiment est régulier en plan et en élévation. La distance réelle entre le centre de masse et le centre de rigidité de chaque plancher est 20cm. L'emplacement du projet est situé à Los Angeles (classe C). Les valeurs $S_S=1.5g$ et $S_1=0.60g$, la période fondamentale fixe du bâtiment est estimée à 0,40 sec. Le système d'isolement devrait fournir des périodes d'isolement efficaces à proximité de $T_D=2,0$ et $T_M=2,3$ sec, respectivement. L'amortissement critique prévu est de 15%. Une marge de $\pm 10\%$ de la variation de rigidité des isolants est considérée acceptable.

Pour cet exemple, il ya lieu d'estimer les déplacements minimums de conception, les forces latérales minimum, et les rapports inter-étages selon les conditions IBC-2000.

Solution:

Supposition : Superstructure = Solide rigide en translation au-dessus de l'isolation.

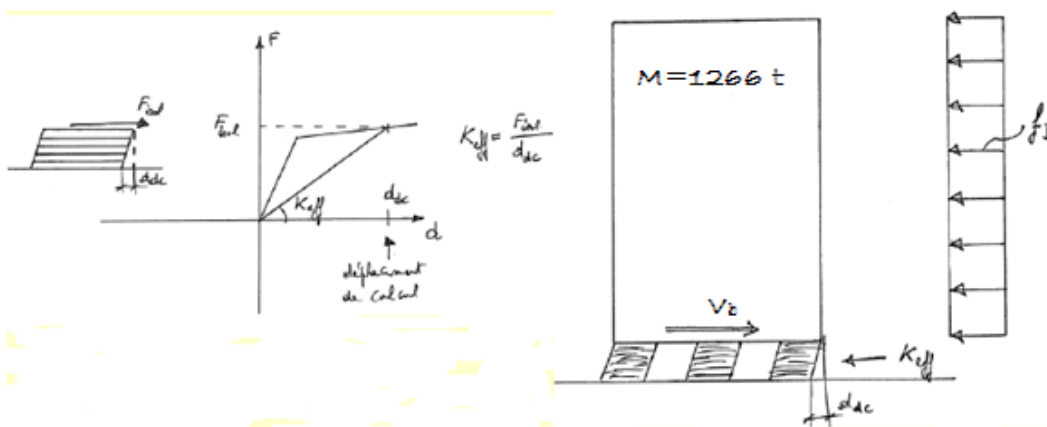


Figure III.7 : Exemple d'un bâtiment isolé à la base.

T_D et T_M sont donnés, Donc:

$$T_D = 2.0 = 2\pi \sqrt{\frac{1266}{k_{Dmin}}} \Rightarrow k_{Dmin} = 12494.92 \text{ kN/m}$$

$$T_M = 2.3 = 2\pi \sqrt{\frac{1266}{k_{Mmin}}} \Rightarrow k_{Mmin} = 9447.95 \text{ kN/m}$$

Comme il a été indiqué dans le problème, nous assumons une variation de +10% au sujet des valeurs moyennes de rigidité. Par conséquent,

$$k_{Dmax} = (1.10) \frac{12494.92}{0.90} = 15271.57 \text{ kN/m}$$

$$k_{Mmax} = (1.10) \frac{9447.95}{0.90} = 11547.5 \text{ kN/m}$$

Une interpolation linéaire des valeurs de 1,2 et 1,5 est donnée dans le tableau III.3 entre 10% et 20% d'amortissement. Ceci donne $B = 1,35$.

La valeur de $F_v = 1,3$ est obtenue à partir du tableau III.2 pour la classe C et $S_1 = 0,60 > 0,50$.

Les coefficients spectraux nécessaires pour le calcul des déplacements minimums sont obtenus à partir des équations :

$$S_{M1} = F_v S_1 = (1.3)(0.60) = 0.78g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} (0.78) = 0.52g$$

Les déplacements minimum de conception, maintenant, peuvent être obtenus à partir de l'équation 3.7 comme:

$$D_D = \left(\frac{10}{4\pi^2} \right) \frac{(0.52)(2.0)}{1.35} = 0.195m$$

$$D_M = \left(\frac{10}{4\pi^2} \right) \frac{(0.78)(2.3)}{1.35} = 0.336m$$

L'excentricité requise pour calculer des déplacements totaux est :

$$e = 20 + (0.05)(150)(12) = 110cm$$

Notant que le même multiplicateur s'applique aux deux équations 14.10 et 14.11 :

$$\left(1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2}\right) = \left(1 + \frac{150}{2} \frac{(110)}{150^2 + 70^2}\right) = 1.28 \quad \text{et}$$

$$D_{TD} = (7.55)(1.28) = 9.66 \text{ cm}$$

$$D_{TM} = (13.02)(1.28) = 16.66 \text{ cm}$$

La force sismique totale ' V_b ' appliquée à la base de la structure est donnée par :

$$V_b = k_{Dmax} D_D = (15271.57)(0.195) = 2977.95 \text{ KN}$$

Le facteur de réduction de force est donné par:

$$R_I = \frac{3}{8} R = \frac{3}{8} (5) = 1.875 \leq 2.0$$

La force concentrée au sommet de la structure est déterminée par :

$$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I} = \frac{V_b}{R_I} = \frac{2977.95}{1.875} = 1588.24 \text{ kN}$$

III.3. Expertise de la technique d'isolation:

Il est nécessaire de mettre à la disposition du maître d'œuvre chargé de l'étude les données géotechniques et environnementales, les codes réglementaires à suivre, le matériau utilisé dans la réalisation..., et en parallèle les exigences techniques et financières tel que la qualité, le coût et le délai du projet. Toutes ces informations donnent au maître d'œuvre l'intension de maitriser la conception du projet en tant que projet conventionnel ou spécial (avec des isolateurs de base).

Pour les projets à isolateurs de base, les critères de choix de l'isolateur sont liés aux critères fonctionnels de l'ouvrage, à sa durée de vie, au comportement de l'isolateur, au coût du dispositif et au coût de son éventuel maintenance. Le type d'isolateur ainsi choisi, le maître d'œuvre en collaboration avec le fabricant procède au pré-dimensionnement afin d'identifier les paramètres dynamiques de l'isolateur adéquat. Selon le type de l'isolateur, l'analyse s'effectue souvent sur un modèle non-linéaire, avec des calculs dynamiques

temporels. Le comportement des éléments de l'ouvrage est maintenu dans son état élastique.

Afin de justifier l'option de l'isolation sismique, le maître d'œuvre doit procéder, d'abord, à une analyse comparative entre l'étude ordinaire et l'étude spéciale (avec des isolateurs de base). Le maître d'ouvrage recevra un rapport d'analyse comparative des deux cas. Il assumera son choix sur les critères suivants:

- coût de l'ouvrage selon chaque option,
- niveau de sécurité vis-à-vis du risque sismique, assuré par l'option isolation,
- durée de vie des isolateurs et le coût de leur remplacement,
- éventuel changement après dissipation d'énergie et le coût de leur remplacement,
- éventuels opérations de maintenance et de réparation et leurs coûts.

APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES D'ISOLATION SUR UN BATIMENT

IV.1. Introduction

Pour évaluer la performance des structures isolées, ainsi que l'efficacité des systèmes d'isolation, une comparaison entre les structures isolées, et les mêmes structures sans système d'isolation doit être faite en termes de réponse en déplacements relatifs, accélérations et efforts tranchants.

Cette comparaison est faite à l'aide d'un même programme numérique d'analyse dynamique des structures, en l'occurrence le logiciel SAP 2000.

IV.2. Méthodologie de travail :

Au début, on rappelle que le problème posé réside dans le mauvais contact entre la fondation et le sol au cours d'un séisme, et que notre solution est d'installer des isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure pour absorber l'énergie sismique.

Ce travail est structuré comme suite :

- ✓ Présentation de la structure (bâtiment) et pré-dimensionnement : dans cette partie, la structure proposée à l'étude, est dimensionnée suivant les règles de l'art(CBA93).
- ✓ Description des excitations sismiques : Dans ce projet, on va s'intéresser à la description des excitations sismiques sous forme d'accélérogrammes transformés par la suite à des spectres.
- ✓ Description des systèmes d'isolation : Dans cette partie, les isolateurs seront dimensionnés suivant la théorie des oscillateurs simple dont la loi de comportement est linéaire, viscoélastique.
- ✓ Etude paramétrique : Cette partie représente l'essentiel du projet, où une analyse numérique et une représentation graphique sera inévitable pour traiter quelque paramètres cités par la suite.

IV.3. Présentation de la structure et pré-dimensionnement :

L'étude est menée sur un bâtiment administratif, de quatre étages avec une hauteur d'étage de 3.00m, et une hauteur totale de 12.00m. La structure portante est un système poteaux-poutres auto-stables en béton armé, avec en largeur, 3 travées de 3.00m et 4.00m, et en longueur, 4 travées de 4.00m chacune. Les dimensions des poteaux sont données par 40cmx40cm (figure IV.1). Les poutres sont de mêmes dimensions dans les deux directions, soit 30cmx40cm. Les planchers sont en dalle pleine de 20cm d'épaisseur.

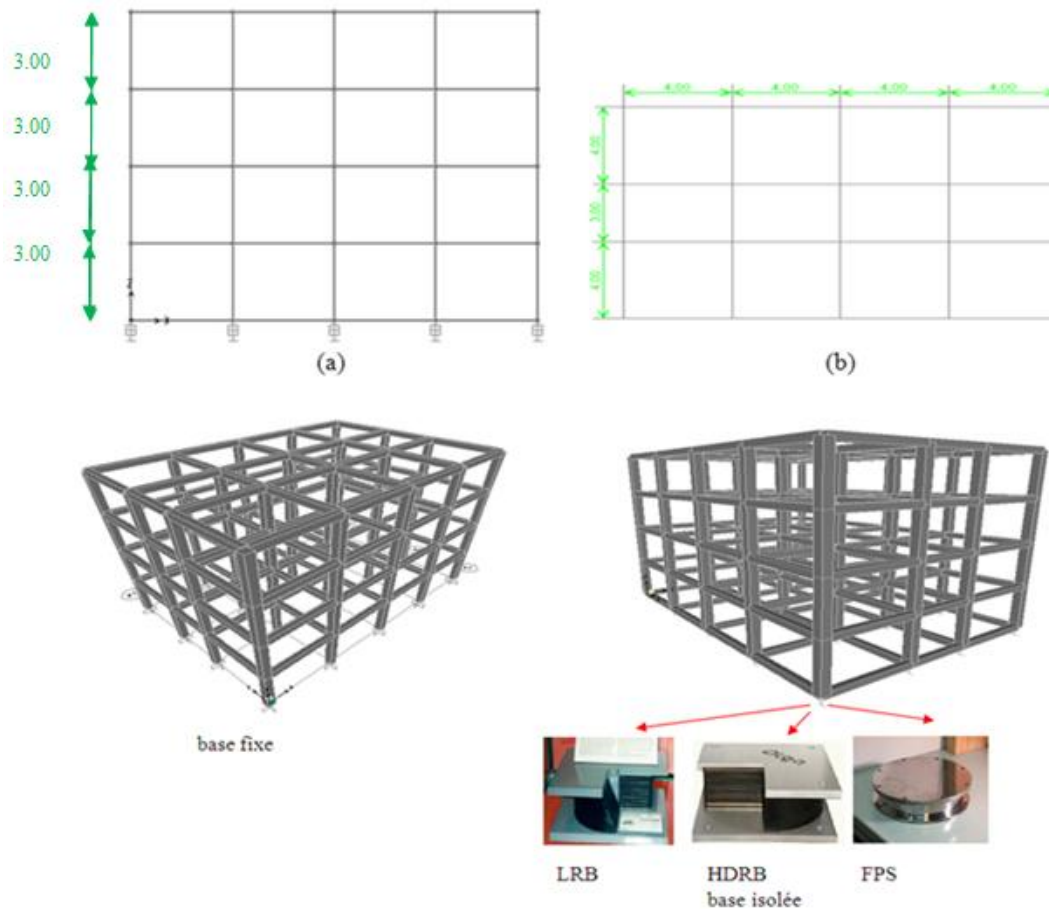


Figure IV.1:Modèle en éléments finis du bâtiment proposé à l'étude.

(a) : Modèle du bâtiment sur le plan vertical ; (b) : Vue en plan

Les charges et les surcharges appliquées sur la structure sont données conformément aux règles DTR BC 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) comme suit :

Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes $G = 6.50 \text{ kN/m}^2$

Charges d'exploitations $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant:

Charges permanentes	$G = 5.40 \text{ kN/m}^2$
Charges d'exploitations	$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

IV.4. Description des excitations sismiques :

La sollicitation sismique peut être définie par l'accélération du sol au cours du temps, sous la forme d'un accélérogramme. Cependant, les normes de construction spécifient en général la sollicitation sismique sous forme de spectres de dimensionnement.

Considérons deux accélérogrammes, le premier accélérogramme est celui enregistré à la station de SYLMAR pendant le séisme de Northridge en 1994 avec une magnitude de 6,69 sur l'échelle de Richter et dans un site constitué d'un sol très dense (roche meuble). La station est située à 5,19km d'une faille active et avec une accélération maximale du sol égale 0,6647.g (SevketAtes et Michael C.Constantinou, 2011).

Le deuxième accélérogramme est enregistré à la station d'Oakland Outer Harbor Wharf pendant le séisme de Loma Prieta en 1989 dans un site constitué d'un sol très dense (roche meuble) avec une accélération maximale du sol égale 0,2813.g (Sevket Ates et Michael C.Constantinou, 2011).

Les critères de choix de ces deux accélérogrammes sont :

- les deux accélérogrammes sont enregistrés dans le même site (sol très dense et roche meuble), car ce type de sol est plus compatible à cette technique d'isolation sismique (ASCEI SEI 7-05).
- les deux accélérogrammes sont caractérisés par des PGA différents pour voir la sensibilité des isolateurs.

Les accélérogrammes et les spectres de réponse des accélérations de ces deux séismes sont représentés sur les figures IV.3et IV.4.

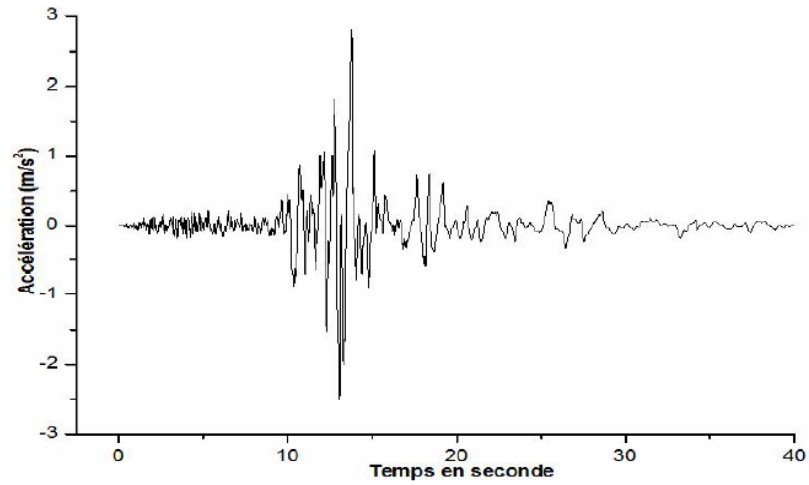


Figure IV.2: Accélérogramme de Loma Prieta

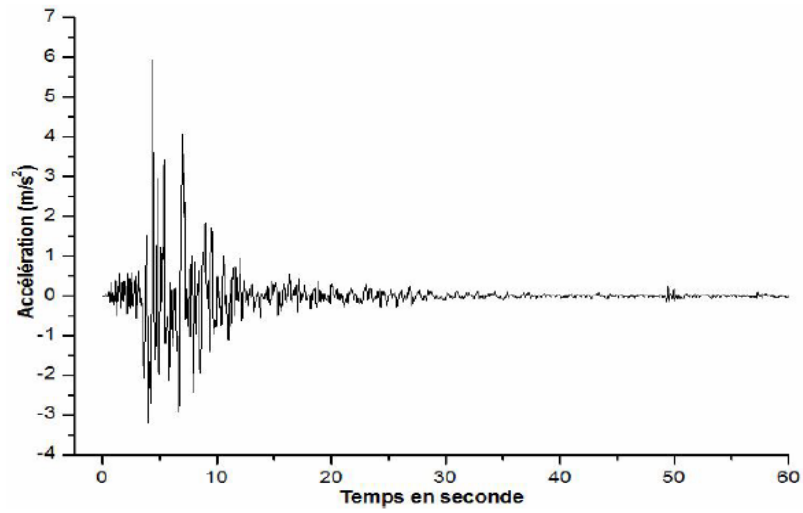


Figure IV.3: Accélérogramme de Sylmar

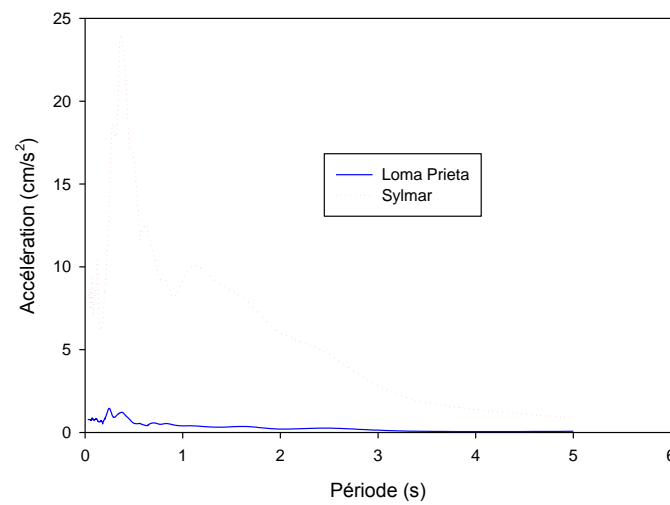


Figure IV.4: Spectres de Loma Prieta et Sylmar

IV.5. Description des systèmes d'isolation :

Le système d'isolation consiste à placer les isolateurs d'une façon concentrique sous chaque poteau (figure IV.5).

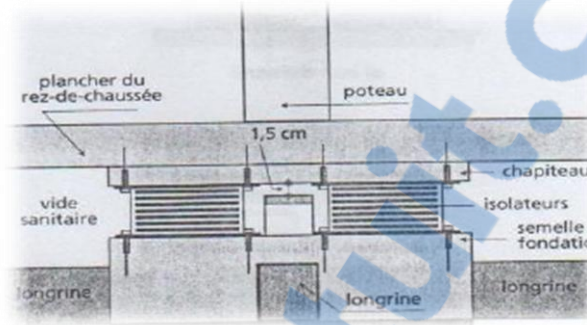


Figure IV.5 : Mise en œuvre des isolateurs de base.

Vu leur disponibilité dans la bibliothèque du logiciel SAP 2000, les types d'isolateurs considérés sont :

- Isolateurs en caoutchouc fretté (NRB),
- Isolateurs en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB),
- Isolateurs en pendules glissants(FPS).

IV.5.1. Isolateurs en caoutchouc fretté (NRB) :

Afin de réduire la charge sismique à la base du bâtiment sans amortissement additionnel, on procède à un décalage de sa période fondamentale dans le domaine des basses fréquences. Ceci est réalisé par l'augmentation de sa souplesse, en l'isolant de sa fondation avec des appareils d'appuis en néoprène non-dissipateurs (voir Figure IV.6). Ils sont localisés sur les avants - poteaux du vide sanitaire.

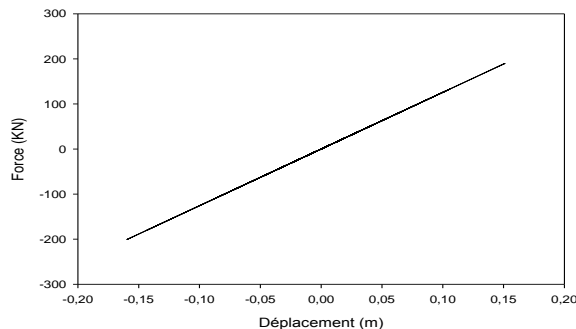


Figure IV.6: Loi de comportement des appuis de type (NRB)

L'appareil d'appui est dimensionné pour une charge axiale de 101kN. Un appareil d'appui type 400x400x10(12+2) est proposé. Le module de déformation par cisaillement du néoprène est donné par : $G_n = 1,1 \text{ Mpa}$ (D. LAGAB, 2010).

La raideur de chaque appareil vis-à-vis des déformations horizontales est:

$$k_n = G_n \frac{a^2}{e_n} = 1,1 \cdot \frac{0,4^2}{0,14} \cdot 10^3 = 1257,14 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

La raideur totale d'isolations est

$$k_n = 1257,14 \cdot 20 = 25142,8 \text{ kN/m} \quad (4.2)$$

Avec un amortissement proposé égal à : $\xi = 3\%$

L'ouvrage isolé est considéré comme un oscillateur simple, de masse M équivalente à la masse totale du bâtiment 1266 tonnes et de raideur k_n . La superstructure oscille avec une période :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{1266}{25142,8}} = 1,4 \text{ sec} \quad (4.3)$$

IV.5.2. Isolateurs en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB):

L'insertion d'un corps de plomb dans l'appui néoprène augmente sa rigidité et lui assure une capacité de dissipation d'énergie par cycles d'hystérésis (voir Figure IV.7). Ces appareils d'appui sont fixés comme précédemment sur les avant poteaux du vide sanitaire sous la même charge axiale. L'appui à plomb est du type: 400x400x10(12+2) mm. Les appareils d'appui à plomb ont une capacité portante plus élevée.

Le module de déformations par cisaillements du plomb est $G_p = 130 \text{ MPa}$ (D.LAGAB, 2010).

La contrainte de plastification du plomb $\tau_{py} = 10,5 \text{ MPa}$ (D. LAGAB, 2010).

La raideur du néoprène k_n est donnée par la relation (4.1) :

$$k_n = 1257,14 \text{ KN/m}$$

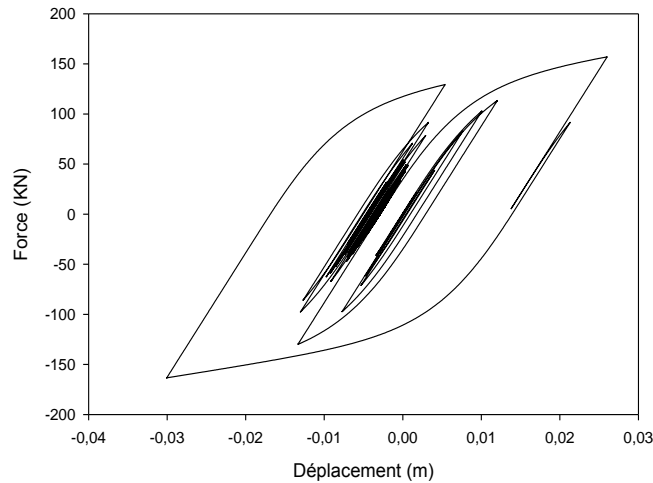


Figure 0.7:Loi de comportement des appuis de type (LRB).

On considère que l'isolation avec ces appuis néoprène à plomb décaleront la période fondamentale du bâtiment à $T = 2,0$ s.

La rigidité équivalente pour 20 appuis est :

$$k_{eq} = M \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = 1266 \left(\frac{2\pi}{2} \right)^2 = 12494.9 \text{ kN/m} \quad (4.4)$$

Pour un appui : $k_{eq} = 999.6 \approx 1000 \text{ kN/m}$ (4.5)

On considère que la dissipation d'énergie par hystérésis est équivalente à un amortissement = 30% .

On prendra une section horizontale du corps de plomb égale à $120 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

La rigidité en phase ultime est donnée par :

$$k = k_n + \frac{A_p G_p}{e_p} = 1257.14 + \frac{120 \cdot 10^{-4} \cdot 130 \cdot 10^3}{0.140} = 12400 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

Avec un rapport de rigidité $\alpha = 0.1$ (4.7)

La déformation de plastification au cisaillement du plomb est:

$$\Delta_p = e_p \frac{\tau_{py}}{G_p} = 140 \cdot \frac{10.5}{130} = 11.3 \text{ mm} \quad (4.8)$$

La force de plastification de l'isolateur est:

$$F_y = A_p \cdot \tau_{py} + k_n \cdot \Delta_p = 120 \cdot 10.5 \cdot 10^{-1} + 1257.14 \cdot 11.30 \cdot 10^{-3} \\ = 126 + 14,205 = 140,21 \text{ kN} \quad (4.9)$$

IV.5.3. Isolateurs en pendules glissants(FPS) :

Pour les cas des isolateurs (LRB & NRB), le calcul s'effectue en premier lieu par le dimensionnement des isolateurs, suivi par l'intégration de ces isolateurs dans un modèle numérique, pour atteindre une période de vibration supérieure à la période d'excitation prédominante du séisme proposé à l'étude. Pour le cas des appuis en pendules glissants(FPS) les démarches de calcul s'effectueront en premier lieu, par l'intégration des isolateurs fictifs dans un modèle numérique, suivi par le calage de la période de vibration pour atteindre les caractéristiques des isolateurs.

Cette variation de calcul a pour but de fixer la même période de vibration pour l'ensemble des isolateurs (Tableau IV.1).

$$\text{La rigidité effective est donnée par : } k_{eff} = 324,41 \text{ kN/m} \quad (4.10)$$

$$\text{La rigidité horizontale : } k_{Horizontale} = 344,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{L'amortissement effective est donnée par : } \xi_{eff} = 0,20 \quad (4.11)$$

$$\text{La période d'excitation est donnée par : } T = 1,5\text{s} \quad (4.12)$$

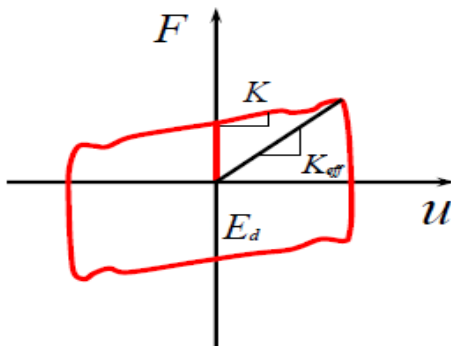


Figure IV.8: Loi de comportement des appuis de type (FPS).

	Base fixe			FPS			NRB			LRB						
	T(s)	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z	T(s)	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z	T(s)	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z				
1	0,641626	0,00072	0,84104	0,000000 3103	1,560991	0,08631	0,91349	0,000004 866	1,313988	0,000446	0,99496	0,000000 005222	1,578709	0,01068	0,98898	0,000000 001974
2	0,639043	0,84063	0,84178	0,000000 3116	1,559991	0,99979	0,99987	0,000007 851	1,313795	0,99935	0,99943	0,000000 006244	1,578551	0,9996	0,99969	0,000000 002443
3	0,568482	0,84075	0,84231	0,000000 4461	1,552089	0,99979	0,99988	1	1,200285	0,99951	0,9995	0,000000 006854	1,442294	0,99977	0,99976	0,000000 002671
4	0,201139	0,84077	0,95059	0,000001 608	1,339298	0,99997	0,99997	1	0,632528	0,99951	0,9995	0,99878	0,632528	0,99977	0,99976	0,99878
5	0,200074	0,94887	0,95061	0,000001 614	0,648451	0,99997	0,99997	1	0,371930	0,99951	0,9995	0,99878	0,371930	0,99977	0,99976	0,99878
6	0,179421	0,94889	0,9507	0,000002 164	0,325550	0,99997	0,99997	1	0,287048	0,99951	0,9995	0,99878	0,287048	0,99977	0,99976	0,99878
7	0,111729	0,94889	0,98923	0,000002 347	0,247810	0,99997	0,99997	1	0,227064	0,99951	0,9995	0,9988	0,227064	0,99977	0,99976	0,9988
8	0,110902	0,98836	0,98923	0,000002 366	0,241516	0,99997	0,99997	1	0,225144	0,99951	0,9995	0,9997	0,225154	0,99977	0,99976	0,9997
9	0,100620	0,98837	0,98931	0,000002 566	0,201732	0,99997	0,99997	1	0,192741	0,99951	0,9995	0,99995	0,192746	0,99977	0,99976	0,99995
10	0,078820	0,98837	0,99996	0,000019 66	0,177760	0,99997	0,99999	1	0,175617	0,99951	0,9999	0,99995	0,176349	0,99977	1	0,99995

Tableau IV.1: Périodes et facteurs de contribution modale des différents types d'isolation.

- Périodes :

Les résultats obtenus montrent que l'effet du système d'isolation est d'assouplir le bâtiment par le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour la structure encastree. Cette période est rallongée de 3 fois. En effet, ce décalage de la période vers celle de l'isolateur est la raison primaire de l'efficacité du système d'isolation.

- Les facteurs de contribution modale :

Pour la structure isolée, le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant les 90% (Tableau IV.1). Ce qui nous permet de dire que la réponse de cette structure est régie par le premier mode. Cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable ce qui n'a pas été vérifié dans le cas de la structure encastrée.

- Base fixe :

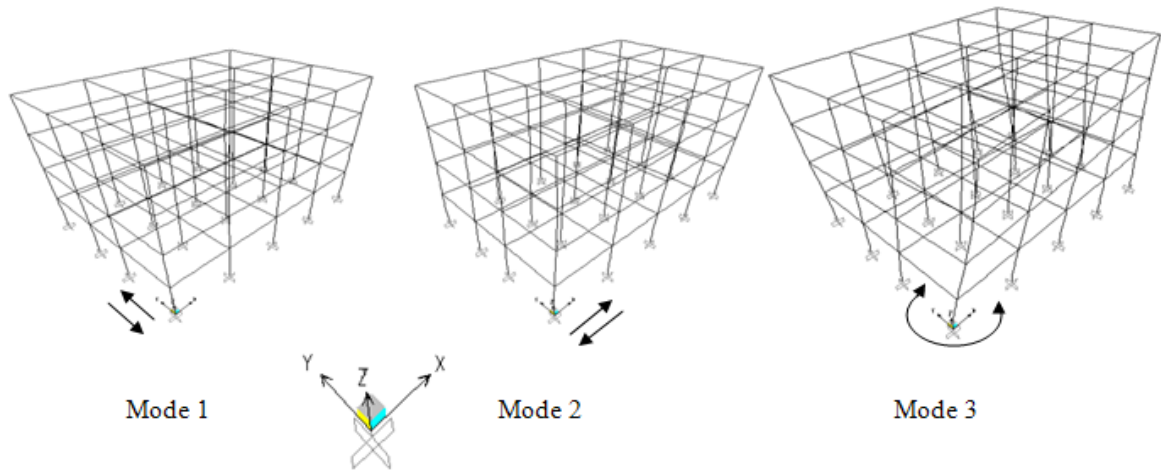


Figure IV.9 : Les trois premiers modes de vibration de la structure à base fixe.

- Base isolée :

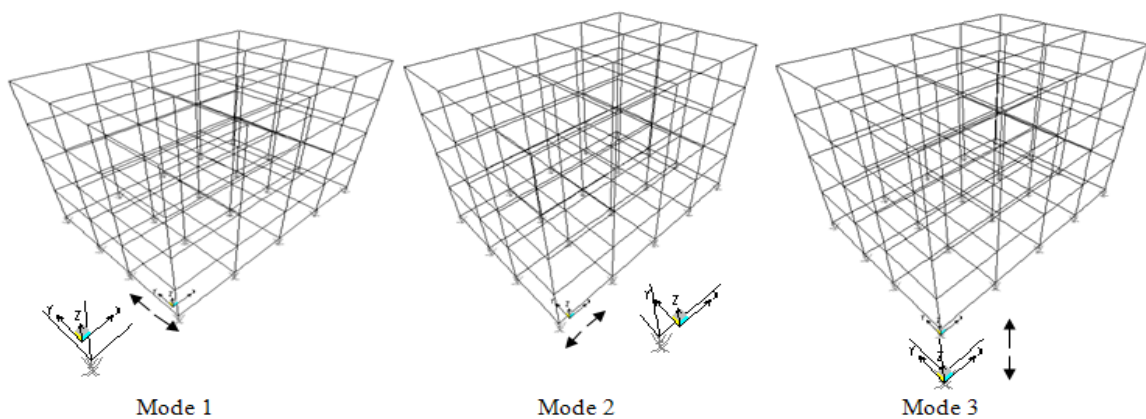


Figure IV.10 : Les trois premiers modes de vibration de la structure à base isolée (LRB, FPS, NRB).

IV.6. Analyse numérique :

Les réponses en déplacement, accélération et efforts tranchants de la structure avec les différents systèmes d'isolation sont rapportées dans le tableau 4.2 et 4.3.

Types D'accélérogrammes	Types d'Appuis	Niveaux	Déplacement (cm)		Accélération (m/s ²)		Effort tranchant(KN)	
			Min	Max	Min	max	min	max
LOMA PRIETA	Base Fixe	0	0,000	0,000	0,000	0,000	-9,55	15,13
		1	-0,158	0,092	-0,221	0,566	0,000	0,000
		2	-0,385	0,219	-0,348	0,844	0,000	0,000
		3	-0,565	0,343	-0,398	1,007	0,000	0,000
		4	-0,668	0,425	-0,486	1,097	0,000	0,000
	FPS	0	-3,130	0,761	-0,329	0,784	-2,47	10,15
		1	-3,132	0,762	-0,330	0,784	0,000	0,000
		2	-3,129	0,761	-0,330	0,783	0,000	0,000
		3	-3,132	0,762	-0,330	0,784	0,000	0,000
		4	-3,130	0,761	-0,329	0,784	0,000	0,000
	NRB	0	-1,182	0,480	-0,241	0,822	-6,04	14,86
		1	-1,227	0,500	-0,251	0,853	0,000	0,000
		2	-1,246	0,508	-0,256	0,867	0,000	0,000
		3	-1,227	0,500	-0,251	0,853	0,000	0,000
		4	-1,182	0,480	-0,241	0,822	0,000	0,000
	LRB	0	-0,301	0,279	-0,366	0,827	-2,41	2,60
		1	-0,437	0,377	-0,460	1,222	0,000	0,000
		2	-0,514	0,432	-0,527	1,445	0,000	0,000
		3	-0,437	0,377	-0,459	1,221	0,000	0,000
		4	-0,301	0,279	-0,366	0,827	0,000	0,000

Tableau IV.2: Analyse comparative de performance des techniques d'isolation pour le cas du séisme de Loma Prieta.

Les résultats numériques présentés dans le tableau IV.2 obtenus par l'étude paramétrique nous ont permis de déduire que :

- ✓ Pour les structures à base fixe, l'augmentation de déplacements et des accélérations est proportionnelle à la hauteur des planchers (la plus grande valeur se localise au dernier niveau) ;
- ✓ Pour la structure à base isolée par les isolateurs de type LRB, La réduction du déplacement-est de l'ordre de 20% du déplacement absolu de la structure à base fixe, par contre pour les deux autres systèmes, une augmentation de 18% pour les systèmes NRB et 46% pour les systèmes FPS par rapport au déplacement absolu de la structure à base fixe ;
- ✓ les déplacements relatifs de la structure à base isolée sont négligeable devant celle à base fixe et la variation entre les planchés sont de l'ordre de 0.003 cm pour les FPS, 0.045 cm pour les NRB, 0.136 cm pour les LRB;
- ✓ Pour les structures à base isolée, La réduction des efforts tranchants par rapport à celle de base fixe sont de l'ordre de 83% pour les isolateurs de type LRB, 33% pour les systèmes FPS et 1.7% pour les systèmes NRB ;
- ✓ L'accélération inter étages de la structure à base isolé est négligeable devant celle à base fixe et la variation entre les planchers sont de l'ordre de 0.001 m/s² pour les FPS, 0.031 m/s² pour les NRB, 0.4 m/s² pour les isolateurs LRB;

Types Accélérogramme	Types d'Appuis	Niveaux	Déplacement (cm)		Accélération (m/s ²)		Effort tranchant (KN)	
			Min	max	min	Max	Min	max
SYLMAR	Base Fixe	0	0,000	0,000	0,000	0,000	-235,2	344,5
		1	-3,686	2,207	-3,504	2,814	0,000	0,000
		2	-9,339	5,044	-9,619	12,6	0,000	0,000
		3	-14,10	7,142	-14,12	20,12	0,000	0,000
		4	-16,88	8,287	-18,43	22,02	0,000	0,000
	FPS	0	-17,94	33,98	-8,293	4,874	-0,0102	58,19
		1	-17,95	34,01	-8,297	4,885	0,000	0,000
		2	-17,93	33,97	-8,287	4,884	0,000	0,000
		3	-17,95	34,01	-8,297	4,884	0,000	0,000
		4	-17,94	33,98	-8,293	4,874	0,000	0,000
	NRB	0	-35,76	33,59	-10,6	11,08	-422,3	449,6
		1	-37,15	34,92	-11,12	11,15	0,000	0,000
		2	-37,75	35,49	-11,36	11,75	0,000	0,000
		3	-37,15	34,91	-11,12	11,55	0,000	0,000
		4	-35,76	33,59	-10,6	11,08	0,000	0,000
	LRB	0	-10,16	9,815	-7,464	11,85	-84,73	87,76
		1	-10,97	10,58	-9,697	7,707	0,000	0,000
		2	-11,39	10,98	-11,02	8,515	0,000	0,000
		3	-10,96	10,57	-9,685	7,699	0,000	0,000
		4	-10,16	9,815	-7,464	11,85	0,000	0,000

Tableau IV.3: Analyse comparative de performance des trois techniques d'isolation pour le cas du séisme de Sylmar.

Les résultats numériques présentés dans le tableau IV.3 obtenus par l'étude nous ont permis de déduire que :

- ✓ Pour les structures à base fixe, l'augmentation des déplacements et des accélérations est proportionnelle à la hauteur des planchers (la plus grande valeur se trouve au dernier niveau) ;

- ✓ Pour la structure à base isolée par les isolateurs de type LRB, la réduction du déplacement absolu est de l'ordre de 3% du déplacement absolu de la structure à base fixe, par contre pour les deux autres systèmes, une augmentation de 22.3% pour les systèmes NRB et 20% pour les systèmes FPS par rapport au déplacement absolu de la structure à base fixe ;
- ✓ Les déplacements relatifs de la structure à base isolée sont négligeable devant celle à base fixe et la variation entre les planchers sont de l'ordre de 0.02 cm pour les FPS, 1.40 cm pour les NRB, 0.80 cm pour les LRB;
- ✓ Pour les structures à base isolée, la réduction des efforts tranchants par rapport à celle de la base fixe sont de l'ordre de 7.4% pour les isolateurs de type LRB, 8.3% pour les systèmes FPS et une augmentation de 13% pour les systèmes NRB ;
- ✓ L'accélération inter-étages de la structure à base isolée est négligeable devant celle à base fixe et la variation entre les planchers est de l'ordre de 0.001 m/s² pour les FPS, 0.60 m/s² pour les NRB, 4.0 m/s² pour les LRB.

IV.7. Etude paramétrique :

Cette étude consiste à comparer le comportement d'un bâtiment à base fixe, avec le même bâtiment à base isolée suivant le paramètre (**type d'isolateur**). Le comportement de chacun des isolateurs est spécifique à ses caractéristiques (linéarité et non linéarité, **amortissement**, représenté la structure comme un **bloc rigide**). Ce paramètre peut nous donner les avantages et les inconvénients du système proposé sur les éléments d'étude (déplacement absolu, déplacement relatif, accélération et effort tranchant).

La réflexion est aussi faite sur la forme géométrique de la structure en mouvement et ceci en analysant les déplacements relatifs entre étages.

IV.7.1. Niveaux de la structure :

Pour ce paramètre, l'étude est menée sur la comparaison des sollicitations entre les différents niveaux de la même structure pour les deux accélérogrammes de Loma Prieta et de Sylmar.

- *Cas d'une structure à base fixe :*

Une analyse a été effectuée sur une structure à base fixe pour voir leur comportement en termes de déplacement, accélération et effort pour les différents niveaux et pour deux séismes (Loma Prieta, Sylmar).

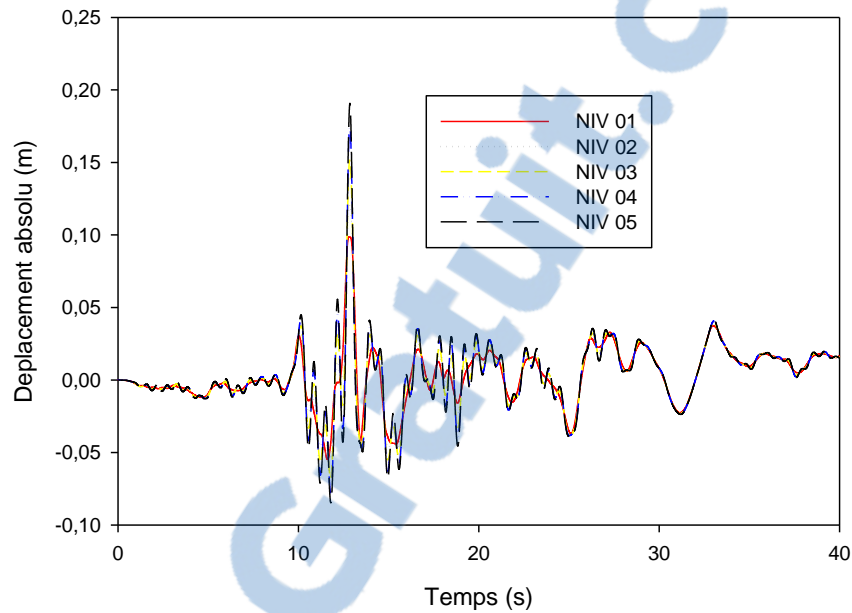


Figure IV.11: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta.

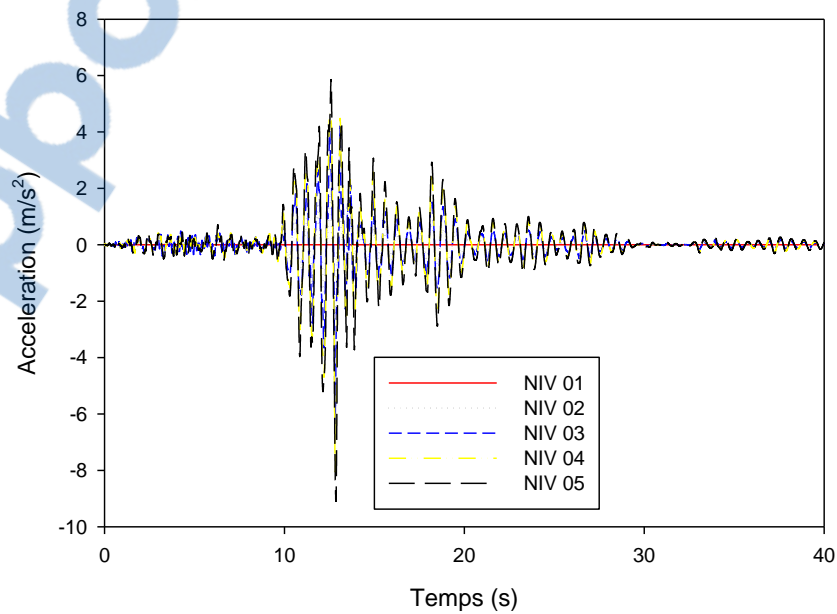


Figure IV.12: Accélération des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta.

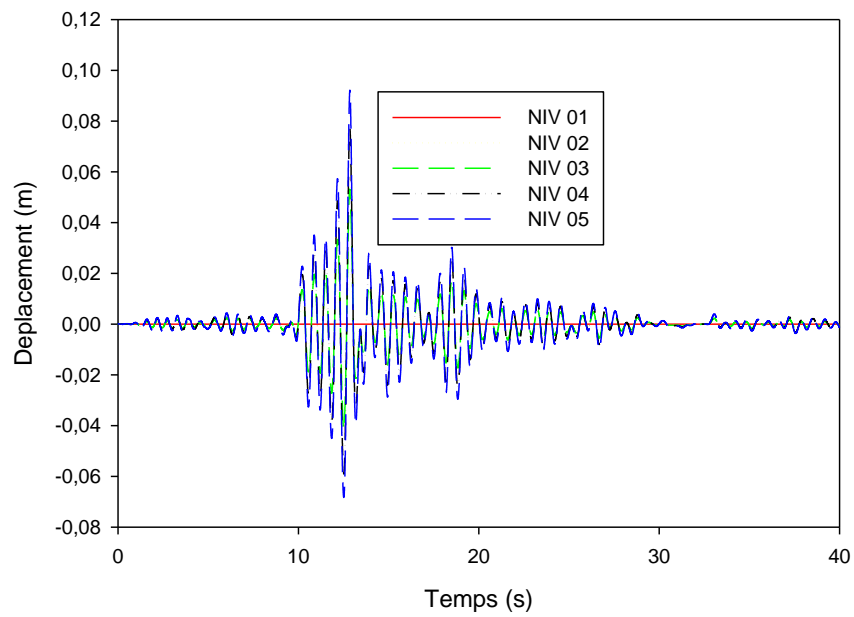


Figure IV.13: Déplacement des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta.

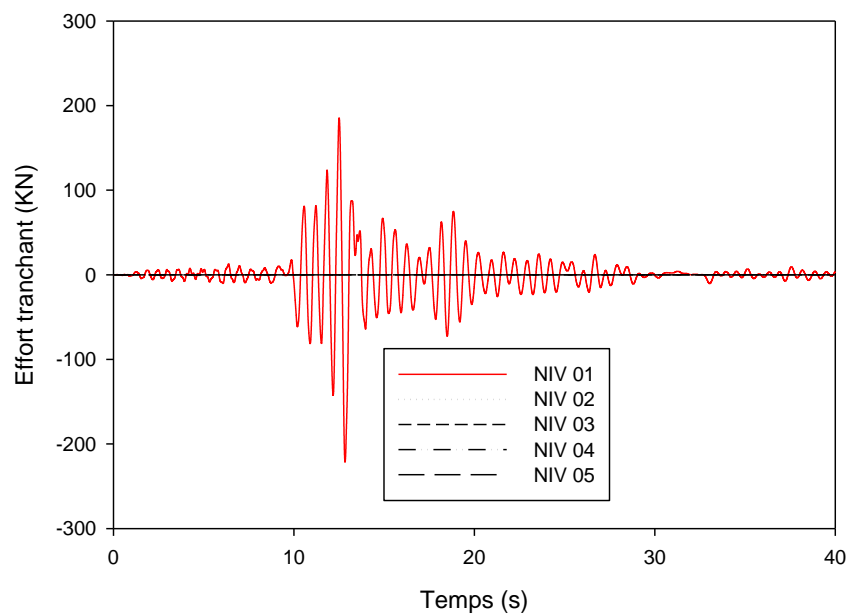


Figure IV.14: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure encastree pour le séisme de Loma Prieta.

D'après les figures (IV.11,IV.12,IV.13), on remarque un décalage du déplacement et d'accélération au cours du temps pour les différents niveaux d'une structure, tout d'abord pour les dix (10) premiers secondes le décalage est un peut faible, pour la suite du temps le décalage est devenue important (un déplacement absolu maximal vaut 19 cm au treizième seconde, une accélération maximal vaut 9 m/s^2 au treizième seconde, un déplacement relatif maximal vaut 9 cm au treizième seconde).

La figure IV.14 montre que l'effort tranchant se concentre au niveau zéro, par contre pour les autres niveaux l'effort tranchant est nul (un effort tranchant maximal vaut 220 KN au treizième seconde).

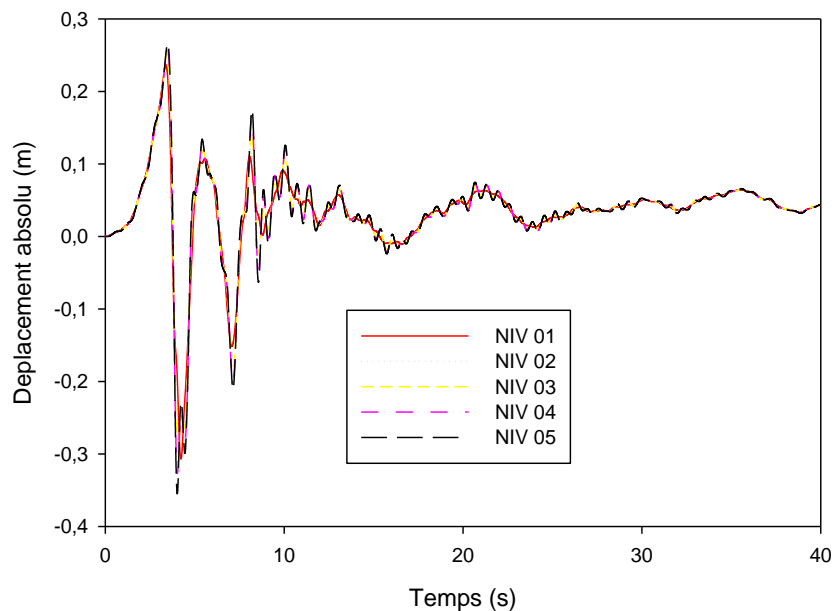


Figure IV.15: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure encadrée pour le séisme de Sylmar.

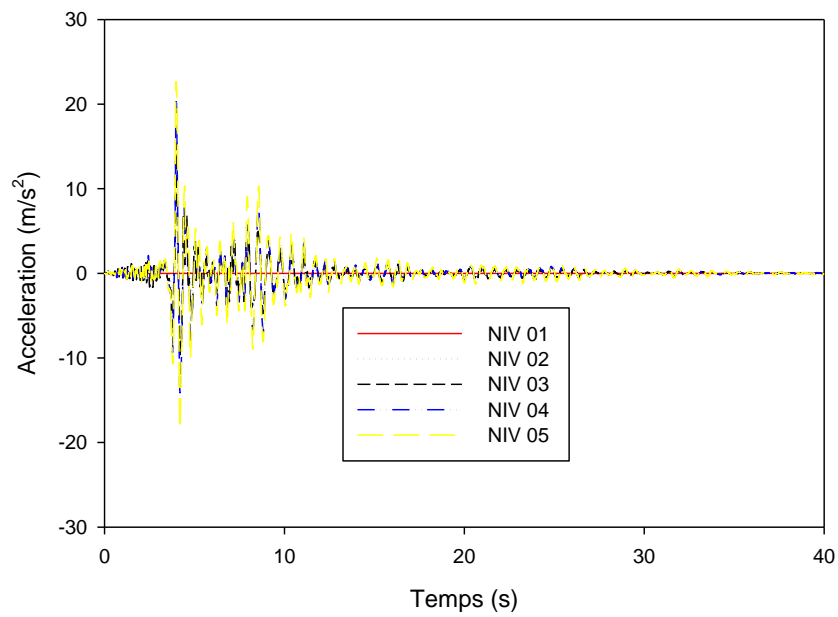


Figure IV.16: Accélération des différents niveaux d'une structure encastrée pour le séisme de Sylmar.

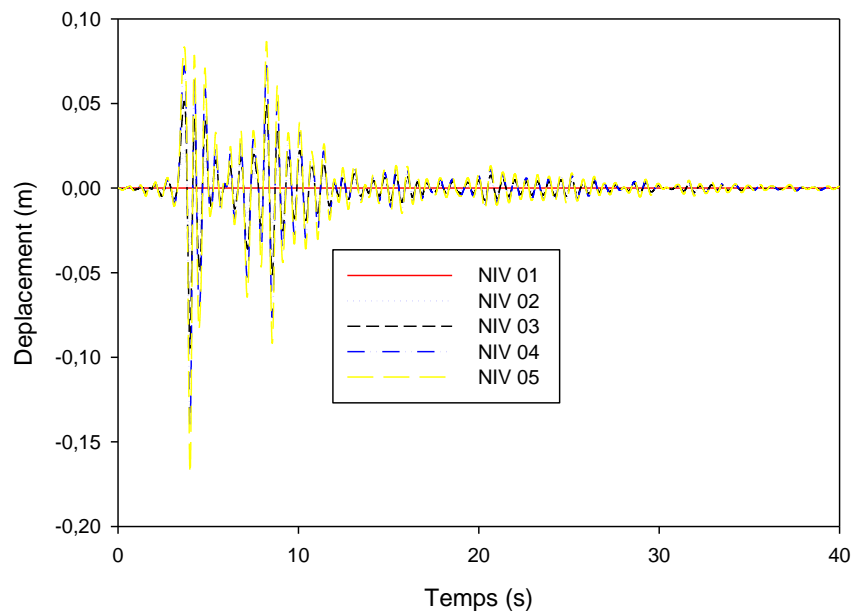


Figure IV.17: Déplacement des différents niveaux d'une structure encastrée pour le séisme de Sylmar.

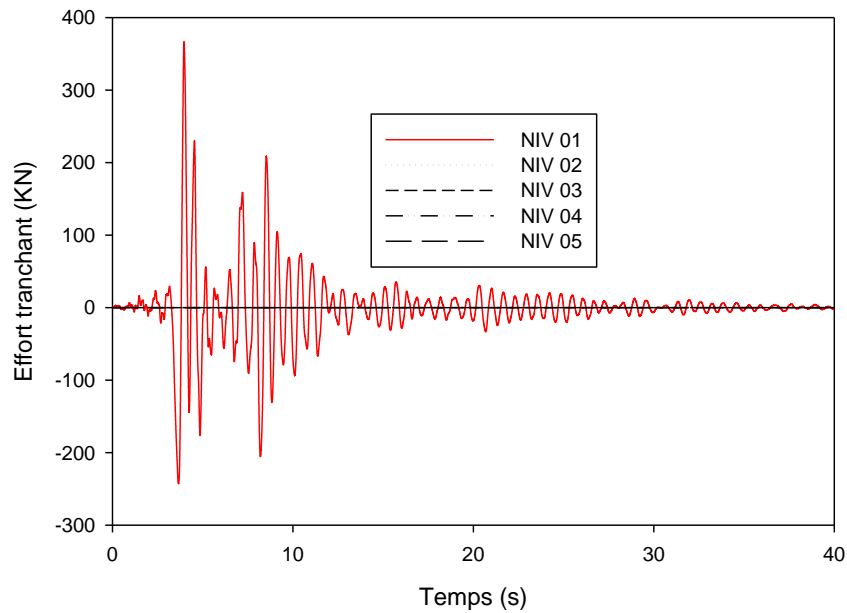


Figure IV.18: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure encastrée pour le séisme de Sylmar

D'après la figure IV.15, on remarque un décalage de déplacement absolu au cours du temps pour les différents niveaux d'une structure, tout d'abord pour les huit (08) premiers secondes le déplacement absolu est important (0,37m à 4s), et le décalage inter niveau est un peu faible, de huit (08) à douze (12) seconde le déplacement absolu est devenue faible et le décalage inter niveau est de l'ordre de 3cm, pour la suite du temps le déplacement absolu reste faible et le décalage inter niveau est devenue aussi faible.

Pour la figure IV.16, on remarque que dans les premiers cinq (05) secondes on observe une progression d'accélération (22 KN/m^2 à 4s), cette progression est suivie par une chute d'accélération jusqu'à la septième seconde, où on remarque une deuxième progression instantanée suivie par une chute stable.

Pour la figure IV.16, on remarque que l'effort tranchant se concentre au niveau zéro (350KN à 4s), par contre pour les autres niveaux l'effort tranchant est nul.

- *Cas d'une structure à Base isolée par des isolateurs de type FPS :*

On lance une analyse d'une structure isolée par des isolateurs de type FPS pour voir leur comportement par rapport aux différents niveaux

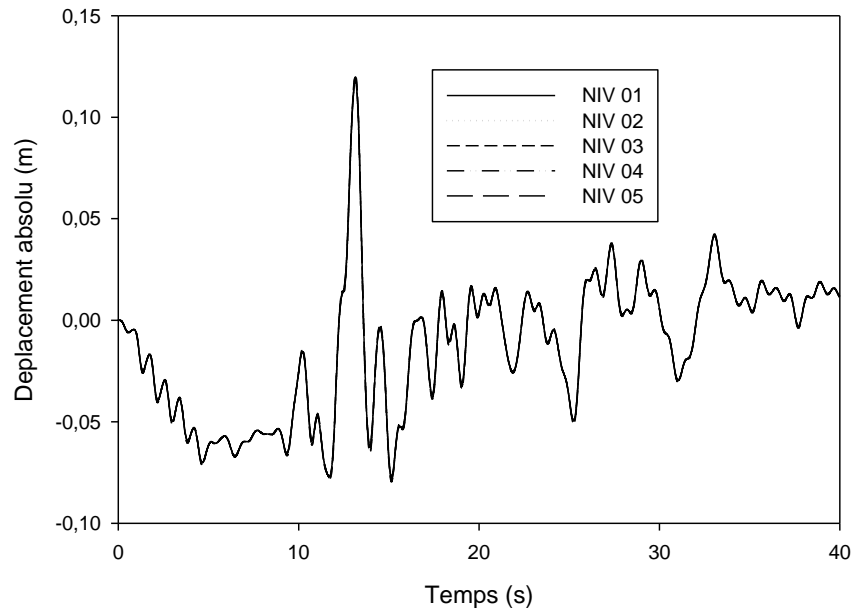


Figure IV.19: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta.

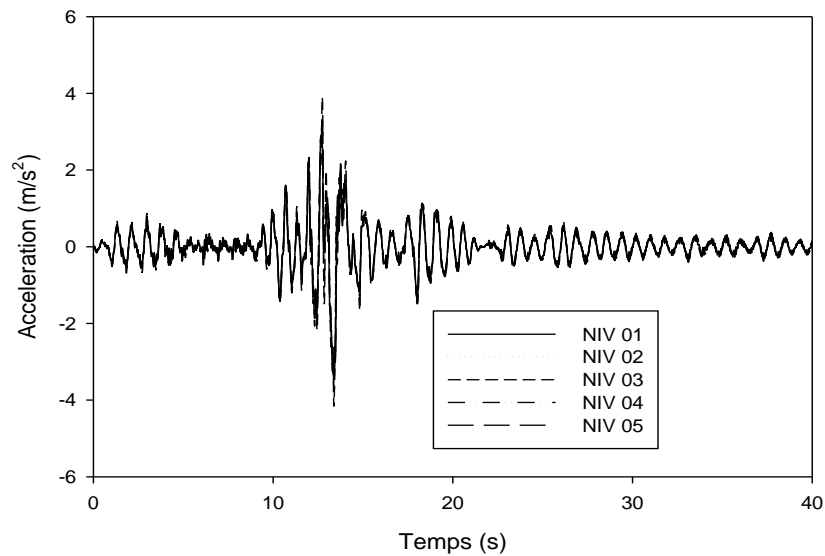


Figure IV.20: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta.

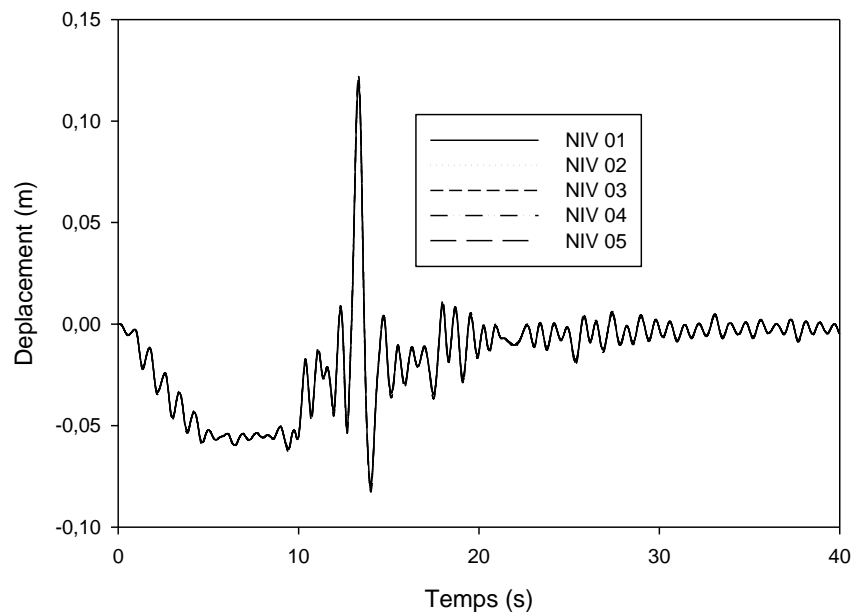


Figure IV.21: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta.

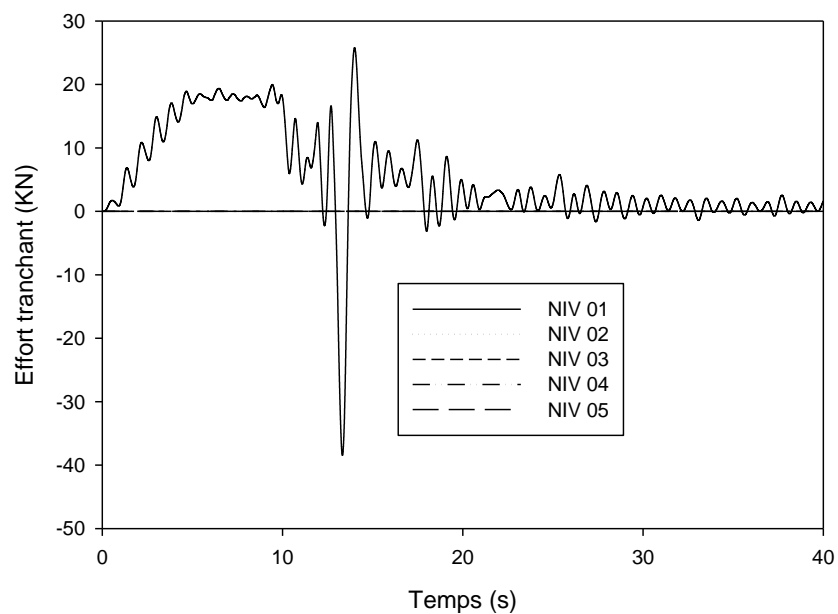


Figure IV.22: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Loma Prieta.

D'après les figures (IV.19, IV.20, IV.21), On remarque que presque les mêmes déplacements et accélérations sont réparti sur toute la hauteur de la structure (un déplacement maximal enregistré à 14 secondes qui vaut 13 cm et une accélération maximale enregistrée à 14 secondes qui vaut 4 m/s^2).

La figure IV.22 montre que l'effort tranchant se concentre au niveau zéro, par contre pour les autres niveaux l'effort tranchant est nul, et l'effort tranchant maximal est enregistré à 14 secondes vaut 40 KN.

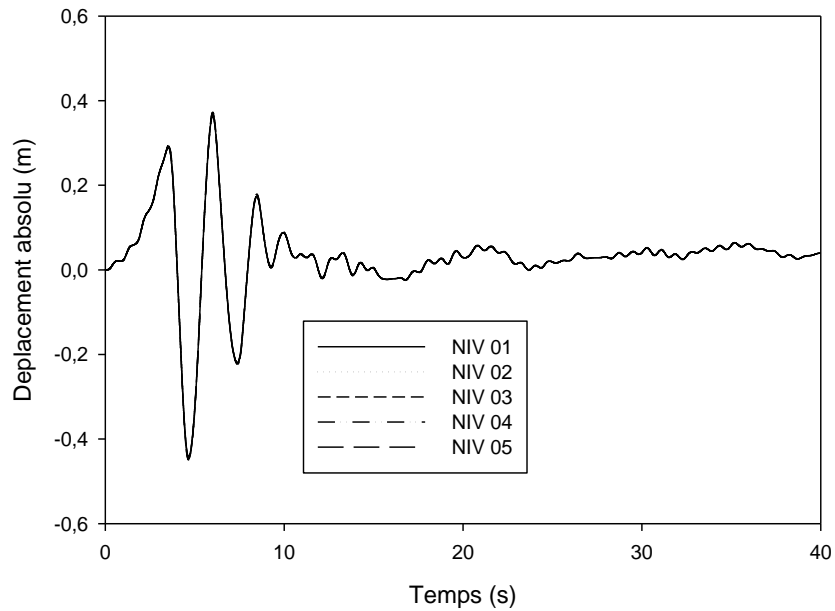


Figure IV.23: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar.

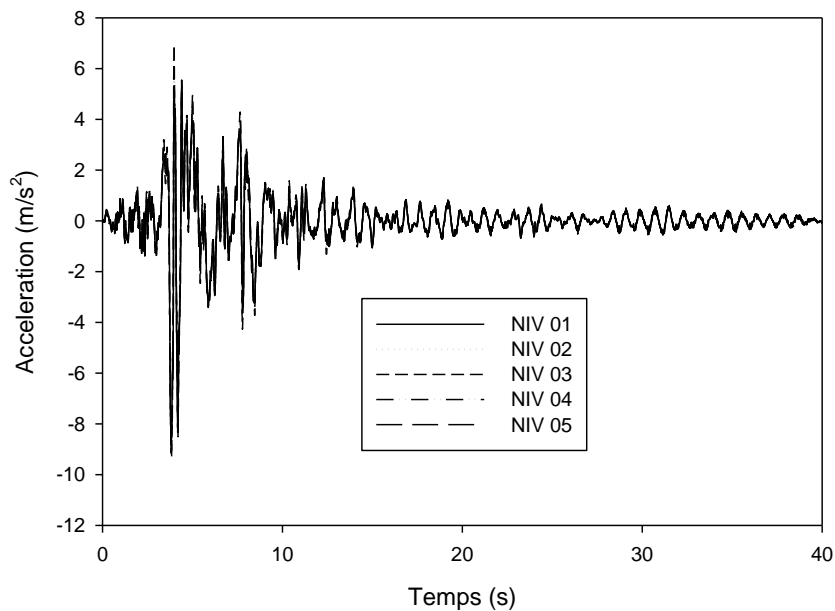


Figure IV.24: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar.

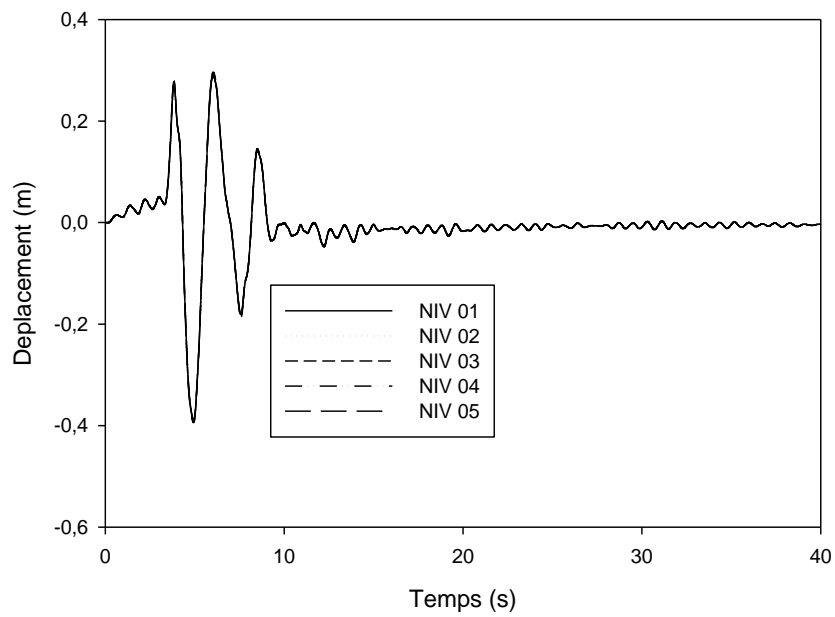


Figure IV.25: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar.

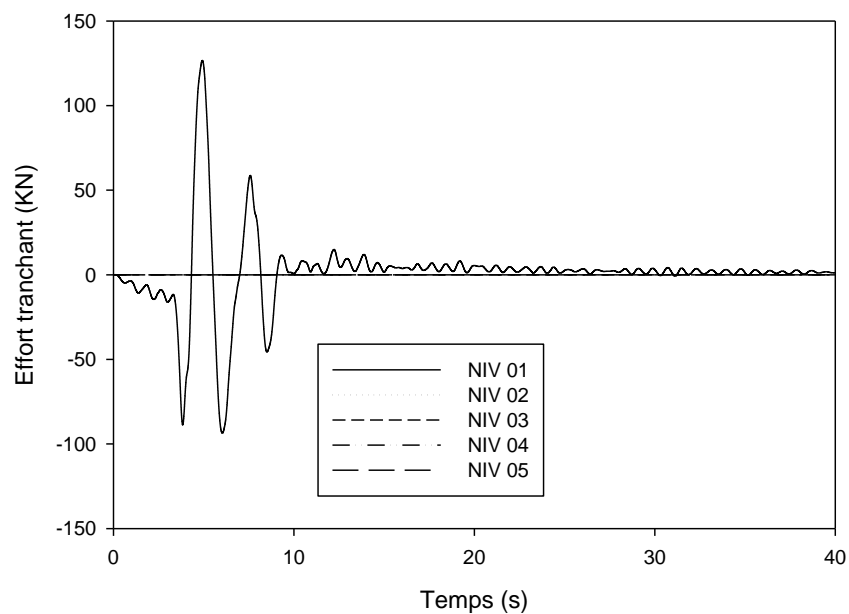


Figure IV.26: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type FPS pour le séisme de Sylmar.

D'après les figures (IV.23, IV.24, IV.25), Pratiquement les mêmes sollicitations sont réparti sur toute la hauteur de la structure (un déplacement maximal enregistré près de 5

secondes qui vaut 45 cm, une accélération maximale enregistrée à 4 secondes qui vaut 9 m/s^2 , un déplacement relatif maximal enregistré à 5 secondes qui vaut 40 cm).

Pour la figure IV.26, on remarque que l'effort tranchant se concentre au niveau zéro, par contre pour les autres niveaux l'effort tranchant est nul, et l'effort tranchant maximal est enregistré à 5 secondes vaut 120 KN.

- **Cas d'une structure à Base isolée par des isolateurs de type NRB :**

On procède au même cas précédente on utilise des isolateurs de type NRB pour voir leur comportement par rapport aux différents niveaux

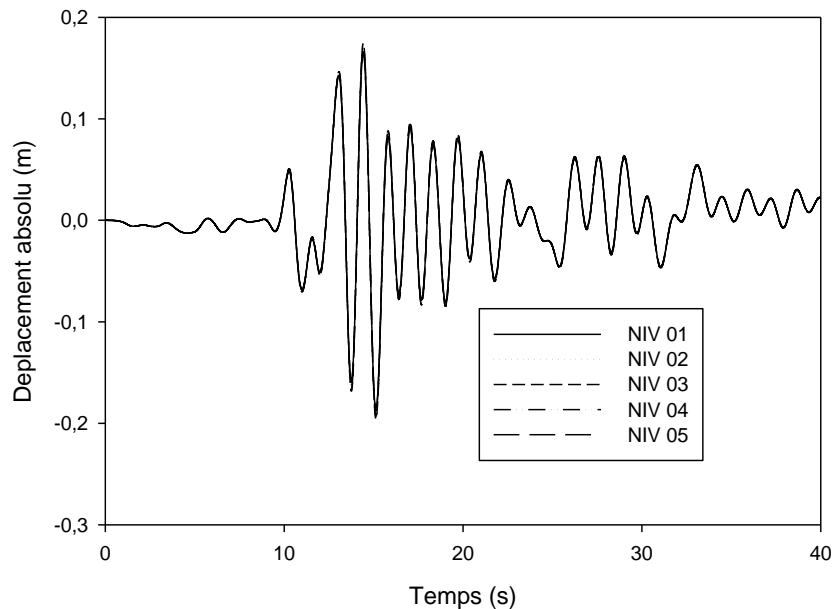


Figure IV.27: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta.

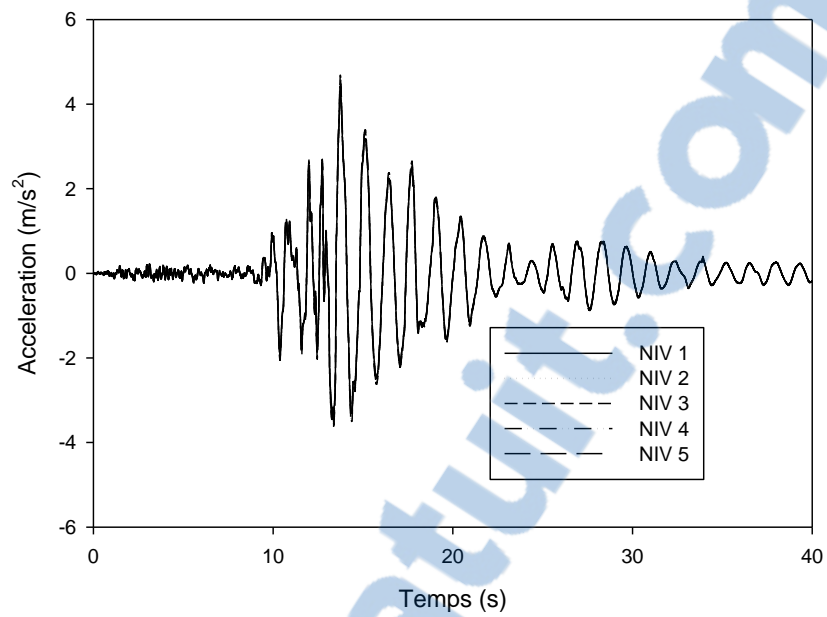


Figure IV.28: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta.

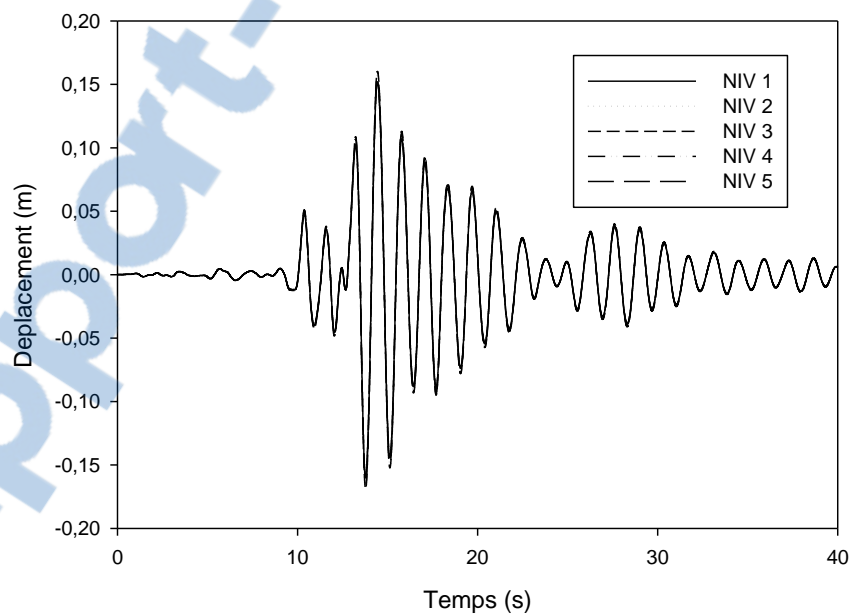


Figure IV.29: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta.

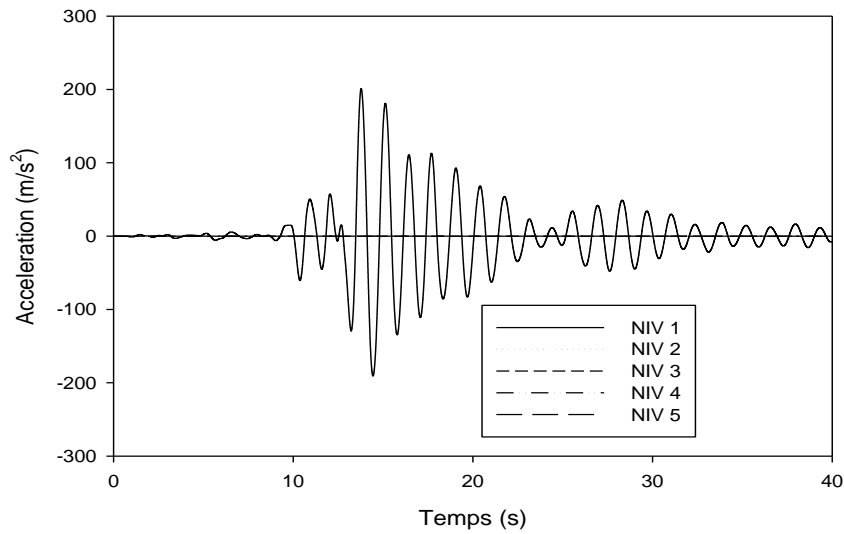


Figure IV.30: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Loma Prieta.

D'après les figures (IV.27, IV.28, IV.29), À-peu-près les mêmes sollicitations sont réparti sur toute la hauteur de la structure (un déplacement absolu maximal enregistré à 15 secondes qui vaut 20 cm, une accélération maximale enregistrée à 14 secondes qui vaut 4 m/s^2 , un déplacement maximal enregistré à 14 secondes qui vaut 17 cm).

La figure IV.30 montre que l'effort tranchant se localise à la base avec un maximum de 200 KN enregistré à 15 secondes.

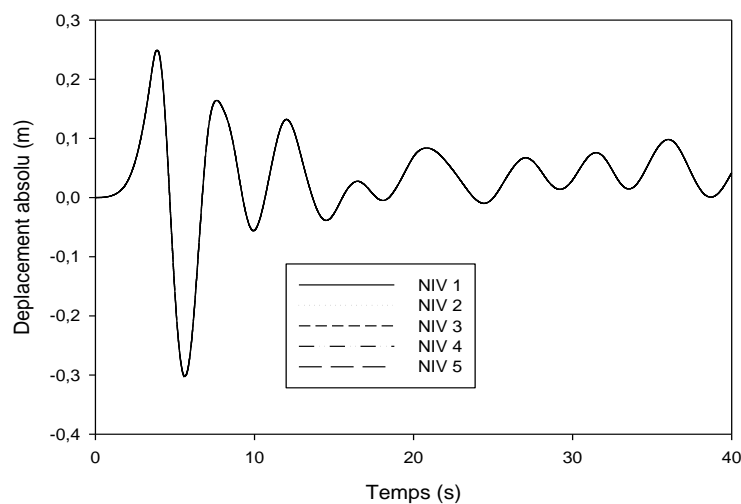


Figure IV.31: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar.

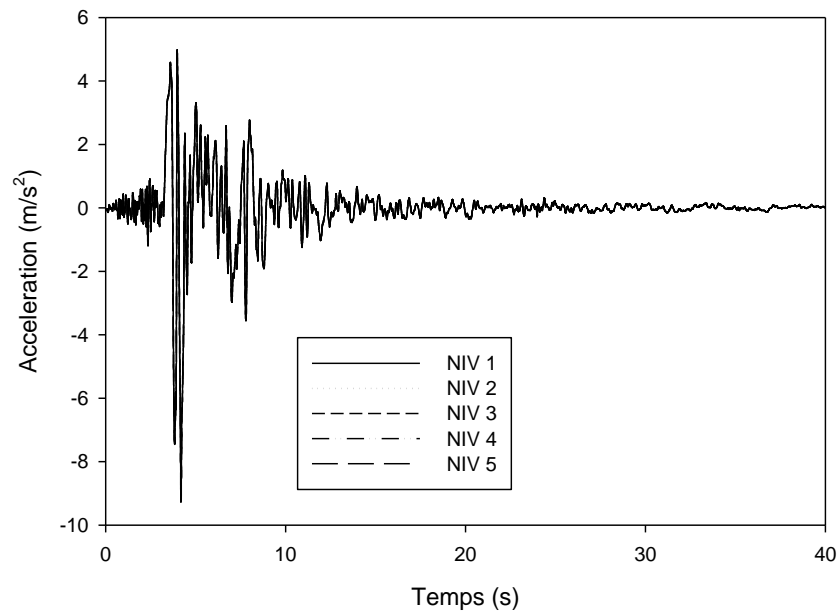


Figure IV.32 : Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar.

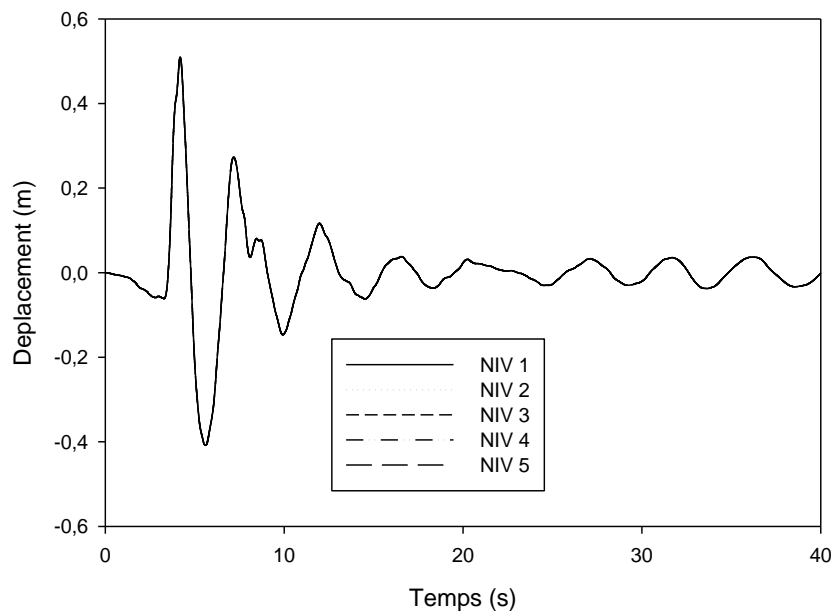


Figure IV.33: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar.



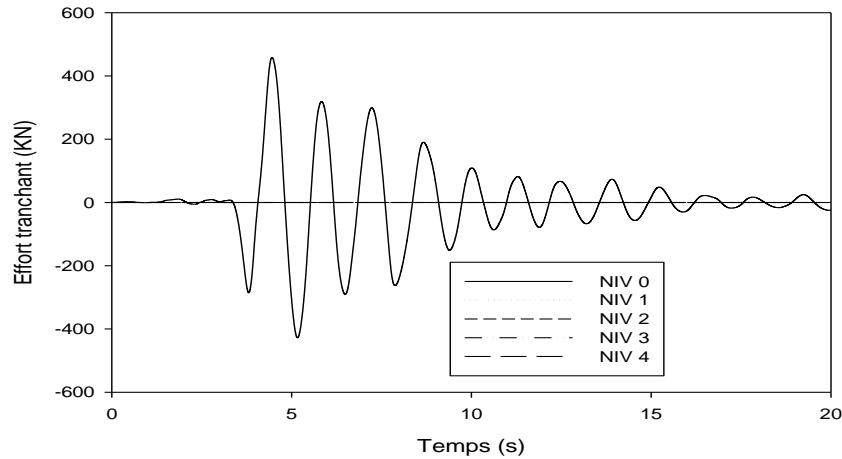


Figure IV.34: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type NRB pour le séisme de Sylmar.

D'après les figures (IV.31, IV.32, IV.33), On remarque que presque les mêmes sollicitations sont réparties sur toute la hauteur de la structure (un déplacement maximal enregistré à 4 secondes qui vaut 60 cm, une accélération maximale enregistrée à 4 secondes qui vaut 13 m/s^2 un déplacement maximal enregistré à 5 secondes qui vaut 40 cm).

La figure IV.34 montre que l'effort tranchant maximal est enregistré à 5 secondes et vaut 420 KN.

- **Cas d'une structure à Base isolée par des isolateurs de type LRB :**

Dans ce cas, on installe des isolateurs de type LRB et on lance l'analyse pour voir leur comportement par rapport aux différents niveaux

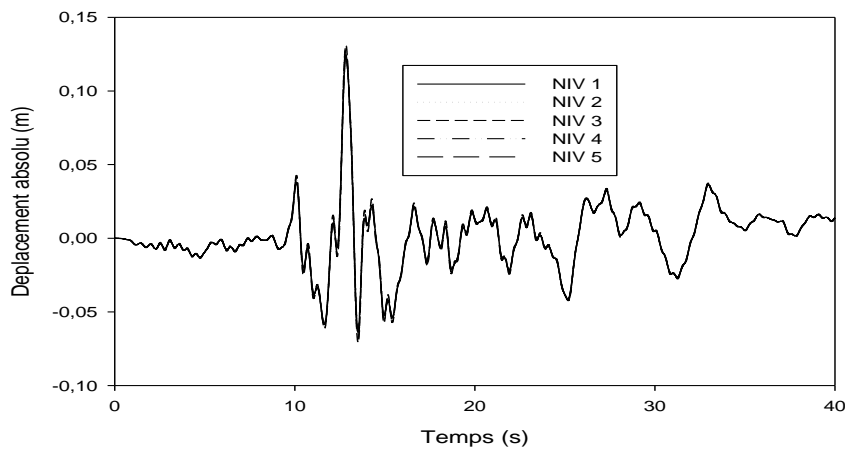


Figure IV.35: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta.

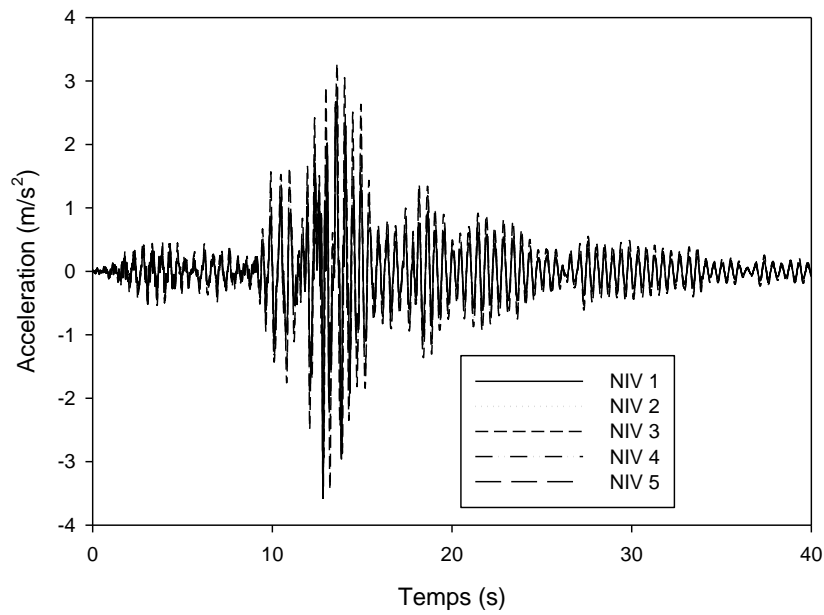


Figure IV.36: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta.

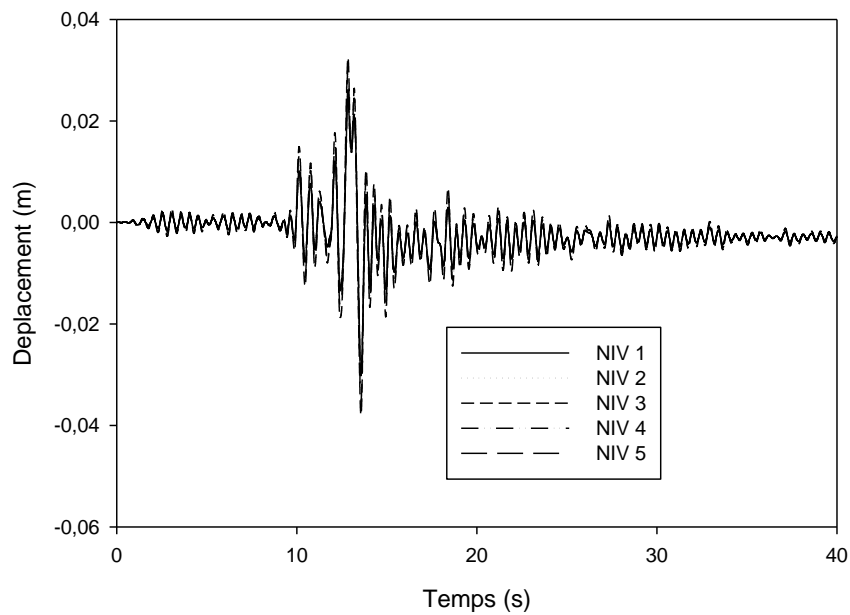


Figure IV.37: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta.

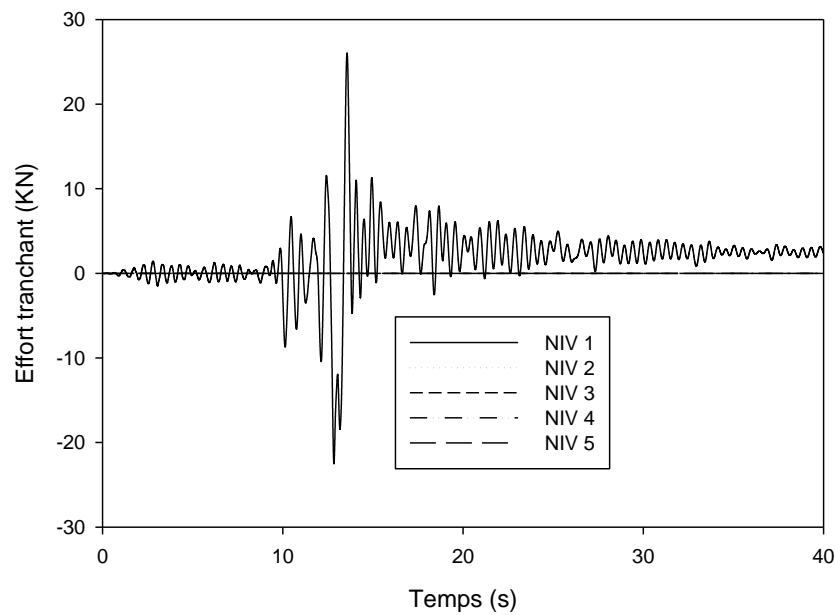


Figure IV.38: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Loma Prieta.

D'après les figures (IV.35, IV.37), On remarque que presque le même déplacement est réparti sur toute la hauteur de la structure, avec un déplacement absolu maximal enregistré à 13 secondes qui vaut 13 cm, et un déplacement relatif maximal enregistré à 14 secondes qui vaut 4 cm.

Le même cas pour l'accélération (figure IV.36), une accélération maximale enregistrée à 13 secondes vaut 3.5 m/s^2 .

L'effort tranchant maximal est enregistré à 13 secondes vaut 22 KN (voir figure IV.38).

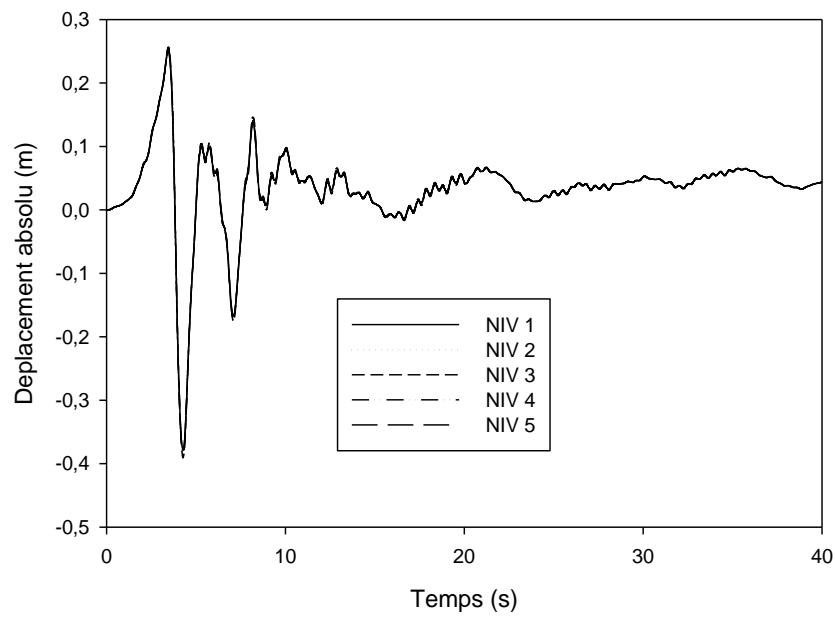


Figure IV.39: Déplacement absolu des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar.

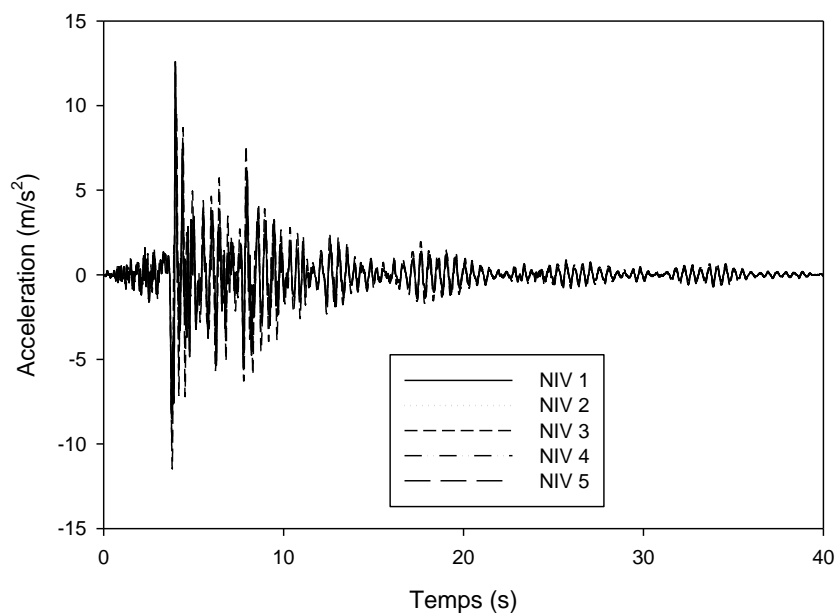


Figure IV.40: Accélération des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar.

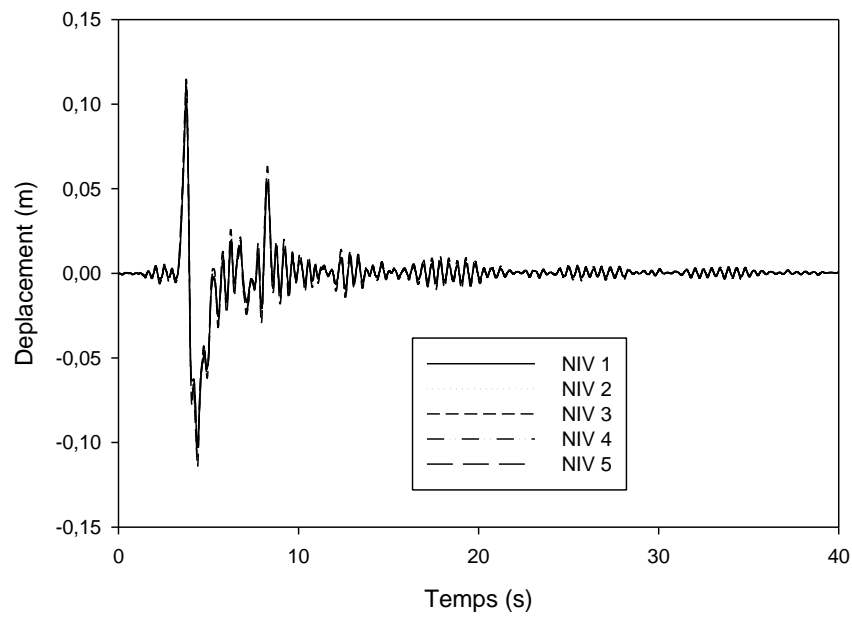


Figure IV.41: Déplacement des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar.

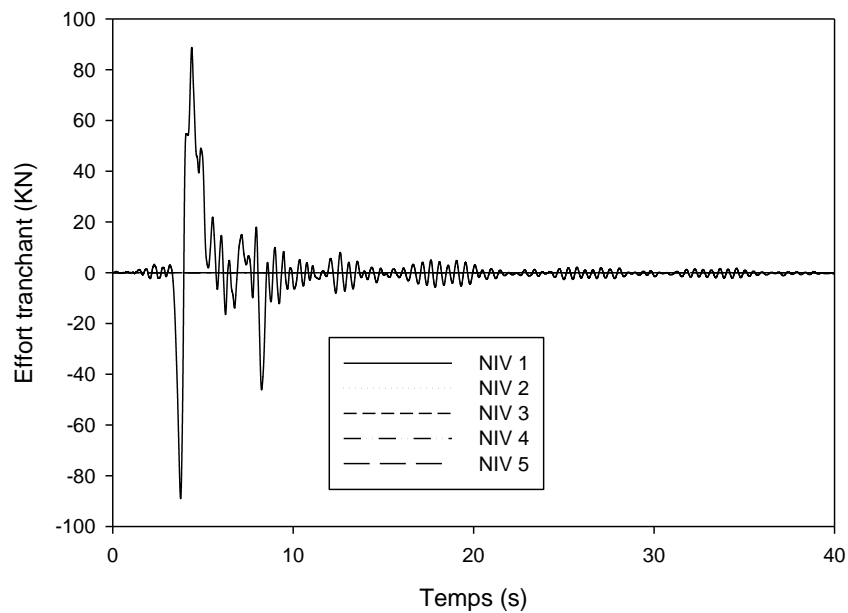


Figure IV.42: Effort tranchant des différents niveaux d'une structure isolée par des appuis de type LRB pour le séisme de Sylmar.

D'après les résultats précédents, on peut remarquer que:

- On a approximativement le même déplacement absolu est réparti sur toute la hauteur de la structure, avec un déplacement maximal enregistré à 4 secondes et qui vaut 40 cm (voir figure IV.39).
- La même accélération est répartie sur toute la hauteur de la structure, avec une accélération maximale enregistrée à 4 secondes qui vaut 13 m/s^2 (voir figure IV.40).
- L'effort tranchant se concentre au 1^{er} niveau, par contre pour les autres niveaux l'effort tranchant est nul. L'effort tranchant maximal est enregistré à 4 secondes et qui est de 90 KN (voir figure IV.42).

IV.7.2. Types d'isolateurs :

Dans ce cas, une analyse suivie par une comparaison a été effectuée sur une structure à base fixe et à base isolée par les différents types d'isolateurs.

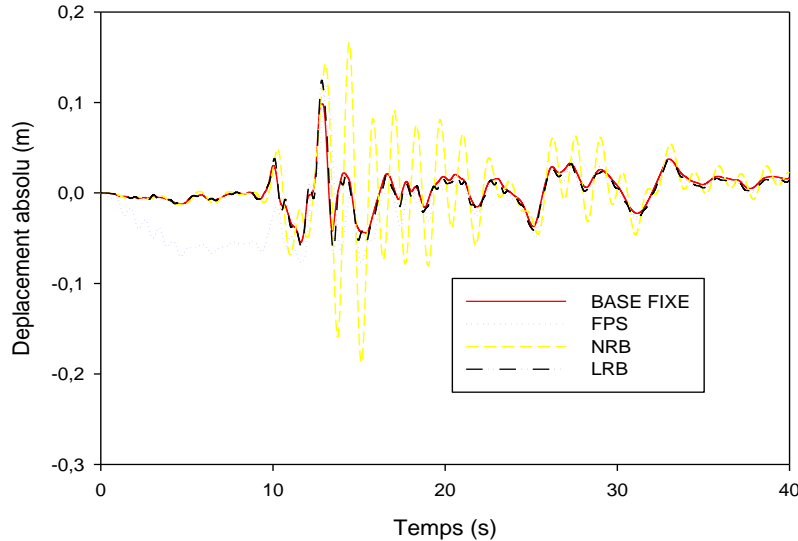


Figure IV.43: Déplacements absolus du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

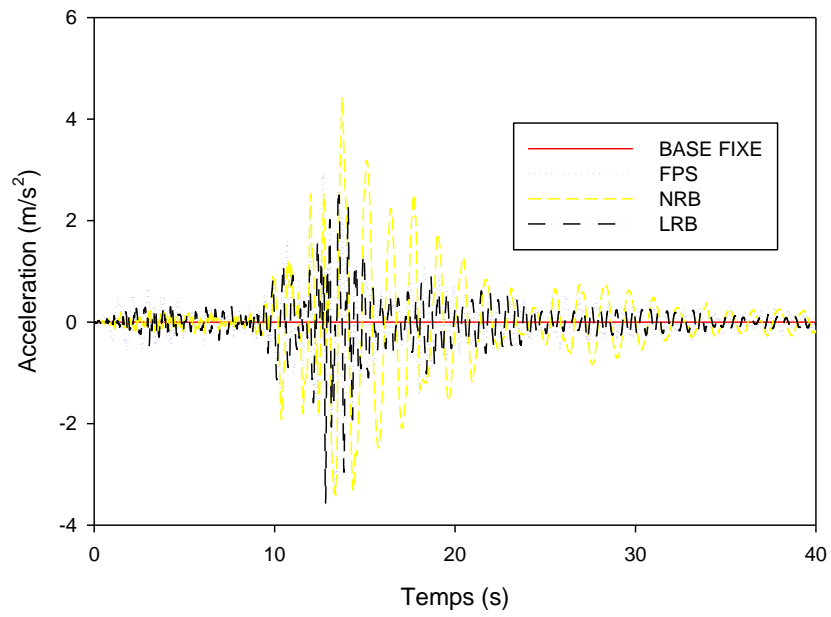


Figure IV.44: Accélération du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

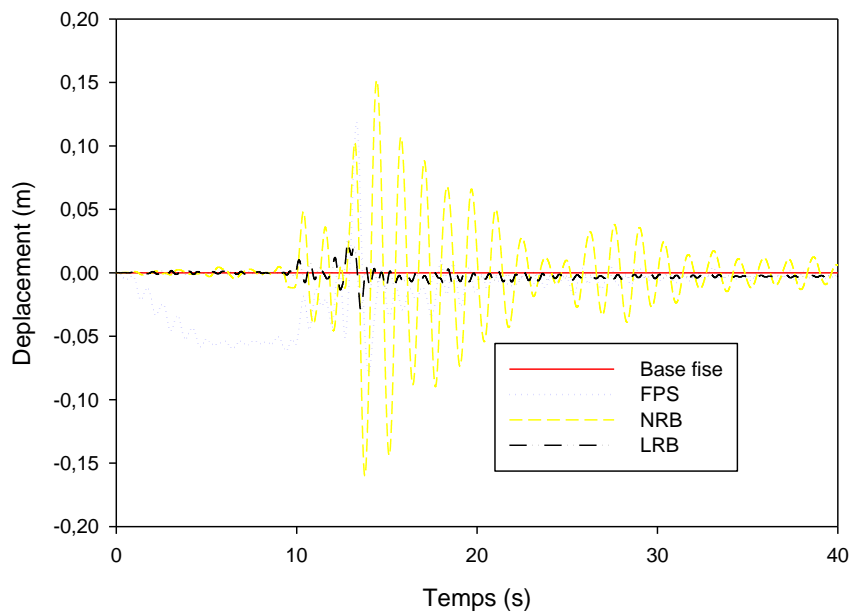


Figure IV.45: Déplacements du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

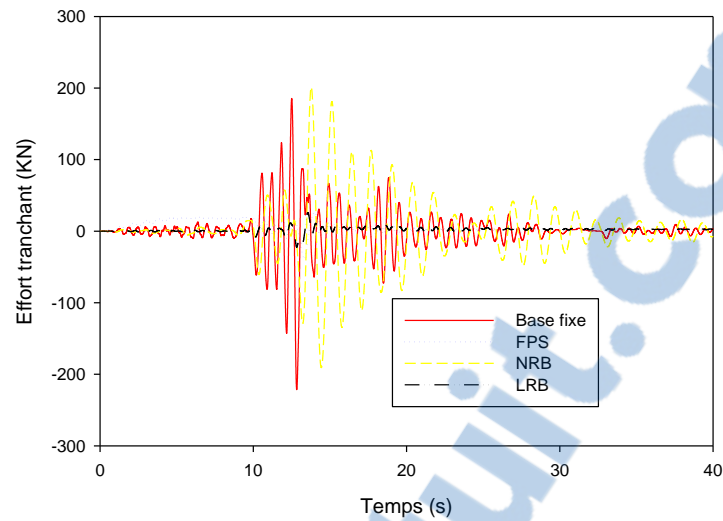


Figure IV.46: Effort tranchant du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

D'après les figures IV.43, IV.45 et IV.46), on remarque que le déplacement et l'effort tranchant donnée par l'isolateur de type FPS au cours des dix (10) premières secondes sont importants par rapport au autre types d'isolateurs. L'accélération donnée par les différents types d'isolateurs durant les dix (10) premières secondes est la même (voir la figure IV.44). Pour la suite du temps, les deux types d'isolation FPS & LRB donnent à-peu-près les mêmes sollicitations qui sont faibles. Par contre l'isolateur type NRB donne un déplacement relativement très important.

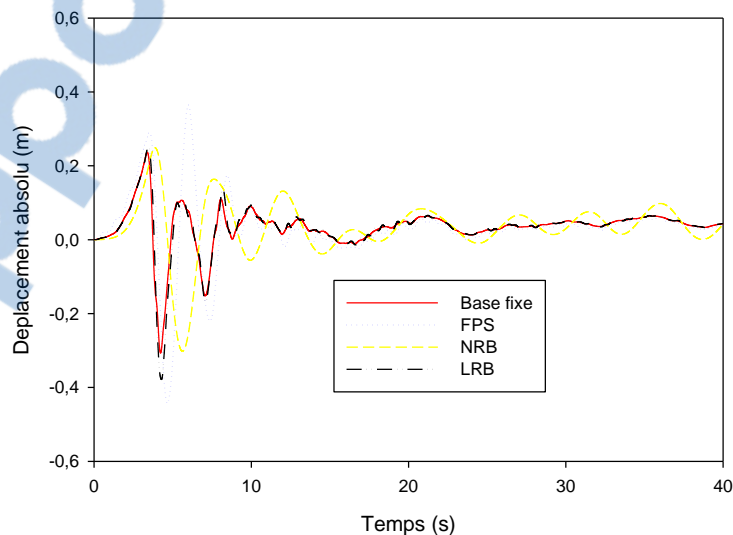


Figure IV.47: Déplacement absolu du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

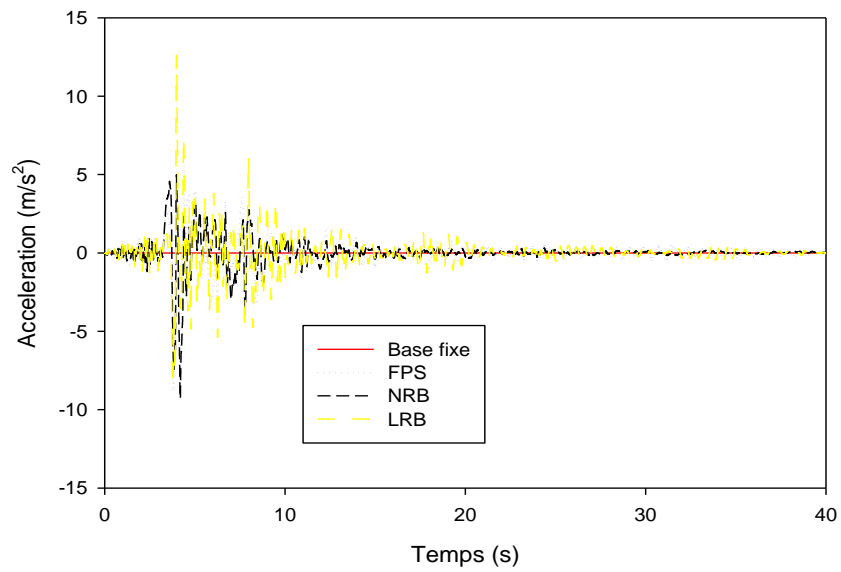


Figure IV.48: Accélération du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

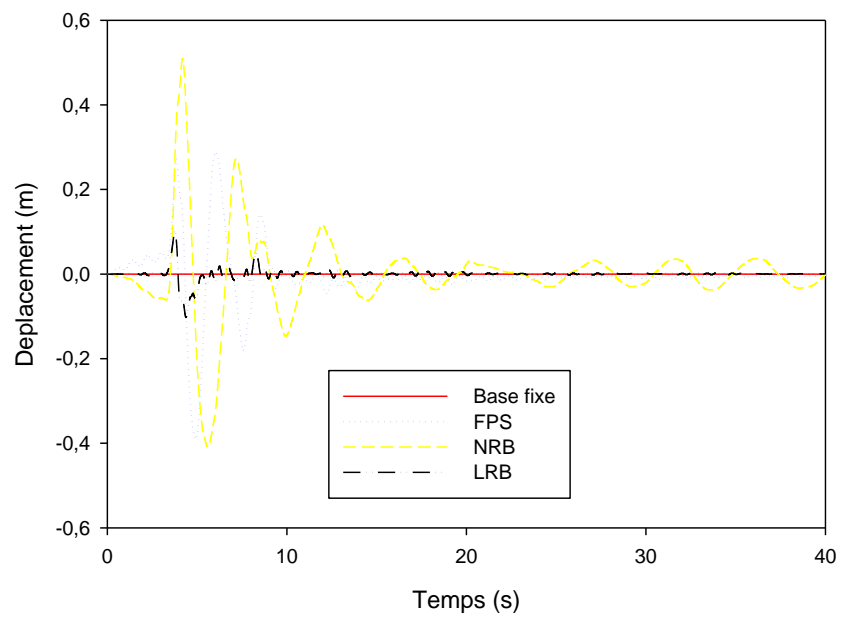


Figure IV.49: Déplacement du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

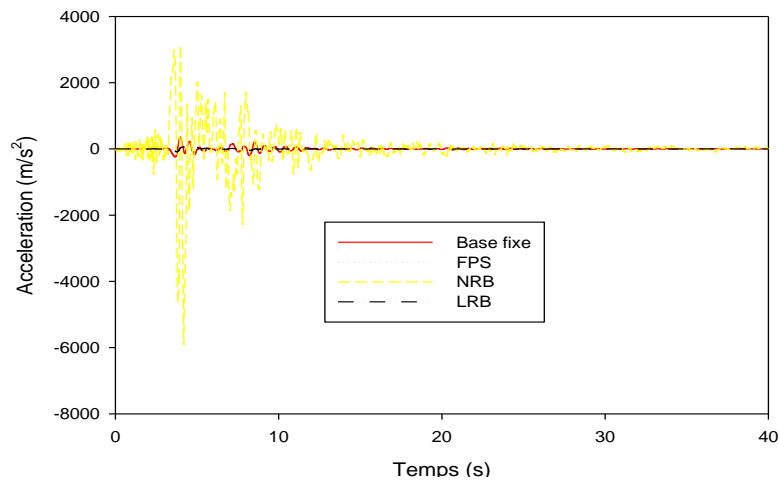


Figure IV.50: Effort tranchant du premier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

D'après les figures IV.47 et IV.49, le déplacement donné par les deux types d'isolateurs FPS et NRB, durant les dix (10) premiers secondes, est important par rapport à l'isolateur LRB (0.40m par rapport à 0.10m). La figure IV.48 montre que l'accélération donnée par les différents types d'isolateurs au cours des quatre (4) premières secondes est la même (13m/s^2 à 4s). Pour la suite du temps les deux types d'isolation FPS et LRB donnent à-peu-près les mêmes sollicitations et qui sont faibles. Il est à remarquer aussi que l'isolateur type NRB donne un déplacement très important en le comparant par rapport aux autres.

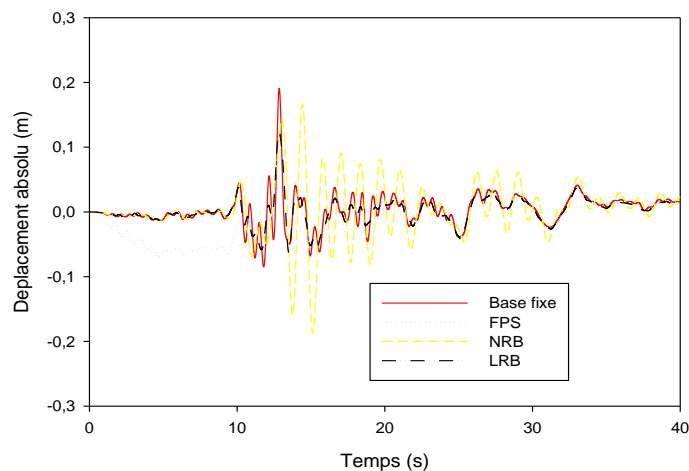


Figure IV.51: Déplacement absolu du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

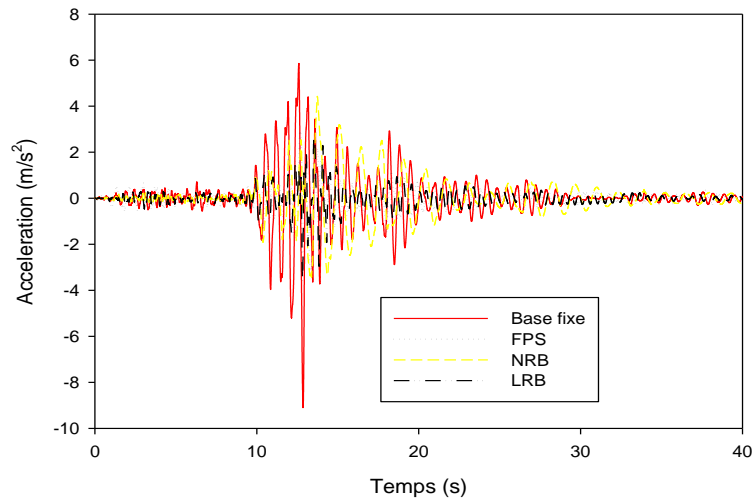


Figure IV.52: Accélération du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

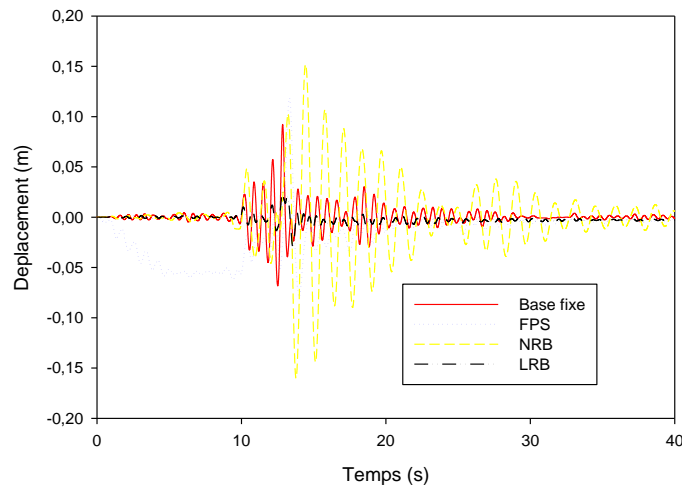


Figure IV.53: Déplacement du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Loma Prieta.

D'après la figure IV.51, on remarque que le déplacement donné par l'isolateur de type FPS au cours des dix (10) premiers secondes est important par rapport aux autres types d'isolateurs, soit 5cm. Pour la figure IV.52, l'accélération donnée par les différents types d'isolateurs au cours des dix (10) premiers secondes est la même. La figure IV.53 montre que les deux types d'isolateurs FPS et LRB donnent à-peu-près le même déplacement relatif (1.6cm à 13s). Par contre le type NRB engendre des sollicitations très importantes.

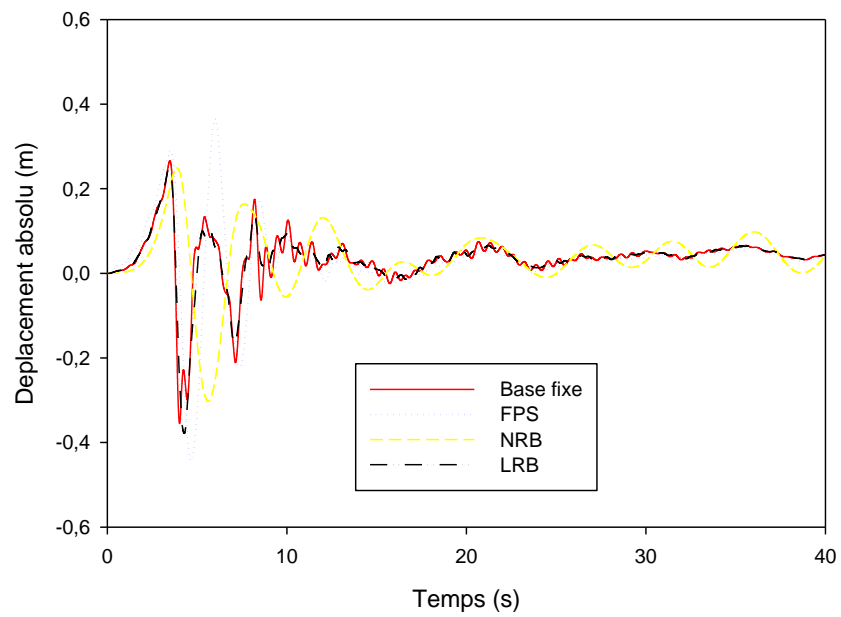


Figure IV.54: Déplacement absolu du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

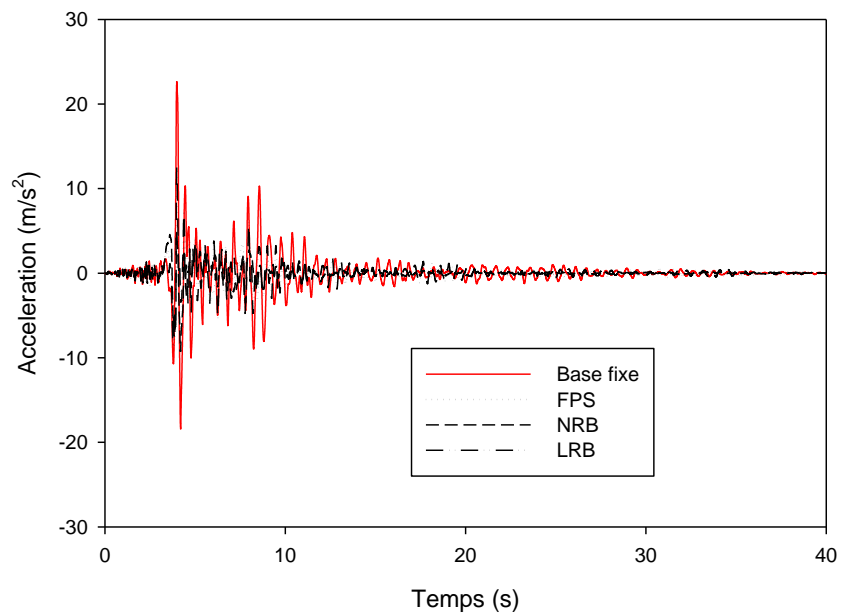


Figure IV.55: Accélération du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

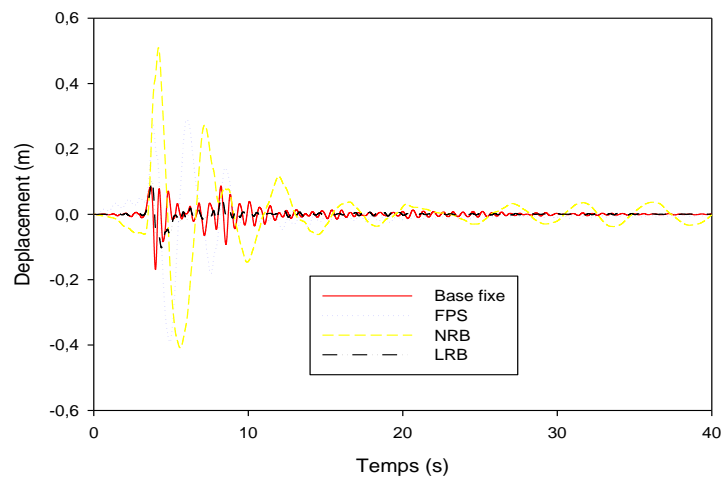


Figure IV.56: Déplacement du dernier niveau pour les différents types d'isolateurs sous le séisme de Sylmar.

D'après les figures IV.54 et IV.56, on remarque que le déplacement donné par les deux types d'isolateurs FPS et NRB au cours des dix (10) premières secondes est important par rapport à l'isolateur LRB (de l'ordre de 50cm). La figure IV.55 montre que l'accélération donnée par les différents types d'isolateurs au cours des quatre (4) premières secondes est la même, soit 22m/s^2 à 4 sec. Pour la suite du temps, les deux types d'isolation FPS et LRB donnent à-peu-près les mêmes sollicitations et qui sont faibles. Par contre l'isolateur type NRB donne des sollicitations très importantes.

IV.7.3. L'Amortissement :

Pour l'analyse des spectres de réponse, l'étude est menée sur les différents types d'isolateurs installés à la base d'une structure pour des amortissements variables ($\xi=2\%$, 6% et 10%).

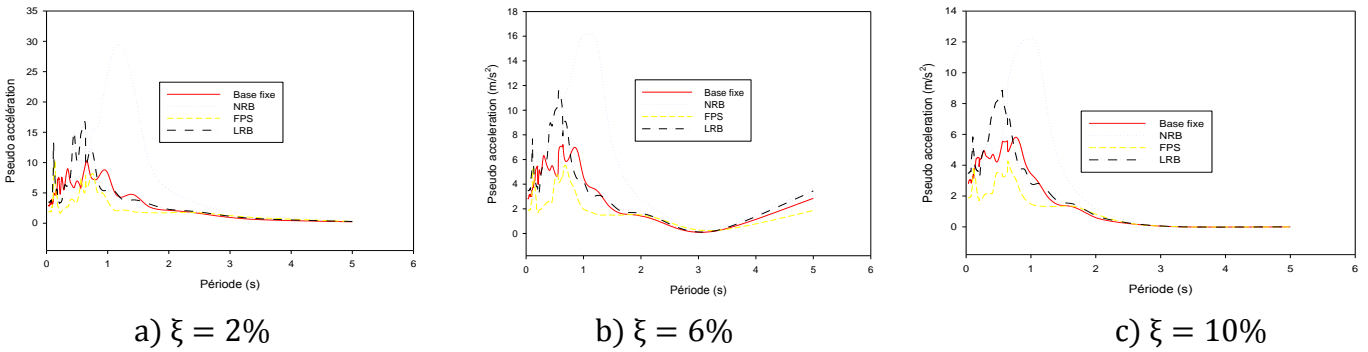


Figure IV.57 : Spectres de réponse en pseudo-accelération à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB), sous un chargement de Loma Prieta.

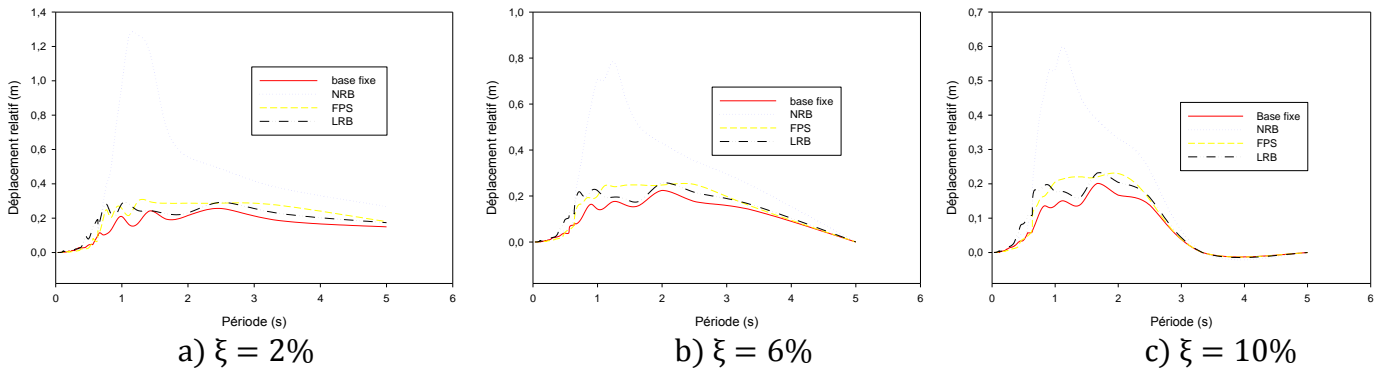


Figure IV.58 : Spectres de réponse en déplacement relatif à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB), sous un chargement de Loma Prieta.

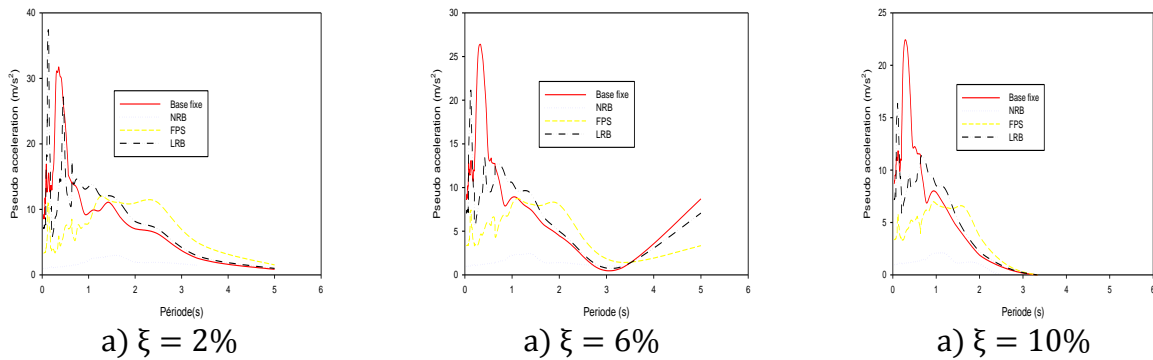


Figure IV.59 : Spectres de réponse en pseudo-accelération à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB), sous un chargement de Sylmar.

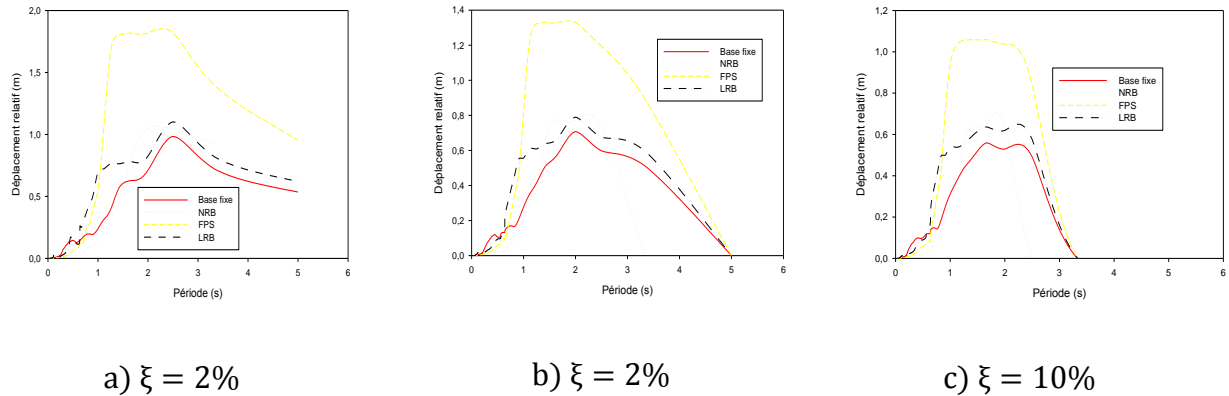


Figure IV.60 : Spectres de réponse en déplacement relatif à la base d'une structure à base fixe et isolée par des isolateurs de types (LRB, FPS, NRB), sous un chargement de Sylmar.

D'après les figures IV.57, IV.58, IV.59 et IV.60, en comparant les différents cas d'amortissement, on note que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, la période de vibration s'éloigne à-peu-près jusqu'à 1,7sec. Les accélérations transmises à la structure et par conséquent les forces d'inertie sont considérablement réduites.

Synthèse :

En comparant les trois techniques d'isolation avec le cas de structure à base fixe, on note que :

- ✓ L'isolation avec dissipateurs (LRB) permet de réduire les déplacements et l'effort tranchant à la base ;
- ✓ L'isolation par le FPS permet de réduire les accélérations ;
- ✓ l'isolation sans dissipateurs (NRB) provoque des inconvénients en terme d'efforts tranchants et de déplacements.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est de mettre en valeur le rôle des isolateurs de base dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments et de déduire les paramètres influant sur le comportement de la superstructure.

Ce travail est structuré en deux grandes parties :

La première partie porte sur la conception et la définition de la structure isolée ou appuyée sur des isolateurs de base. Elle est constituée de trois chapitres qui présentent des généralités sur la technique d'isolation parasismique, le développement du contexte mathématique des isolateurs parasismiques et les différents codes de dimensionnement des isolateurs.

La deuxième partie présente une étude détaillée de l'utilisation des isolateurs à la base d'un bâtiment, ainsi que la confirmation de leur importance en qualité d'éléments de sécurité par rapport aux constructions ordinaires vis-à-vis du séisme.

L'étude comparative effectuée sur une structure à quatre niveaux avec et sans le système d'isolation a permis de mettre en évidence les conclusions suivantes :

- ✓ L'isolateur capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées par rapport à la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.
- ✓ L'isolation à la base repose sur un principe qui exige que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

- ✓ 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 la meilleure solution.

L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements parasismiques Algériens.

Il serait toujours intéressant aussi de mener une étude expérimentale en parallèle sur un modèle réduit d'une structure isolée et d'étayer ainsi ces résultats numériques et graphiques avec des résultats expérimentaux.

Enfin, la technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.

Références Bibliographiques

1. Ronald L Mayes and Farzad Naeim (1999), *Design of structures with seismic isolation*. Ed. FEMA PUBLICATION, pp 723-756.
2. Masahiko Higashino and Shin Okamoto (2006), *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*. Ed. Taylor & Francis Group.
3. Kharaiti L. and Abrol A. (2006), *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCEI SEI 7-05, Ed. American Society of Civil Engineers, pp177-185.
4. T. K. Datta (2010), *Seismic analysis of structures*, Ed. John Wiley and sons, pp 369-402.
5. Farzad Naeim and James M. Kelly (1999), *Design of seismic isolated structures*. Ed. John Wiley and Sons.
6. Bureau d'Etude Général - NC Ingénierie (2008), *Note de calcul du système d'isolation à la base de bâtiments*.
7. Achour Farida (2004), *Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des bâtiments*, Mémoire de magistère en Génie civil, Ecole Nationale des Travaux Publics (Algérie).
8. Bencharif Raouf et Terchi Brahim (2008), *Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments*, Projet de fin d'études du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics, Ecole Nationale des Travaux Publics (Algérie).
9. Lotfi Guizani (1997), *L'isolation sismique des ponts au Canada*. Les Industries Z-Tech Inc.
10. A.H. Barbat and L.M. Bozzo (1997), *Seismic analysis of base isolated buildings*, Archives of Computational Methods in Engineering.
11. Beom-Soo Kang (2009), *Dynamic response characteristics of seismic isolation systems for building structures*, Journal of Mechanical Science and Technology.
12. Alessandro Martelli (2010), *On the need for reliable seismic input assessment for optimized design and retrofit of seismically isolated civil and industrial structures, Equipment, and cultural heritage*. Journal of Pure and Applied Geophysics.
13. S.K. Park and K.B. Han (2004), *Effects of seismic isolation bearing with sliding mechanism on the response of bridge*, Journal of Materials and structures.
14. Mauro Dolce (2007), *Seismic isolation of bridges using isolation systems based on flat sliding bearings*, Journal of Springer Science.

15. Sevket Ates and Michael C. Constantinou (2010), *Example of application of response history analysis for seismically isolated curved bridges on drilled shaft with springs representing soil*, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
16. Ahmad Naderzadeh (2009), *Application of seismic base isolation technology in Iran*, MENSIN Journal.
17. Gyeong-Hoi Koo (1998), *Stability of Laminated Rubber Bearing and Its Application to Seismic Isolation*, KSME International Journal.
18. Abdolrahim Jalali (2010), *Smart restorable sliding base isolation system*, Journal of Springer Science.
19. Yong-Chul Kim (2010), *Seismic isolation analysis of FPS bearings in spatial lattice shell structures*, Journal of earthquake engineering and engineering vibration.
20. Hwasung Roh and Andrei M. Reinhorn (2010), *Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers*, Journal of Engineering Structures.
21. Marco Battaini and Agostino Marioni (2007), *Base Isolation of Allied Join Force Command Headquarters Naples*, The 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, May 27-30, 2007.
22. D.LAGAB Systra, France, *conférence sur l'isolation à la base et réponses sismiques contrôlées*"Méthodologie projet et cadre règlementaire" Université AbouBekr Belkaid, Tlemcen le 17 Mai 2010