

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Réf :



محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en Science : Génie Civil
Option : Interaction Sol-Structure

**CONCEPTION DES SYSTEMES D'ISOLATION
PARASISMIQUE DES OUVRAGES
EN GENIE CIVIL**

Présenté par :

OUNIS HADJ MOHAMED

Soutenu publiquement le : 17 Juin 2014

Devant le jury composé de :

Président :	Mr. MELLAS Mekki	Pr. Université de Biskra.
Directeur de Thèse	Mr. OUNIS Abdelhafid	MCA Université de Biskra.
Examineur :	Mr. CHEBILI Rachid	Pr. Université de Biskra.
Examineur :	Mr. AFRA Hamid	Pr. PDG CNERIB Alger
Examineur :	Mr. KADRI Mohamed	Pr. Université de Boumerdes.
Examineur :	Mr. NOUAOURIA M ^{ed} Salah	Pr. Université de Guelma

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Allah le tout puissant qui m'a donné durant toutes ces années la santé, le courage, la volonté et la persévérance de mettre à terme cette thèse.

Je ne saurais réellement à travers ces expressions éloquentes que mérite mon directeur de thèse M. OUNIS Abdelhafid, le remercier pour sa sympathie, ses encouragements, son aide, son dévouement pour le travail et sa disponibilité totale lors de la réalisation de cette thèse.

Je tiens particulièrement à exprimer ma vive reconnaissance au Professeur M. MELLAS Mekki doyen de la faculté des sciences et de la technologie de l'Université de Biskra d'avoir bien voulu accepter de présider le jury de cette thèse.

Aussi, la présence du Professeur AFRA Hamid PDG CNERIB Alger, une personnalité de renommée mondiale en la matière, en tant que membre de jury est un grand honneur pour moi.

Je tiens à remercier le Professeur KADRI Mohamed de l'université Mohamed Bougarra (Boumerdes) pour sa sympathie, d'avoir accepté sans la moindre hésitation d'être membre de jury dès la première prise de contact.

Je voudrais par la même occasion remercier le Professeur NOUAOURIA Mohamed Salah de l'université de Guelma, de m'avoir honoré par sa présence et d'accepter d'être membre de jury dans cette thèse.

J'exprime mes vifs remerciements au Professeur CHEBILI Rachid de l'université Mohamed Khider (Biskra) d'être parmi les membres de jury de cette thèse.

Finalement je tiens à remercier d'une part le docteur BOULAOUED Abderrachid de l'université de M'sila pour ses précieux conseils, qui m'ont été d'un grand soutien tant moral que scientifique et également d'autre part tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin à accomplir cette thèse

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mes chers parents, qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie

A mon cher frère Larbi, grâce à son suivi rigoureux que je me retrouve actuellement à ce stade de réussite

A mes chers frères Salim, Lahcene et Hocine, grâce à leurs fraternités, leurs aides morales et leurs solidarités, qui m'ont permis d'atteindre mon objectif, à qui je leur dois énormément de respect,

A mes chères sœurs Malika et Samia

A ma petite fille CHAIMA, symbole de fierté et ma source d'énergie dans cette vie

A ma chère femme, qui m'a soutenu le long de la réalisation de cette thèse.

A tous mes chers collègues enseignants de l'université de Batna

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	I
LISTE DES TABLEAUX	II
NOTATIONS & SYMBOLES.....	III
RESUME	IV
PROBLEMATIQUE	V
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I : LES SYSTEMES DE CONTRÔLE DE VIBRATION

1.1.	Introduction.....	6
1.2.	Bref historique.....	10
1.3.	Principe de l'isolation sismique.....	11
1.4.	Types de dispositifs d'isolation.....	15
1.4.1.	Système à base d'élastomère.....	16
1.4.1.1.	<i>Isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement.....</i>	<i>16</i>
1.4.1.2.	<i>Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement.....</i>	<i>18</i>
1.4.1.3.	<i>Isolateur élastomérique avec noyau de plomb.....</i>	<i>20</i>
1.4.2.	Système à base de glissement.....	22
1.4.2.1.	<i>Appuis à friction.....</i>	<i>22</i>
1.4.2.2.	<i>Appui à pendule de friction.....</i>	<i>23</i>
1.4.2.3.	<i>Appuis à pendule glissant.....</i>	<i>25</i>
1.4.2.4.	<i>Appuis à déformation et glissement.....</i>	<i>26</i>
1.4.2.5.	<i>Appuis à roulement.....</i>	<i>28</i>
1.5.	Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie.....	30
1.5.1.	Amortisseurs métalliques.....	30
1.5.2.	Amortisseurs à frottement.....	32
1.5.2.1.	<i>L'amortisseur de Sumitomo.....</i>	<i>32</i>
1.5.2.2.	<i>L'amortisseur de Pall.....</i>	<i>33</i>
1.5.2.3.	<i>Amortisseur boulonné encoché.....</i>	<i>34</i>
1.5.2.4.	<i>La contrainte de dissipation d'énergie.....</i>	<i>35</i>
1.5.3.	Amortisseurs viscoélastiques (VE).....	36
1.5.4.	Amortisseurs fluides visqueux.....	37
1.6.	Conclusion.....	38

Chapitre II : MODÉLISATION DES SYSTÈMES D'ISOLATION À LA BASE

II.1.	Introduction	39
II.2.	Modèles pour les systèmes d'isolations	40
II.3.	Modélisation mathématique des appuis parasismiques	46
II.3.1.1.	Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-rubber bearings) (LRB).....	46
II.3.1.2.	Système d'isolation en caoutchouc avec amortisseur en barreau de plomb LRB.....	46
II.3.1.3.	Structure à N DDL montée sur système d'isolation (LRB).....	47
II.3.2.	Isolateur à pendule de friction (FPS)	47
II.3.2.1.	Système d'isolation à pendule de friction (FPS)	48
II.3.2.2.	Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS).....	49
II.4.	Formulation des équations de mouvement des structures isolées avec une analyse linéaire d'isolation sismique	49
II.4.1.	Analyse d'une structure à deux degrés de liberté.....	50
II.4.1.1.	Équations de Mouvement	51
II.4.1.2.	Formulation matricielle	51
II.4.1.3.	Calcul des fréquences propres.....	51
II.4.1.4.	Détermination des modes propres.....	52
II.4.1.5.	Calcul des valeurs maximales du déplacement relatif.....	54
II.4.2.	Analyse d'une structure à N degrés de liberté	59
II.4.2.1.	Équation de mouvement	60
II.4.2.2.	Équations du mouvement du système combiné	60
II.4.2.3.	Déterminations des fréquences du système combiné	61
II.4.2.4.	Détermination des modes propres du système combiné	63
II.4.2.5.	Estimation des déplacements des structures isolées à N DDL	64
II.5.	Conclusion.....	65

Chapitre III : MODELISATION NUMERIQUE ET COMPARAISON DES PREDICTIONS DES MODELES SIMPLIFIES AVEC LES MODELES COMPLETEMENT NON LINEAIRES.

III.1.	Modélisation de la superstructure	66
III.2.	Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation	67
III.2.1.	Modélisation du système LRB	68

III.2.2.	Modèle structurel du bâtiment isolé.....	69
III.2.3.	Modélisation mathématique du système LRB.....	71
III.2.4.	Solution de l'équation de mouvement.....	72
III.3.	Structure à 10 étages.....	73
III.3.1.	Description de la structure.....	73
III.3.2.	Description du système d'isolation.....	74
III.3.3.	Description des excitations sismiques.....	75
III.3.4.	Comparaison des résultats.....	80
III.3.4.1.	Périodes et pulsations.....	80
III.3.4.2.	Déplacements Relatifs.....	81
III.3.4.3.	Déplacements Maximaux.....	83
III.3.4.4.	Déplacement inter-étages.....	84
III.3.4.5.	Effort tranchant à la base.....	87
III.3.4.6.	Tableau récapitulatif de la réponse sismique.....	89
III.3.4.7.	Bilan énergétique.....	89
III.3.4.8.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique.....	94
III.3.4.9.	Énergie absorbée.....	96
III.3.4.10.	Tableau récapitulatif des taux d'énergies dissipées par l'isolateur et la superstructure.....	99
III.3.4.11.	Énergie absorbée par le système LRB.....	99
III.4.	Structure à 20 étages.....	101
III.4.1.	Description de la structure.....	101
III.4.2.	Description du système d'isolation.....	102
III.4.3.	Comparaison des résultats.....	103
III.4.3.1.	Périodes et pulsations.....	103
III.4.3.2.	Déplacements Relatifs.....	103
III.4.3.3.	Déplacement inter-étages.....	106
III.4.3.4.	Effort Tranchant à la base.....	108
III.4.3.5.	Tableau récapitulatif de la réponse sismique.....	111
III.4.3.6.	Bilan énergétique.....	112
III.4.3.7.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique.....	116
III.4.3.8.	Énergie absorbée par l'isolateur LRB à faible taux d'amortissement (10%).....	118
III.4.3.9.	Énergie absorbée par l'isolateur LRB à fort taux d'amortissement (30%).....	119
III.5.	Conclusion.....	120

Chapitre IV : PERFORMANCES DES SYSTEMES D'ISOLATION ANALYSE COMPARATIVE

IV.1.	Introduction	123
IV.2.	Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation FPS	125
IV.2.1.	Propriétés mécanique du système FPS	125
IV.2.2.	Modélisation du système FPS.....	128
IV.2.2.1.	Modélisation bilinéaire du système FPS.....	129
IV.2.2.2.	Modèle raffiné du comportement du système FPS	130
IV.2.3.	Modèle structurel du bâtiment isolé à base de système FPS	132
IV.2.4.	Description de la structure	136
IV.2.5.	Description du système d'isolation	137
IV.3.	Résultats et discussion	138
IV.3.1.	Périodes et pulsations	138
IV.3.2.	Déplacements Relatifs.....	138
IV.3.3.	Effort Tranchant à la base	140
IV.3.4.	Déplacement inter-étages.....	142
IV.3.5.	Tableau récapitulatif du taux de réduction de la réponse entre une structure avec isolateur FPS et sans isolateur.....	144
IV.3.6.	Bilan énergétique d'une structure avec isolateur FPS	145
IV.3.7.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique de la structure avec système FPS	148
IV.3.8.	Énergie absorbée par l'isolateur	149
IV.4.	Analyse comparative des performances des systèmes LRB et FPS	150
IV.4.1.	Déplacements relatifs.....	150
IV.4.2.	Effort Tranchant à la base	152
IV.4.3.	Déplacement inter-étages.....	154
IV.4.4.	Tableau récapitulatif de la réponse entre les deux structures isolées FPS-LRB.....	156
IV.5.	Couplage des deux systèmes d'isolation à la base FPS-LRB	156
IV.5.1.	Configuration géométrique de l'emplacement des isolateurs.....	156
IV.5.1.1.	Structure à base Fixe	157
IV.5.1.2.	Première configuration (système FPS)	157
IV.5.1.3.	Deuxième configuration (système LRB)	158
IV.5.1.4.	Troisième configuration - couplage FPS-FPS-LRB	158

IV.5.1.5.	Quatrième configuration – couplage FPS-LRB.....	159
IV.5.1.6.	Cinquième configuration - couplage LRB-FPS.....	159
IV.5.1.7.	Sixième configuration - couplage LRB-LRB-FPS	160
IV.6.	Résultats et discussion	161
IV.6.1.	Déplacements Relatifs	161
IV.6.2.	Effort Tranchant à la base.....	163
IV.6.3.	Déplacement inter-étages	166
IV.6.4.	Tableau récapitulatif de la réponse des différentes configurations de couplage	168
IV.7.	Conclusion.....	169

Chapitre V : NOUVELLE APPROCHE DE CONCEPTION DES BATIMENTS AVEC ISOLATION A LA BASE EN ACCORD AVEC LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE ALGERIENNE

V.1.	Introduction.....	171
V.2.	Incorporation de la technologie du contrôle de vibration dans les règlements parasismiques	172
V.3.	Proposition d’une approche de contrôle de vibration dans le règlement parasismique Algérien (RPA).....	173
V.3.1.	Méthodologie proposée.....	174
V.3.2.	Spectre de réponse de calcul algérien (RPA).....	174
V.3.3.	Effet de site.....	175
V.3.4.	Influence de la correction de l’amortissement sur la réponse sismique.	176
V.4.	Méthodes d’analyse	179
V.4.1.	Méthode d’analyse linéaire équivalente (E.L.M)	179
V.4.2.	Méthode statique équivalente.....	179
V.5.	Méthode proposée : Analyse linéaire équivalente en accord avec la réglementation parasismique Algérienne.....	180
V.5.1.	Conditions d’application et formulation	180
V.5.2.	Procédure de la méthode proposée.....	181
V.5.3.	Application : Bâtiment avec isolation à la base.....	182
V.5.3.1.	Description de la structure	183
V.5.3.2.	Description des isolateurs	185
V.5.4.	Calcul de l’effort tranchant de la superstructure	188

V.6.	Validation du modèle proposé	189
V.6.1.	Règlements parasismiques considérés.....	189
V.6.2.	Discussion des résultats	190
V.7.	Conclusion	192
	CONCLUSION GENERALE	195
	BIBLIOGRAPHIE GENERALE	199

Chapitre I : LES SYSTEMES DE CONTRÔLE DE VIBRATION

Figure I. 1: Diagramme de système de contrôle Passif	7
Figure I. 2: Diagramme de système de contrôle actif	8
Figure I. 3: Diagramme de système de contrôle semi-actif.....	10
Figure I. 5 : Courbe de réponse idéale (Shoi Chi Yamaguchi et Al., 1989)	14
Figure I. 6 : Appui Elastomérique	17
Figure I. 7 : Isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles (Creator, Aiken, Ian D. James M. Kelly Collection: NM0034. Courtesy of NISEE)19	
Figure I. 8 : Schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDR)	19
Figure I. 9 : Isolateur de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB)	21
Figure I. 10 : Appui à friction	22
Figure I. 11 : Système de pendule à friction (Courtesy of NISEE).....	24
Figure I. 12 : Système de pendule à friction (Courtesy of V. Zayas et al.,1989).....	25
Figure I. 13 : Appuis à pendule glissant (Zayas, V et Al, 1987).	25
Figure I. 14 : Appui utilisé par l'EDF (Gueraud, 1985)	26
Figure I. 15 : Appui type système de l'Electricité De France (Gueraud, 1985).....	27
Figure I. 16 : Appui proposé par N.Mostaghel	28
Figure I. 17 : Appui à billes	29
Figure I. 18 : Le principe de base d'un appui à billes (à roulement).	29
Figure I. 19 : Dispositifs amortisseurs métalliques proposés par (Skinner et al,1975) a) poutre de torsion, b) poutre de flexion, c) la bande-U).....	31
Figure I. 20 : Amortisseur TADAS, a) les plaques triangulaires b) les plaques soudées (I.Aiken,2006)32	
Figure I. 21 : L'amortisseur de Sumitomo (T.Soong, 1994)	33
Figure I. 22 : L'amortisseur de Pall et son installation (Ian Aiken, 2006)	34
Figure I. 23 Amortisseur boulonné encoché (Connection de Fitzgerald (1989)) (Ian Aiken, 2006) .	35
Figure I. 24 : Vues extérieure et intérieure du système EDR (Fahim Sadek, 1996).....	35
Figure I. 25: Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure.....	36
Figure I. 26 : Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure.....	37
Figure I. 27 : a) Amortisseur à fluide de récipient cylindrique de GERB. b) Mur d'amortissement visqueux (VDW) (M.D.Symans et Al., 1998)	38

Chapitre II : MODÉLISATION DES SYSTÈMES D'ISOLATION À LA BASE

Figure II. 1 Courbe force-déplacement pour différents appuis parasismiques (Courtesy of (A.M. Reinhorn, 1994)).....	41
Figure II. 2 : Appui parasismique sous poteau d'un bâtiment.....	41
Figure II. 3: Appui sous poteau excité par un mouvement sismique du sol.....	42
Figure II. 4: Forces latérales développées dans l'appui parasismique	43
Figure II. 5: Caractéristique force-déplacement de l'appui parasismique	43
Figure II. 6: Bilan de l'équilibre des forces dans l'appui parasismique	43
Figure II. 7: Équilibre des forces dans le système FPS.....	44
Figure II. 8: Rigidité Post-élastique négligeable pour système FPS.....	45
Figure II. 9: Modèle mathématique pour un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.....	46
Figure II. 10: Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.	47
Figure II. 11: Modèle mathématique pour un système d'isolation à pendule de friction (FPS).	48
Figure II. 12 : Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à pendule de friction (FPS).	49
Figure II. 13: Paramètres d'une structure isolée à deux degrés de libertés.....	50
Figure II. 14: La forme des modes propres de la structure isolée à deux degrés de libertés	53

Chapitre III : MODELISATION NUMERIQUE ET COMPARAISON DES PREDICTIONS DES MODELES SIMPLIFIES AVEC LES MODELES COMPLETEMENT NON LINEAIRES.

Figure III. 1: Appui fretté à noyau en plomb	69
Figure III. 2 : Isolateur élastomérique avec noyau	69
Figure III. 4: Modèle rhéologique du système LRB.....	69
Figure III. 3: Courbe hystérésis force-déformation du système LRB	69
Figure III. 5	70
Figure III. 6	70
Figure III. 7	70
Figure III. 8: Vue en plan de la structure	73
Figure III. 9: Vue en 3D de la structure.....	73
Figure III. 10:caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB.....	74
Figure III. 11: Accélérogramme de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley (1979).	76
Figure III. 12: Accélérogramme de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma	76
Figure III. 13: Accélérogramme de la composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	77
Figure III. 14:Accélérogramme de la composante de Sylmar County du séisme de Northridge (1994).	77
Figure III. 15: Contenu fréquentiel de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	78
Figure III. 16: Contenu fréquentiel de La composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	79
Figure III. 17: Contenu fréquentiel de La composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	79
Figure III. 18: Contenu fréquentiel de La composante de Sylmar County du séisme de Northridge.	80
Figure III. 19: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	81
Figure III. 20: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrie	82
Figure III. 21: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	82
Figure III. 22: Déplacements Relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) soumis à la composante de Sylmar County du séisme de Northridge...	83

Figure III. 23: Déplacements relatifs maximaux du dernier niveau sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur soumis à différentes excitations sismiques	84
Figure III. 24: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	84
Figure III. 25: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	85
Figure III. 26: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	86
Figure III. 27: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge.	86
Figure III. 28: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro - Imperial Valley.....	87
Figure III. 29: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam - Loma Prieta.	87
Figure III. 30: Effort Tranchant à la base sous la composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	88
Figure III. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County – Northridge.....	88
Figure III. 32: Bilan énergétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	90
Figure III. 33: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta	91
Figure III. 34: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	91
Figure III. 35: Bilan énergétique de la structure avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County – Northridge	92
Figure III. 36: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB pour un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	92
Figure III. 37: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta	93
Figure III. 38: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	93
Figure III. 39: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	94
Figure III. 40: Énergies maximales absorbées par l'isolateur avec différents taux d'amortissement	98
Figure III. 41: Énergies d'amortissement modal maximales sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur sous différentes excitations sismiques.....	97
Figure III. 42 : Courbes hystérétiques Force- Déformation	101
Figure III. 43: Vue en élévation.....	101

Figure III. 44: Vue en 3D	101
Figure III. 45: Caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	102
Figure III. 46: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	104
Figure III. 47: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	104
Figure III. 48: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	105
Figure III. 49: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge.....	105
Figure III. 50: Déplacement inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	106
Figure III. 51: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.....	107
Figure III. 52: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	107
Figure III. 53: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	108
Figure III. 54: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	108
Figure III. 55: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	109
Figure III. 56: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	110
Figure III. 57: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge.....	110
Figure III. 58: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	112
Figure III. 59: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.	112
Figure III. 60: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta... ..	113
Figure III. 61: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge... ..	113

Figure III. 62: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	114
Figure III. 63: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.	115
Figure III. 64: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta ...	115
Figure III. 65: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge ..	116
Figure III. 66: Hystérésis de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%).....	118
Figure III. 67: Hystérésis de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%).....	119

Chapitre IV : PERFORMANCES DES SYSTEMES D'ISOLATION ANALYSE COMPARATIVE

Figure IV. 1: Système d'isolation de type FPS	126
Figure IV. 2: Variation de la température moyenne et maximale sur la surface de glissement du système FPS Test D4 selon le code AASHTO (E. Gandelli et al. 2012).....	126
Figure IV. 3: Bilan des forces d'un système FPS	127
Figure IV. 4: Courbe de la boucle d'hystérésis idéalisée du système FPS (Michael. D et Al.,1987)	129
figure IV 5: Comportement hystérétique du système FPS	132
Figure IV. 6: Modèle rhéologique du système FPS.....	132
Figure IV. 7: Modèle d'un bâtiment isolé à la base avec système FPS.....	133
Figure IV. 8: Structure isolée avec système FPS à un seul degré de liberté.....	134
Figure IV. 9: Structure tridimensionnelle idéalisée à un seul étage montée sur un système FPS .	136
Figure IV. 10: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	138
Figure IV. 11: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrieta	139
Figure IV. 12: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	139
Figure IV. 13: Déplacement relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County – Northridge	140
Figure IV. 14: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley	140
Figure IV. 15: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	141
Figure IV. 16: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta.....	141
Figure IV. 17: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge	142
Figure IV. 18: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	142
Figure IV. 19: Déplacements inter-étages sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	143
Figure IV. 20: Déplacements inter-étages sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	143
Figure IV. 21: Déplacements inter-étages sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge	144
Figure IV. 22: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	145
Figure IV. 23: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	146

Figure IV. 24: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	146
Figure IV. 25: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	147
Figure IV. 26: Hystérésis de la structure isolée par le système FPS	149
Figure IV. 27: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'El Centro -Imperial Valley	150
Figure IV. 28: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam- Prieta..	152
Figure IV. 29: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer – L. Prieta	151
Figure IV. 30: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County – Northridge	151
Figure IV. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro-Imperial Valley	152
Figure IV. 32: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	152
Figure IV. 33: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	153
Figure IV. 34: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County - Northridge	153
Figure IV. 35: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley	154
Figure IV. 36: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	154
Figure IV. 37: Déplacements inter-étages : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	155
Figure IV. 38: Déplacements inter-étages : composante de Sylmar County- Northridge	155
Figure IV. 39: Structure à base fixe.....	157
Figure IV. 40: Structure avec système d'isolation FPS.....	158
Figure IV. 41: Structure avec système d'isolation LRB	158
Figure IV. 42: Couplage des systèmes d'isolation (FPS+FPS+LRB).....	159
Figure IV. 43: Couplage des systèmes d'isolation (FPS +LRB)	159
Figure IV. 44: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + FPS)	160
Figure IV. 45: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + LRB + FPS).....	160
Figure IV. 46: Déplacements relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	161
Figure IV. 47: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam -Prieta..	162
Figure IV. 48: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer – Prieta.....	162
Figure IV. 49: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County- Northridge	163
Figure IV. 50: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley	164
Figure IV. 51: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	164
Figure IV. 52: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	165
Figure IV. 53: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge	166
Figure IV. 54: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley	166
Figure IV. 55: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	167

Figure IV. 56: Déplacements inter-étages : d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	167
Figure IV. 57: Déplacements inter-étages : de Sylmar County du séisme de Northridge.....	168

**Chapitre V : NOUVELLE APPROCHE DE CONCEPTION DES BATIMENTS
AVEC ISOLATION A LA BASE EN ACCORD AVEC LA REGLEMENTATION
PARASISMIQUE ALGERIENNE**

Figure V. 1 Concept du spectre de réponse algérien	175
Figure V. 2 Spectre de réponse d'accélération pour différentes classes de sites à la zone IIB, Groupe 1B (A=0.25).....	176
Figure V. 3 Spectre de réponse en accélération au site S3 relatif à ξ (5%, 20 %).....	176
Figure V. 4 Comparaison des facteurs de réduction de la réponse d'un système d'amortissement hystérétique	178
Figure V. 5 : Procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente	182
Figure V. 6 : Vue en plan de la structure isolée.....	183
Figure V. 7 : Vue en 3D de la structure isolée	183
Figure V. 8: caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	183
Figure V. 9: Déplacement de conception entre différents règlements.....	190
Figure V. 10: Déplacement de conception entre différents règlements.....	191

Chapitre III : MODELISATION NUMERIQUE ET COMPARAISON DES PREDICTIONS DES MODELES SIMPLIFIES AVEC LES MODELES COMPLETEMENT NON LINEAIRES.

Tableau III. 1: Caractéristiques du système d'isolation LRB	74
Tableau III. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée	80
Tableau III. 3: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB	89
Tableau III. 4: Bilan énergétique d'un bâtiment à dix étages isolé avec système LRB avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques	95
Tableau III. 5: Taux d'énergie dissipée par l'isolateur et la superstructure	99
Tableau III. 6: Caractéristiques mécaniques des systèmes d'isolation LRB	103
Tableau III. 7: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée	103
Tableau III. 8: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB	111
Tableau III. 9: Bilan énergétique d'un bâtiment à vingt étages isolé avec système LRB muni des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques	117

Chapitre IV : PERFORMANCES DES SYSTEMES D'ISOLATION ANALYSE COMPARATIVE

Tableau IV. 1: Caractéristiques du système d'isolation FPS	137
Tableau IV. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée.	138
Tableau IV. 3: Taux de réduction de la réponse sismique d'une structure avec isolateur FPS et une structure à base fixe	144
Tableau IV. 4: Bilan Energétique de la structure avec isolateur FPS.....	148
Tableau IV. 5: Taux de réduction de la réponse d'une structure isolée avec FPS par rapport à celle isolée avec système LRB.....	156
Tableau IV. 6 Taux de réduction de la réponse sismique pour différentes configurations couplées de système (FPS et LRB) par rapport à celle d'une base fixe	169

**Chapitre V : NOUVELLE APPROCHE DE CONCEPTION DES BATIMENTS
AVEC ISOLATION A LA BASE EN ACCORD AVEC LA REGLEMENTATION
PARASISMIQUE ALGERIENNE**

Tableau V. 1: Caractéristiques géométriques des isolateurs	184
Tableau V. 2: Caractéristiques mécaniques de l'isolateur	185
Tableau V. 3: Effort tranchant de l'infrastructure et de la superstructure et sa distribution au niveau de chaque plancher	186
Tableau V. 4: Caractéristiques du système d'isolation & coefficients du spectre de réponse	186
Tableau V. 5: Approche itérative par la méthode linéaire équivalente selon le code parasismique Algérien	187
Tableau V. 6: Les valeurs de la réponse par la méthode linéaire équivalente après convergence	187
Tableau V. 7: Distribution des efforts tranchants au niveau des planchers	188
Tableau V. 8: Méthode linéaire équivalente pour les règlements parasismiques considérés	190
Tableau V. 9: Comparaison du déplacement de conception et de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et les différents règlements obtenus par la méthode linéaire équivalente	190
Tableau V. 10: Comparaison de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et la méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000	192

NOTATIONS & SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone
- B : Le coefficient d'amortissement critique,
- C : Matrice d'amortissement de la structure
- C_b : Matrice d'amortissement des éléments d'isolation visqueux
- C_{eff} : L'amortissement effectif visqueux
- \tilde{C} : L'amortissement
- C_{eq} : Le coefficient d'amortissement équivalent linéaire.
- C : Le coefficient sismique de base
- $[C_s]$: La matrice d'amortissement de la superstructure
- D : Le déplacement sismique latéral minimum,
- D_T : Le déplacement de conception total
- D_{TM} : Le déplacement total maximum
- D : Le déplacement latéral minimum sismique
- D_y : Le déplacement d'écoulement élastique
- F : La force mobilisée dans les appuis en élastomère
- F_y : Limite d'élasticité
- F_f : La force de frottement
- F_v : Le coefficient de site
- F_b : La force s'opposant aux actions internes
- F_y : Force d'écoulement de l'isolateur.
- F_i : La force latérale statique équivalente de l'étage i
- I : Le facteur d'importance
- K_{max} : La rigidité effective maximale du système d'isolation relatif à un déplacement de conception
- K_{min} : La rigidité effective minimale du système d'isolation relatif à un déplacement de conception
- K_e : Rigidité élastique

- K_p : Rigidité post-élastique
- K : Matrice de rigidité de la structure
- K_{ix} : Rigidité latérale de l'étage i dans la direction X
- K_{iy} : Rigidité latérale de l'étage i dans la direction Y
- $K_{i\theta}$: Rigidité latérale de l'étage i autour de l'axe Z
- K_{eff} : La rigidité effective
- \tilde{K} : La rigidité
- K_b : Matrice de rigidité des éléments d'isolation élastiques
- K_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation.
- $[K_s]$: La matrice de rigidité de la superstructure
- K_{ep} : Rigidité élasto-plastique de l'isolateur.
- K_v : Rigidité verticale de l'isolateur.
- K_{eff} : Rigidité effective horizontale de l'isolateur.
- K_1 : Rigidité élastique de l'isolateur.
- W_i : Le poids propre total de l'étage i
- V : L'effort tranchant à la base
- W : Le poids propre du bâtiment
- S : Le facteur de type structural
- M : Le facteur de matériau de construction
- R : Le facteur de risque sismique
- V_b : La force sismique latérale minimale relative à la base de l'isolateur
- V_s : La force de cisaillement minimale relative à la superstructure
- R_{wi} : Le coefficient de réduction de la force
- X_b : La valeur d'essai du déplacement à la base
- S_b : L'effort tranchant à la base
- Z : Le facteur de zone sismique,
- N : Le coefficient de proximité en champ proche de la faille active,
- S : Le coefficient de site en fonction du profil du sol,

- T : La période naturelle de la structure isolée,
- Z_x et Z_y : les variables hystérétiques adimensionnelles
- \dot{U}_x, \dot{U}_y : Vitesses dans les directions X et Y
- U^y : Déplacement d'écoulement.
- N : La force normale moyenne dans l'appui parasismique
- M : Matrice masse de la structure
- R : Matrice des coefficients d'influence sismiques
- M_b : La matrice masse diagonale de la base rigide
- U^* : Le modèle de vecteur de déplacement relatif
- \tilde{M} : La masse réduite
- \tilde{P} : Les matrices de chargements
- ΔE : L'énergie totale dissipée
- R : Le rayon de courbure de la surface sphérique concave de glissement.
- W : Le poids de la structure.
- $[M_s]$: La matrice masse de la superstructure
- T_{eff} : La période effective de l'isolateur
- β_{eff} : Le pourcentage d'amortissement effectif visqueux
- E_{loop} : L'énergie de dissipation par cycle de chargement.
- K_{eff} : Rigidité effective horizontale de l'isolateur.
- F_y : Force d'écoulement de l'isolateur.
- H : Hauteur de l'isolateur.
- E_s = Énergie sismique d'entrée
- E_C = Énergie cinétique de la structure
- E_p = Énergie potentielle de la structure ;
- E_L = Énergie absorbée par l'isolateur
- E_{MD} = Énergie d'amortissement modale.
- Z : Une variable hystérétique
- T_b : La période d'isolation du système FPS

- W_{pot} : Poids revenant au poteau
- R : Rayon de courbure de la surface concave de l'isolateur FPS
- S_a : Spectre de réponse,
- Q : Facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- D_D : Déplacement de conception minimal
- D_M : Déplacement de conception maximal
- R_I : Facteur de réduction de la force de conception
- W_x, W_i : Poids revenant aux planchers x et i .
- k_0 : La rigidité initiale
- h_i : La hauteur de l'étage i
- $\mu_{supposé}$: Le coefficient de ductilité de déplacement maximal,
- λ : L'amortissement effectif
- α, β, γ : Quantités adimensionnelles
- c_v : Coefficient d'amortissement visqueux de l'appui parasismique ou du dispositif
- μ : Coefficient de frottement
- $k_p U_x$ et $k_p U_y$: Les forces de recentrages dues à la surface sphérique
- $sign(x)$: La fonction signe
- ω_1 : La fréquence fondamentale
- ω_n : La fréquence prépondérante supérieure
- f : Vecteur contenant les forces mobilisées dans les éléments non linéaires du système d'isolation.
- ϕ : La matrice modale
- m : Le nombre de vecteur propre retenu dans l'analyse
- ξ_{eq} : Le rapport d'amortissement équivalent linéaire.
- μ : Coefficient de frottement
- g : Accélération de la pesanteur.

- ω_b : Fréquence de vibration du système.
- μ : Coefficient de frottement des plaques au-dessus de l'isolateur.
- x_b : Le déplacement de la base.
- k_s : La rigidité de la structure
- c_s : L'amortissement de la structure
- k_b : La rigidité du système d'isolation
- c_b : L'amortissement du système d'isolation
- u_g : Déplacement du sol.
- u_s : Le déplacement absolu de la structure
- u_b : Le déplacement absolu du système d'isolation
- v_s : Le déplacement relatif de la structure
- v_b : Le déplacement relatif du système d'isolation
- $\omega_0^*, \omega_1^*, \dots, \omega_N^*$: Fréquences des systèmes combinés.
- $\{x_s\}$: Vecteur des déplacements relatifs de l'étage
- $\{\dot{x}_s\}$: Vecteur de vitesses relatives de l'étage
- $\{\ddot{x}_s\}$, Vecteurs des accélérations relative de l'étage
- \ddot{x}_b : L'accélération de la masse à la base
- \ddot{x}_g : L'accélération sismique du sol
- m_b : La masse de la base
- k_1 , La rigidité du premier étage
- c_1 : L'amortissement du premier étage
- ω_{eff} : La fréquence effective de l'isolateur
- ϕ_{PB} : Diamètre de barreau de plomb.
- ϕ_{iso} : Diamètre de l'isolateur.
- e : L'excentricité réelle
- f_{max} : Le coefficient de friction glissement maximum à haute vitesse de glissement,

- f_{\min} : Le coefficient de friction glissement minimum à vitesse de glissement égale à zéro
- \dot{u} : La vitesse de glissement totale
- α : Paramètre contrôlant la variation du coefficient de vitesse de glissement
- m_j : La masse du plancher (j)
- k_b : La rigidité du système FPS
- η : Facteur de correction d'amortissement site
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique site
- η : Le facteur de correction d'amortissement
- h_x : Niveau de plancher où s'exerce la force F_x au-dessus du niveau de l'interface d'isolation.
- h_i : Niveau de plancher quelconque i au-dessus du niveau de l'interface d'isolation.
- PGA : (Peak Ground Acceleration)
- LRB : Lead Rubber Bearing
- FPS : Friction Pendulum System
- NEHRP: (National Earthquake Hazard Reduction Program)
- UBC : (Uniform Building Code)
- IBC 2000 : (International Building Code 2000)
- SEAOC : (Structural Engineers Association of California)
- RPA : Les Règles parasismiques Algérienne
- DBE : (Design Basis Earthquake)
- MCE : (Maximum Capable Earthquake)
- $S.D_{\xi=5\%}$: Pseudo déplacements spectraux correspondant à 5% d'amortissement
- (FCA) : Les Facteurs de Correction d'Amortissement
- $P.S.A_{\xi}$: Pseudo accélérations spectrales correspondant à ξ d'amortissement
- $P.S.A_{\xi=5\%}$: Pseudo accélérations spectrales correspondant à 5% d'amortissement
- $P.S.V_{\xi}$: Pseudo vitesses spectrales correspondant à ξ d'amortissement
- $P.S.V_{\xi=5\%}$: Pseudo vitesses spectrales correspondant à 5% d'amortissement
- $S.D_{\xi}$: Pseudo déplacements spectraux correspondant à ξ d'amortissement

Résumé

L'isolation sismique a émergé comme une alternative attrayante qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme. L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde. L'incorporation de dispositifs de contrôle passif (systèmes d'isolation parasismique) offre, par conséquent, une meilleure dissipation d'énergie, ce qui permet de contrôler la réponse sismique des bâtiments.

Une analyse dynamique et une étude paramétrique ont été effectuées afin de déterminer les réponses sismiques des structures amorties en termes de déplacement, d'accélération et d'effort à la base afin d'évaluer l'influence de l'amortissement sur la réponse sismique des bâtiments considérés. L'étude des performances des systèmes d'isolation fait également l'objet de cette thèse. Pour cela, deux dispositifs d'isolation à la base ont été choisis selon plusieurs variantes d'emplacement et sous différentes excitations sismiques. Les résultats de l'analyse numérique illustrent parfaitement l'efficacité de ces systèmes.

Cette discipline est de plus en plus encadrée par des normes où plusieurs pays ont incorporé dans leurs codes parasismiques des chapitres relatifs à l'isolation parasismique. Le développement puis la validation d'une nouvelle approche pour l'analyse des bâtiments avec systèmes d'isolation répondant au contexte Algérien, est un objectif majeur de cette thèse. Une méthodologie simplifiée est proposée pour être utilisée dans la réglementation parasismique Algérienne à l'instar des codes parasismiques étrangers.

MOTS CLEFS : *Amortissement, Isolation à la base, LRB, excitation sismique, Hystérésis*

Abstract

Seismic isolation has emerged as an attractive alternative that promises short and long-term cost savings. The use of base isolation systems for buildings protection has become a widespread and well-established technology in the world. The incorporation of passive control devices (seismic isolation systems) offers, therefore, a better energy dissipation, allowing control of the seismic response of buildings.

A dynamic analysis and a parametric study were conducted to determine seismic responses of damped structures in terms of displacement, acceleration and base shear in order to assess the influence of damping on the seismic response of the buildings. The study of the performance of base isolation systems is also subject of this thesis. For this, two different base system isolation devices were selected according to several locations and under different seismic excitations. Numerical analysis results perfectly illustrate the effectiveness of these systems.

This discipline is increasingly undertaken by standards and several countries have incorporated in their seismic codes chapters on base isolation. The development and validation of a new approach for the analysis of base isolated buildings according to the Algerian context is a major objective of this thesis. A simplified methodology is proposed for use in suitability to the Algerian seismic standard (RPA) in comparison to foreign seismic codes.

KEY WORDS: *Damping, Base isolation, LRB, Seismic excitation, hysteresis*

ملخص

إن تطور تقنية العزل الزلزالي أصبح أحد البدائل الواعدة لتحقيق إنجازات اقتصادية على المديين القريب والبعيد. و من بين هذه التقنيات يوجد نظام العزل القاعدي لحماية المنشآت بحيث يعتبر حاليا من أنجع الأنظمة في هذا المجال على المستوى العالمي مما يتيح عملية مراقبة استجابة المباني للهزات الزلزالية و تبديد طاقتها.

قمنا في إطار هذا البحث بدراسة معمقة، بحيث تم التطرق لجميع الخصائص للحصول على مختلف الاستجابات الزلزالية للمباني الخامة بخصوص الانتقالات النسبية، التسارعات وقوى القص على مستوى القاعدة، من أجل تقييم تأثير نسبة التخماد على استجابة المبنى. كما قمنا، في هذه الأطروحة بدراسة مزايا أنظمة العزل باستخدام نوعين من العوازل تم وضعها في أماكن مختلفة على مستوى القاعدة تحت تأثير مختلف الهزات الزلزالية. من خلال هذه الدراسة، تبين عن طريق التحليل الرقمي نجاعة نظام العزل القاعدي في امتصاص قوى الزلزال.

ان مجال الأنظمة المضادة للزلازل يعتبر من بين المجالات التي تحظى بتأثير جيد لدى البلدان المتطورة من خلال وضع قوانين تتضمن فصولا خاصة بتحديد أنظمة العزل وفي هذا السياق قمنا بوضع مقاربة جديدة من أجل تحليل مباني مجهزة بأنظمة العزل القاعدي تتماشى مع القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل على غرار ما تم اعتماده في الدول المتقدمة في هذا المجال الذي يمثل الهدف الأساسي لهذه الأطروحة.

كلمات مفتاحية: التخماد، العزل القاعدي، *LRB*، الهزات الزلزالية

PROBLEMATIQUE

L'isolation sismique a émergé comme une alternative attrayante qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme.

L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions parasismiques est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde. Cette discipline est de plus en plus encadrée par des normes où plusieurs pays ont incorporé dans leurs codes parasismiques des chapitres relatifs aux isolateurs. Ces codes de construction ont introduit ce système de protection en élaborant des modèles simplifiés pour l'analyse des réponses sismiques des structures. Avec l'accroissement des codes et normes, l'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement l'isolation sismique comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

Le premier objectif de ce travail de recherche est d'évaluer le degré d'exactitude des modèles simplifiés équivalents respectivement linéaire et bilinéaires pour la prédiction des réponses sismiques et de le comparer avec le modèle totalement non linéaire. Cette étude traitera les principaux types d'isolateurs, les différents types de structure, ainsi qu'une multitude de données accélérométriques réelles.

Le second objectif est la comparaison des performances des différents types de systèmes d'isolation au regard du comportement et du rendement de la superstructure et différentes données sismiques (proche, intermédiaire et loin de l'épicentre).

Le but final de cette recherche est d'évaluer la convenance des systèmes d'isolation au contexte Algérien par l'introduction d'une nouvelle méthodologie de conception des bâtiments isolés en adéquation avec la réglementation parasismique algérienne (RPA 99), 0tenant compte des facteurs techniques.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes ont représentés depuis longtemps un des plus graves désastres de l'humanité, il s'agit d'un évènement violent et extraordinaire. Leur apparition brutale et imprévue, peut provoquer l'endommagement, voir même l'effondrement des structures, ainsi l'énormité des pertes humaines et matérielles a marqué la mémoire des générations.

À l'échelle nationale, la ville de Chlef, a été fortement secouée par un séisme d'une magnitude de 7,2 à l'échelle Richter en 1980, celui-ci, a fait selon les statistiques officielles, plus de 3500 morts, 4500 blessés et des centaines de familles sans abris. Un séisme d'une magnitude de 6.7 à l'échelle Richter, qui a frappé la wilaya de Boumerdes en 2003 fait état de 2.278 morts. 10147 blessés et plus de 15000 sans-abri et des pertes estimées à plus de deux milliards de dinars. L'Algérie compte parmi les régions les plus touchées par le phénomène sismique à travers le monde. D'après les règles Parasismiques Algériennes (RPA 88), le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (C.R.A.A.G) a recensé 85 séismes de plus ou moins grandes intensités entre 1716 et 1989, pratiquement une moyenne d'un séisme tous les trente mois.

Durant un séisme, la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions. Cependant, les accélérations sismiques sont principalement horizontales, la composante verticale étant généralement moindre. C'est précisément le caractère horizontal des accélérations sismiques qui est particulièrement redoutable pour les structures car ces dernières sont prévues pour résister à des charges essentiellement verticales. En effet, les sollicitations auxquelles les structures doivent habituellement faire face sont en grande majorité verticales, les constructeurs sont habitués à concevoir et à réaliser les structures de telle manière à ce qu'elles se comportent bien sous ces charges.

Ces conséquences viennent nous confirmer à chaque fois les insuffisances de nos pratiques de conception qui restent à pallier, poussant à des révisions sérieuses du code. Dans ce cadre, le premier constat qu'on peut faire est le privilège accordé à l'approche sécuritaire aux dépens de l'économie. Ce penchant du côté de la sécurité, qu'on retrouve d'ailleurs dans la plupart des règlements, n'est pas sans soulever de polémique. Sécurité et économie

doivent pourtant aller de pair dans toute étude scientifique et tout l'art de concevoir et d'associer harmonieusement ces deux critères.

La conception des structures traditionnelles, qui représente une première approche, est basée essentiellement sur la résistance et la ductilité des éléments de la structure afin de résister aux forces sismiques d'une part, ou dissiper l'énergie sismique d'autre part. Cependant, ces méthodes traditionnelles se traduisent souvent par la naissance de fortes accélérations au niveau de l'étage supérieur pour les bâtiments rigides, ou de grand déplacement inter-étages pour les bâtiments flexibles.

La seconde approche est la technique de l'isolation parasismique à la base et de la technique de la réponse contrôlée qui consiste à découpler le bâtiment contre des effets néfastes du mouvement du sol induit par un fort séisme. La technologie des systèmes d'isolation permet de réduire les effets de la composante horizontale de l'accélération du sol par l'insertion d'élément structurel à faible rigidité horizontale entre la structure et la fondation. Afin de minimiser les déplacements inter-étages, en plus de réduire les accélérations du plancher terrasse, le concept d'isolation à la base est de plus en plus adopté. Cette technique permet d'une manière artificielle à allonger la période propre de l'ouvrage dans les basses fréquences à faible énergie sismique induite.

Le système d'isolation à la base offre une alternative attrayante pour protéger la structure contre le séisme en limitant les déformations plastiques par le biais de systèmes artificiels à coût économique raisonnable, qui peuvent être entretenus et remplacés à tout moment, permettant ainsi à la structure, dans la mesure du possible, de rester dans le domaine élastique avec une atténuation significative de l'énergie transmise par le mouvement du sol. La capacité de ce système de réduire considérablement la demande en ductilité de la superstructure rend possible la simplification des détails structurels et d'autres considérations de conception parasismique requis par les approches classiques. Par conséquent, un large éventail de formes architecturales et de matériaux structurels seraient à la disposition des concepteurs.

L'isolation sismique est une solution qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme. L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions parasismiques est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde. Cette discipline est de plus en plus encadrée par des normes où plusieurs pays ont incorporé dans leurs codes parasismiques des chapitres relatifs aux isolateurs. Ces codes de construction ont introduit ce système de protection en élaborant des modèles simplifiés pour l'analyse des réponses sismiques des structures. Avec l'accroissement des codes et normes, l'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement l'isolation sismique comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

Pour apprécier ces avantages, l'étude des performances des structures isolées à la base lors d'un séisme est impérative. Certaines procédures de conception existantes des codes parasismiques exigent le calcul de plusieurs paramètres et un long chemin à suivre pour atteindre une conception adéquate d'un système d'isolation à la base. Cela constitue une motivation pour penser à une autre approche dans la conception qui peut aider les ingénieurs à l'étape de l'avant-projet aussi bien que dans le processus de conception finale pour sélectionner les paramètres du dispositif d'isolation qui doivent être vérifiés en utilisant les codes existants et les tests requis.

Le premier objectif de ce travail de recherche est d'évaluer le degré d'exactitude des modèles simplifiés équivalents respectivement linéaire et bilinéaires pour la prédiction des réponses sismiques et de le comparer avec le modèle totalement non linéaire. Cette étude traitera les principaux types d'isolateurs, les différents types de structure, en utilisant plusieurs données accélérométriques réelles.

Le second objectif est la comparaison des performances des différents types de systèmes d'isolation au regard du comportement et du rendement de la superstructure sous différentes données sismiques (champ proche et champ lointain).

Le but final de cette recherche est d'évaluer la convenance des systèmes d'isolation au contexte Algérien par la proposition d'une nouvelle approche à introduire dans le code parasismique (RPA 99) en tenant compte des facteurs techniques.

Le présent travail se compose de six chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessus :

L'introduction générale décrit les effets du séisme et ses séquelles sur l'environnement, tant humain que matériel, d'où la nécessité de réfléchir à de nouvelles procédures pour le contrôle de la réponse sismique. On définit les objectifs et la portée de cette recherche.

Le premier chapitre présente une revue de la littérature sur les différents systèmes de contrôle des vibrations. Il présente également un état de l'art sur le contrôle passif par isolation à la base ainsi que les différents dispositifs qui existent. Il donne brièvement la description et le fonctionnement de chacun de ces mécanismes.

Le deuxième chapitre donne une description détaillée des méthodes de conception des bâtiments avec isolation à la base selon le code IBC 2000 (*International Building Code*). L'examen de la panoplie des méthodes de conception a montré l'importance des deux paramètres, à savoir, la période fondamentale et l'amortissement effectif qui doivent être pris en compte dans la modélisation des structures avec isolation à la base.

Le troisième chapitre expose les différentes méthodes pour la modélisation des structures isolées à la base en tenant compte des caractéristiques des différents modèles de systèmes d'isolation, tels que, le modèle linéaire avec amortissement visqueux, le modèle bilinéaire par hystérésis internes et enfin le modèle complètement non linéaire avec amortissement visqueux et hystérésis.

Le quatrième chapitre présente les deux cas d'étude de la modélisation numérique. Il s'agit de bâtiments de caractéristiques dynamiques différentes (10 et 20 étages) équipés d'isolateurs à la base de type LRB en tenant compte de l'emplacement. L'impact de l'augmentation de l'amortissement et son influence sur la réponse sismique des bâtiments est étudié. Une comparaison des prédictions des modèles simplifiés avec les modèles complètement non linéaires est effectuée tout en introduisant différentes données accélérométriques.

Le cinquième chapitre traite les performances des systèmes d'isolation en tenant compte des effets de la diversité des paramètres dans les différents modèles (modèle bilinéaire) ainsi que le rendement de la superstructure. Une analyse du comportement dynamique des structures avec isolateur FPS a été effectuée pour différents emplacements et sous différents enregistrements sismiques. L'idée de couplage des systèmes d'isolation LRB et FPS a mis en évidence la performance des systèmes d'isolation à la base.

Le sixième chapitre consiste en l'élaboration d'une nouvelle approche de conception des bâtiments avec isolation à la base. À l'instar des pays qui ont incorporé des chapitres relatifs à l'isolation à la base dans leurs codes parasismiques, une approche simplifiée qui introduit ce système de protection pour l'analyse des réponses sismiques des structures selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA) est proposée.

Finalement, une conclusion générale synthétise tous les résultats obtenus et les objectifs atteints lors de cette investigation suivie de certaines recommandations pour les futurs chercheurs imprégnés dans la même thématique.

I. LES SYSTEMES DE CONTRÔLE DE VIBRATION

I.1. Introduction

Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter des actions extérieures peu fréquentes, il s'agit de s'opposer de manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptées lorsque ces actions se produisent.

Il est progressivement reconnu que les moyens efficaces pour la protection des structures contre la force sismique réside dans l'utilisation de diverses méthodes de contrôles structurels, elles ne sont pas seulement efficaces pour atténuer les forces sismiques, mais s'avèrent également très utiles pour le contrôle des vibrations indésirables des structures produites par l'action du vent et d'autres excitations dynamiques. En outre, il y a un certain nombre de facteurs qui ont émergé au cours des dernières années, qui nécessitent le contrôle de la réponse de la structure, ces facteurs impliquent une augmentation de la flexibilité des systèmes structurels, un niveau élevé de sécurité ainsi qu'un niveau de performance rigoureux et par conséquent des considérations économiques très prometteuses. En conséquence, la recherche dans le domaine du contrôle structurel s'est intensifiée depuis les années 1980 et de nombreuses méthodes de contrôle structurelles ont été développées, avec une certaine mise en œuvre dans la pratique.

Les systèmes de contrôle sont subdivisés principalement en quatre catégories, qui sont les suivants : passif, actif, hybrides et semi-actif.

Le contrôle passif consiste à superposer la structure sur un dispositif qui dissipe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. L'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe. Dans le contrôle passif, la masse, l'amortissement, la rigidité ou une combinaison des deux quelconques ou la totalité sont modifiées en ajoutant des composants à la structure. Ces composants sont actionnés par les mouvements de la structure et fournissent des forces de contrôle en fonction de leurs caractéristiques dynamiques.

Principalement, il existe deux catégories de systèmes passifs : L'isolation sismique à la base et le système de dissipation d'énergie.

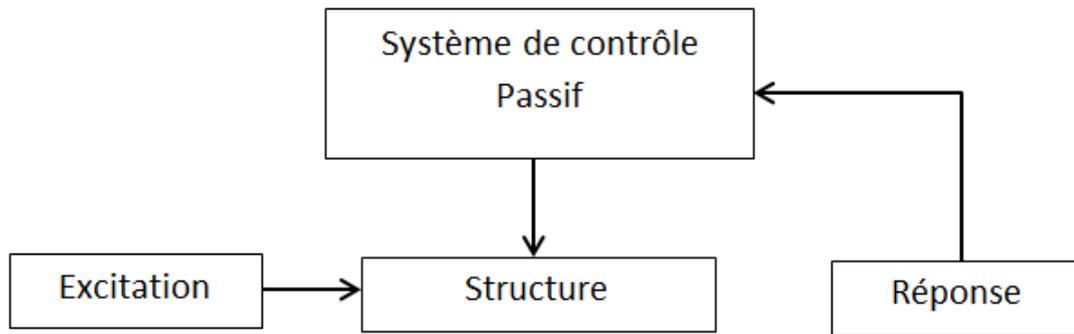


Figure I. 1: Diagramme de système de contrôle Passif

Le contrôle actif vise à imposer une force ou un déplacement en certains points du système, en fonction notamment de l'état mesuré à l'instant, ou de l'histoire de celui-ci. Ceci exige un système de capteurs, un traitement du signal, une stratégie de contrôle, un calculateur de temps réel, un système d'actionneurs et une source importante d'énergie externe.

Dans le contrôle actif, une source d'énergie externe est utilisée pour activer le système de commande en lui fournissant un signal analogique. Ce signal est généré par l'ordinateur suivant un algorithme de contrôle, qui utilise les réponses mesurées de la structure. (T.K Datta, 2010).

Un amortisseur passif est fondamentalement conçu pour réduire seulement un mode de vibration particulier de la structure. En revanche, un amortisseur actif peut amortir une bande large de fréquence. D'où, l'étude du contrôle actif des structures est une extension logique de technologie du contrôle passif. Un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquant des forces sur une structure selon une loi de contrôle et en utilisant pour leur fonctionnement une source d'énergie externe. Ces forces peuvent être utilisées pour ajouter ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation "inverse". Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par anticipation (feedforward). La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, donc, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par boucle de rétroaction (feedback). Un système de

contrôle actif des structures a une configuration de base comme est indiquée dans la figure (I.2).

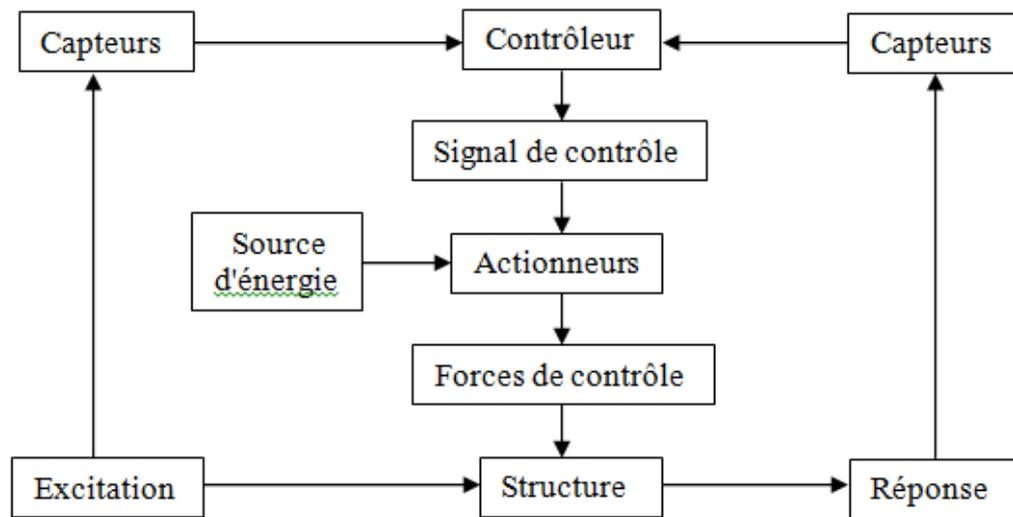


Figure I. 2: Diagramme de système de contrôle actif

Il consiste, premièrement, à placer les capteurs sur la structure pour identifier, à chaque instant, la réponse ou l'excitation. Lorsque seulement la réponse de la structure est mesurée, la configuration de contrôle est connue sous le nom de contrôle à boucle fermée : la réponse est mesurée à chaque instant et cette information est utilisée pour la correction de la force de contrôle appliquée instantanément. Mais, lorsque seulement l'excitation est mesurée, le contrôle prend le nom de boucle ouverte. Par contre, si la réponse et l'excitation sont mesurées ensemble le terme utilisé dans la littérature est le contrôle à boucle fermée-ouverte. En deuxième étape, il consiste à choisir une loi de contrôle convenable qui permet, à chaque instant, à l'actionneur, un apport d'énergie de l'extérieur, de produire une force de contrôle. Par suite, lors de la conception d'un système de contrôle actif des vibrations par rétroaction, on commence par étudier le comportement dynamique de la structure à contrôler, puis on choisit une loi de contrôle de rétroaction qui répond au mieux à la problématique. Les lois des contrôles par rétroaction se définissent en fonction de l'état de la structure sur laquelle elles sont appliquées. L'efficacité de ce type de contrôle dépend du :

- Placement optimal des capteurs : en vue d'une discrétisation modale du déplacement d'une structure, le positionnement des capteurs est primordial pour le contrôle de la structure et l'estimation de l'état du modèle.

- Choix d'une loi de contrôle efficace : si le comportement du système n'est pas satisfaisant, l'objectif du contrôle est d'agir sur le système à travers des variables notées $\dot{A}(t)$ pour obtenir le comportement désiré de la réponse de la structure ou du système. Le problème de contrôle consiste donc à définir une loi de contrôle robuste afin que les réponses ou les sorties du système soient celles désirées.
- Placement optimal des actionneurs : comme les actions de contrôle sont localisées au niveau des actionneurs, c'est à dire que le contrôle agit sur la structure par l'intermédiaire des actionneurs, et donc évidemment l'efficacité de contrôle dépend de la position de ces derniers. Pour un contrôle actif, l'optimisation du positionnement des actionneurs consiste à minimiser l'énergie qu'il faut fournir pour stabiliser le système.

Le contrôle semi-actif, en revanche, ne nécessite qu'une faible source d'énergie pour modifier la propriété mécanique du dispositif de contrôle. Il combine les principaux traits des systèmes actifs et passifs. D'où, le système de contrôle semi-actif des structures est une extension logique de la technologie du contrôle actif et passif. Parmi les amortisseurs les plus utilisés en génie civil, on peut citer les amortisseurs à masse accordée (TMDs). Les travaux de (Frahm, 1911) et (Ormondroyd et Den Hartog, 1928) sont parmi les premières études d'application de ce type d'appareil aux différents systèmes mécaniques. Ces amortisseurs sont couramment utilisés dans différentes structures du génie civil, comme les bâtiments et les ouvrages souples tels que les passerelles, les ponts suspendus et les ponts à haubans. La performance de ces amortisseurs est très liée aux réglages de leurs paramètres.

De même, leur efficacité varie beaucoup lorsque la structure évolue ainsi que le type de chargement. D'où, l'idée principale d'introduire le contrôle semi-actif qui permet selon une loi de contrôle d'adapter les paramètres de l'actionneur en temps réel lorsque la structure évolue ou lorsqu'elle est soumise à différents type de sollicitations.

L'idée principale du contrôle semi-actif est très simple : elle consiste à changer, en temps réel, les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipation d'énergie. Ce changement ne nécessite qu'une source minimale d'énergie.

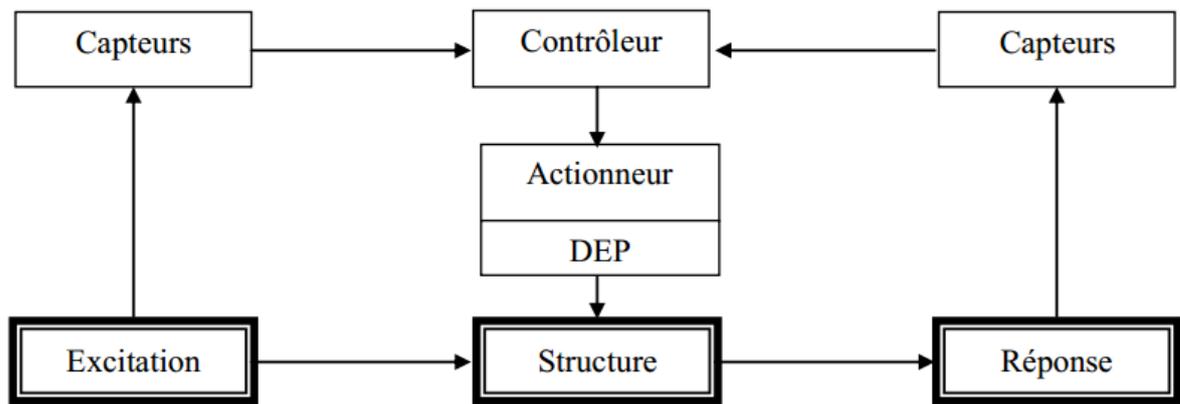


Figure I. 3: Diagramme de système de contrôle semi-actif

D'une manière générale, il existe deux types de contrôle semi-actif : le premier est un contrôle dit continu, il nécessite un dispositif de commande permettant d'ajuster (en continu) la force de contrôle, et le second est un amortisseur à deux états (amortissement fort/faible), plus facile à mettre en œuvre. Le concept de contrôle semi-actif a été introduit pour la première fois par (Karnopp D. et Al., 1974) où les premiers dispositifs ont été introduits dans le domaine de suspension des véhicules. Très récemment, ce type de dispositifs a été introduit dans le domaine du génie civil (Patten W.N et AL, 1993). Aujourd'hui il existe différents types d'appareils semi-actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil.

I.2. Bref historique

Le principe de l'isolation sismique n'est pas nouveau : les premières expériences remontent au début de 20^{ème} siècle. L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs enquêtes faites par le docteur médecin A. Calantarient, qui a été à l'origine d'une méthode de conception d'un bâtiment construit sur «joint libre». Cette idée simple est un exemple de stratégie parasismique de conception connu sous le nom d'isolation à la base ou isolation parasismique. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. L'utilisation d'éléments artificiels spécifiques destinées à isoler une partie de la structure de la totalité de l'intensité d'une excitation sismique, et de dissiper une grande quantité d'énergie (Priestley, 1996). Cette nouvelle approche de conception parasismique a été développée pour fournir une plus grande protection à la construction dans ces zones dangereuses à forte sismicité. Un nombre

important de dispositifs ingénieux ont été proposés pour parvenir à ce résultat, au cours des dernières années, quelques systèmes pratiques ont été émergés et implantés, des recherches considérables sur le développement de nouvelles méthodes de conception parasismique ont été réalisées en Nouvelle-Zélande (Skinner, 1975,1976, 1982,1984), ce travail a abouti à un certain nombre de concepts d'appuis parasismiques, parmi ceux-ci, l'appuis en caoutchouc laminé portant un noyau cylindrique en plomb dans le trou central du système. Actuellement quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique (Othman Ben Mekki , 2006). L'isolation à la base est l'un des moyens les plus populaires de la protection des structures soumises aux efforts sismiques. Cette nouvelle technique est une approche innovante dans la conception parasismique des bâtiments, elle est devenue une réalité pratique avec l'invention de différents dispositifs d'isolation parasismique.

Plusieurs bâtiments ont été construits ou rénovés aux Etats-Unis en utilisant la technique d'isolation sismique à la base ; parmi lesquels on peut citer :

- Le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Bernardino en Californie, première nouvelle construction sur appuis parasismique de type HDRB (98 unités) en 1985
- Détecteur Mark II, Centre Accélérateur Linéaire de Stanford (Rénovation en 1987) en utilisant des isolateurs de type LRB (Lead Rubber Bearing)

Aéroport international de San Francisco nouvelle construction sur appuis parasismique de type FPS (272 unités) en 1998

I.3. Principe de l'isolation sismique

Le principe du concept d'isolation sismique à la base est assez simple, d'en fournir une discontinuité entre la fondation et la superstructure, de sorte que l'énergie sismique ne peut pas être entièrement transmise à la superstructure, ce résultat donne une réduction significative de l'accélération de l'étage supérieure et du déplacement inter-étage, par conséquent, assurer la protection du matériels et des composants onéreux du bâtiment. Pour sa grande performance, la technique d'isolation sismique a maintenant évolué dans les pays développés tels que les Etats-Unis, le Japon, l'Italie et la Nouvelle-Zélande, au point où elle est souvent destinée à la protection des bâtiments neufs ou existants.

Le système d'isolation à la base, qui est un dispositif de contrôle passif installé entre la fondation et la base de l'édifice, protège la structure contre les forces sismiques de deux manières : (i) en faisant dévier l'énergie sismique et (ii) en absorbant l'énergie sismique.

L'énergie sismique est également absorbée en faisant une base flexible à la construction (au lieu d'être fixe) dans des directions latérales, ce qui augmente la période fondamentale de la structure. Les bâtiments à périodes longues attirent moins de force sismique, par contre c'est le système d'isolation, qui absorbe la majorité de l'énergie sismique et en particulier, pour les modes de fréquences supérieures.

L'énergie sismique sera absorbée par l'isolateur en raison de sa réponse non-linéaire sous une excitation sismique.

La courbe force-déplacement des isolateurs sous excitation sinusoïdale présente un comportement hystérétique et, par conséquent, une grande partie de l'énergie d'entrée dans les isolateurs se perd par boucle d'hystérésis. En raison de ces deux propriétés des isolateurs, ils sont devenus des dispositifs de contrôle passif très attractifs qui seront utilisés dans le contrôle de la réponse sismique des structures. Des recherches approfondies, à la fois théorique et expérimentale, a été réalisée dans le domaine des structures isolées à la base. À la suite de ces projets de recherche, de nombreux dispositifs d'isolation à la base ont évolué et mis en œuvre dans la pratique (T .K DATTA, 2010).

Les systèmes d'isolation peuvent être divisés en deux catégories : la première catégorie comprend la famille des appuis en élastomère, dans laquelle on trouve les appuis en élastomère à fort amortissement (HDRB), appuis en élastomère fretté à barreau de plomb et d'autres systèmes. La deuxième catégorie comprend la famille des appuis glissants, qui comprend l'appui en pendule glissant (FPS) et le système d'appui coulissant sans recentrage (SI).

La conception du système d'isolation est basée sur plusieurs exigences techniques, et plusieurs facteurs entrent dans la sélection et la conception des dispositifs d'isolation. Le choix du dispositif d'isolation appropriée est basé sur des exigences allant de la rigidité latérale et verticale, l'avantage du coût et de la durabilité. Plusieurs méthodes de conception ont été proposées, certaines d'entre elles sont basées sur le spectre élastique, et d'autres basées sur le comportement linéarisé de structures isolées à la base.

Les avantages de l'isolation sismique à la base sont substantiels et peuvent être détaillés d'après (Stanton et Roeder, 1991) comme suit :

- Réduit les accélérations des étages et les déplacements inter-étages;
- Réduction des dégâts (ou presque quasi nuls) des éléments structuraux;
- Une meilleure protection des équipements et du contenu du bâtiment;
- Association du comportement non linéaire et à large déformation, en un seul groupe d'éléments (Isolateur et Amortisseur).

Les modèles classiques de l'analyse parasismique reposent sur la résistance et la ductilité des éléments structuraux pour résister aux forces induites par les séismes et de dissiper l'énergie sismique, ce qui empêche l'effondrement des structures en cas de tremblement de terre. En revanche, l'approche de l'isolation à la base vise à réduire les dommages de la force sismique horizontale transmise à la structure (James M. Kelly, CHAN G. KOH, 1985).

Un système pratique d'isolation sismique doit répondre aux trois exigences suivantes (Frahm H, 1911):

- Une flexibilité horizontale suffisante pour augmenter la période de la structure et les demandes spectrales, à l'exception des sites de sols très mous;
- Capacité de dissipation d'énergie suffisante pour limiter les déplacements des isolateurs à un niveau pratique;
- Une rigidité adéquate pour que le bâtiment isolé ne diffère pas d'un bâtiment fixe sous chargement général de service.

En outre, d'après (J. M. Kelly et al. 1984) les exigences de base d'un système d'isolation pour la protection contre le séisme sont les suivantes:

- Les appuis parasismiques doivent supporter la charge permanente de la structure et doivent avoir une grande rigidité verticale ;
- La rigidité horizontale des appuis doit fournir une fréquence naturelle horizontale suffisamment faible pour que le bâtiment ne réponde pas aux composantes destructives du mouvement du sol. A partir des spectres de réponse de Seed, il est clair que, dans une large gamme de conditions, une fréquence naturelle horizontale de 0.5 Hz est appropriée ;

- Certaines énergies sismiques se produiront toujours plus près de la fréquence naturelle horizontale de sorte que le système est doté d'un amortissement suffisant pour limiter le mouvement de translation à un niveau acceptable ;
- Le système d'appui à base d'isolation doit empêcher tout mouvement excessif de l'immeuble vis-à-vis de l'action.

Les systèmes d'isolation sismique les plus couramment utilisés peuvent répondre à toutes les exigences ci-dessus, cela est dont l'objectif d'éviter l'effondrement total de la structure isolée dans les cas où des déplacements excessifs se produisaient.

La première période d'un bâtiment en béton armé est d'environ $0,02H$ sec: (H : hauteur, m). En conséquence, la première période d'un bâtiment de hauteur 15 mètres est d'environ 0.3 seconde. Cette période pourrait facilement être étendue à 3 secondes pour une construction montée sur isolateurs. Un décalage de la période entre 0.3 à 3 secondes offre de différentes forces sismiques dans la construction.

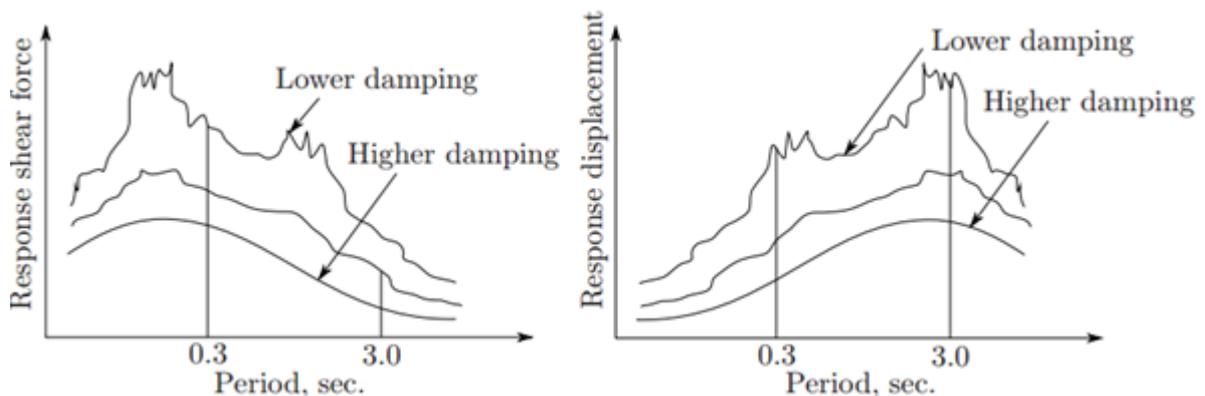


Figure I. 4 : Courbe de réponse idéale (Shoi Chi Yamaguchi et Al., 1989)

Différentes forces sismiques dépendent principalement de la durée et de l'amplitude des caractéristiques du mouvement du sol et du contenu fréquentiel (Shoi Chi Yamaguchi et Al., 1989). Par conséquent, si le mouvement du sol comprend plusieurs composantes dont les périodes sont proches de trois secondes, certaines de ces composantes vont amplifier le mouvement du bâtiment, mais d'autres non. La réponse des bâtiments est modifiée par les caractéristiques sismiques; la relation générale entre les mouvements du sol et la réponse de la structure est indiquée dans la figure (I.4). La figure montre une large différence en force sismique entre « un bâtiment relié à la terre de manière rigide (exemple: période 0.3 sec :) et un bâtiment monté sur isolateurs (exemple: période de 3 sec.) ». Cela indique aussi que la réponse est contrôlée par l'amortissement.

Dans le cas idéal, les isolateurs doivent être situés aussi bas que possible dans une structure de manière à protéger au mieux la structure que possible. Toutefois, le coût et les considérations pratiques influencent le choix de l'emplacement. Dans un immeuble, le choix de l'isolation peut se situer entre le niveau du sol ou en dessous du sous-sol, ou à un certain point de l'amorce poteau. Chaque endroit a ses avantages et ses inconvénients, liés à l'accessibilité et d'autres considérations de conception très importantes.

I.4. Types de dispositifs d'isolation

Les isolateurs peuvent prendre diverses formes, allant des appuis de surfaces de glissement infiniment mince, de multiples couches de caoutchouc de quelques centimètres d'épaisseur monté à la base, des éléments structuraux flexibles ou d'absorption de toute dimension. Comme la rigidité verticale est généralement requise pour la plupart des charges de gravité, l'isolation sismique à la base est seulement appropriée pour des mouvements horizontaux. Généralement, deux catégories de systèmes d'isolation existent et largement utilisés. La première catégorie comprend la famille des appuis élastomères, dans lequel on trouve le système d'appui en caoutchouc à fort amortissement (HDRB - *High Damping Rubber Bearing*), le système d'appui en caoutchouc à barreau de plomb (LRBs- *Lead Rubber Bearing*) et d'autres systèmes. Dans cette catégorie, le bâtiment ou la structure est découplée des composantes horizontales du mouvement du sol dû au séisme en intercalant une couche de faible rigidité horizontale entre la structure et la fondation. Cette couche donne à la structure une fréquence fondamentale qui est bien inférieure à celle d'une structure à base fixe et aussi beaucoup plus faible que les fréquences prédominantes du mouvement du sol.

Le premier mode de vibration de la structure isolée entraîne uniquement une déformation dans le système d'isolation, la structure étant supposée rigide. Les modes supérieurs qui produisent une déformation dans la structure sont orthogonaux au premier mode, et par conséquent également pour le mouvement du sol. Ces modes supérieurs ne participent pas au mouvement, alors que s'il y a une forte énergie issue du mouvement du sol à des fréquences plus élevées, cette énergie ne peut pas être transmise dans la structure.

Ce type d'isolation ne fonctionne que lorsque le système est linéaire et même lorsqu'il est non amorti, mais certains amortissements sont bénéfiques pour supprimer toute résonance possible à la fréquence d'isolation.

La deuxième catégorie comprend la famille des appuis glissants, où l'on trouve le système du pendule de frottement (FPS- *Friction Pendulum System*) et le système d'appui glissant sans recentrage (SI). Cette catégorie d'isolateur fonctionne en limitant le transfert de cisaillement à travers l'interface d'isolation. Beaucoup de systèmes glissants ont été proposés, et certains ont été utilisés. En Chine, il y a au moins trois bâtiments qui reposent sur ces systèmes, qui utilisent le sable spécialement sélectionnés à l'interface de glissement coulissant. Un type d'isolation contenant une plaque de plomb-bronze coulissante sur l'acier inoxydable avec un appui en élastomère a été utilisée pour une centrale nucléaire en Afrique du Sud. Le système de pendule à friction est un système coulissant en utilisant un matériau d'interface spécial glissant sur l'acier inoxydable, et a été utilisé pour plusieurs projets aux États-Unis, soit destiné pour des nouveaux projets ou des bâtiments existants. Conceptuellement, n'importe quels systèmes d'isolations qui existent sont tenus à respecter les objectifs de performance suivants:

- Flexibilité
- Amortissement
- Résistance aux actions de service

I.4.1. Système à base d'élastomère

I.4.1.1. Isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement

La figure (I.5) montre les appuis en élastomère (EB), qui se composent de minces feuilles de caoutchoucs alternées de plaques minces en acier. Les feuilles de caoutchouc sont vulcanisées et collées sur les plaques d'acier minces sous la pression et la chaleur. Des plaques de renfort en acier réduisent le flambement latéral de l'appui et d'augmenter la rigidité verticale, qui est de plusieurs centaines de fois de la rigidité horizontale

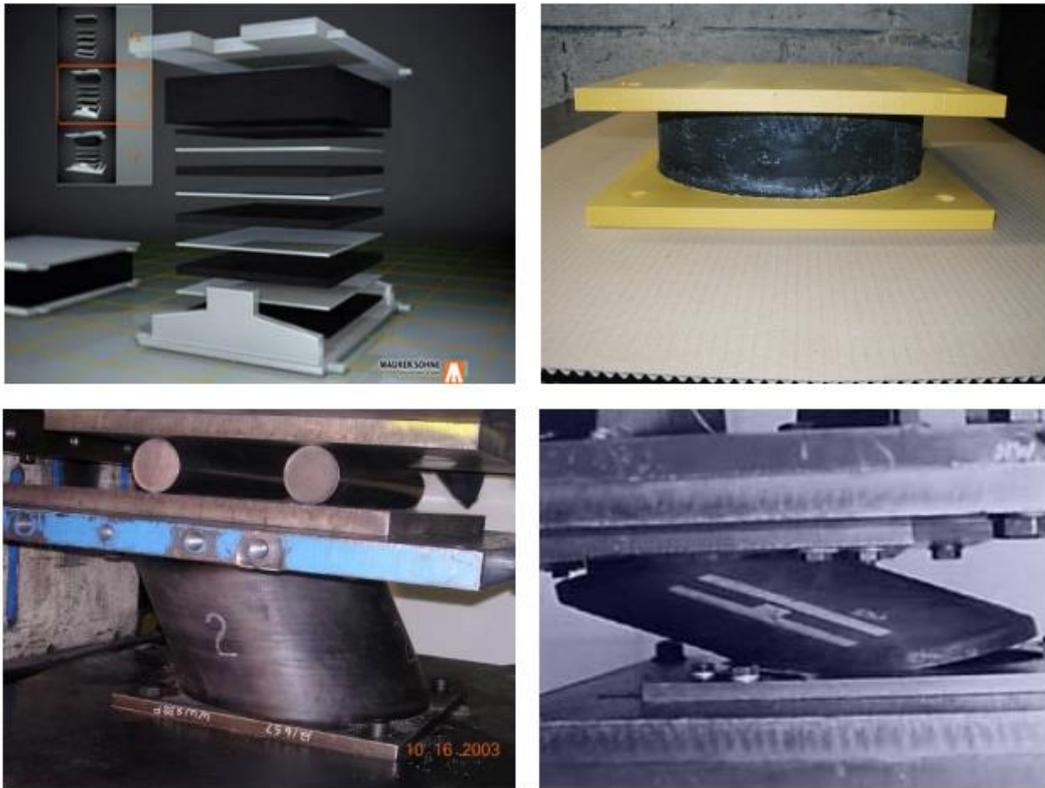


Figure I. 5 : Appui Elastomérique

Ces dispositifs ont deux plaques d'acier épaisses. Le caoutchouc a un faible module d'élasticité, mais c'est presque incompressible. Des couches de caoutchouc très minces avec des frettes en aciers qui sont liés à chaque couche, s'opposant à la déformation latérale de caoutchouc créée par la charge verticale. Cette procédure entraîne très peu de déformation verticale et fournit une forte capacité portante verticale. La déformation de l'appui provoquée par la force horizontale est contrôlée seulement par le module d'élasticité de caoutchouc (déformation de cisaillement apparente). En conclusion, ce processus peut produire un dispositif qui présente une rigidité verticale et une flexibilité latérale.

La surélévation de l'épaisseur totale de l'appui, en augmentant le nombre de couches, fournit une grande capacité de déformation latérale. Mais au même temps, la réduction de la capacité portante verticale (charge de flambement) et une forte dépendance a été marquée entre la rigidité latérale et la force verticale. En outre, la sélection de différentes formes pour l'appui de caoutchouc multicouches peut produire des isolateurs ayant des caractéristiques différentes.

Les appuis en caoutchouc à faible amortissement (LDRB) ont été utilisés au Japon en conjonction avec des dispositifs supplémentaires d'amortissement, tels que les amortisseurs visqueux, les barres en plomb, etc... Où le caoutchouc est vulcanisé et lié à l'acier en une seule opération à chaud et sous pression dans un moule. Les frettes en acier empêchent le ballonnement (bulging) du caoutchouc et de fournir une rigidité verticale élevée, mais n'ont pas d'effet sur la rigidité horizontale, qui est contrôlé par un faible module de cisaillement de l'élastomère. L'amortissement critique varie entre 2 à 3%.

1.4.1.2. Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement

Pour éliminer le besoin d'éléments supplémentaires d'amortissement, les chercheurs de l'Association pour la Recherche et Producteurs de Caoutchouc en Malaisie (Malaysian Rubber Producers' Research Association) (MRPRA) du Royaume Uni en 1982 ont mis au point un caoutchouc naturel avec suffisamment d'amortissement inhérent. L'amortissement est augmenté par l'ajout de bloc extra-fin de carbone, des huiles ou des résines, et d'autres fillers spécifiques. L'amortissement critique est porté à des niveaux compris entre 10 et 20% relatif à des déformations de cisaillement de 100%. C'est l'isolateur à base d'élastomère de fort amortissement (HDRB). La figure (I.6) montre l'isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles (Los Angeles County Emergency Reserves Building).

L'énergie est dissipée par boucle hystérésis à l'aide d'un composant spécial de caoutchouc durant les cycles d'une déformation horizontale de l'isolateur. Après un séisme les propriétés excellentes de restauration des couches de caoutchouc retourne le bâtiment à sa position initiale. Un système HDRB peut ne pas prouver la nécessité d'une rigidité initiale sous les charges de service et des charges latérales minimales, bien que certaine rigidité initiale est fournie par un composant de caoutchouc à haut amortissement qui exhibe une plus grande rigidité sous des petites déformations. Une structure isolée avec HDRB a essentiellement une grande période constante, fondamentale en raison de la flexibilité du système d'isolation, ce qui rend la structure vulnérable à l'action du vent avec des fréquences dominantes proches de la fréquence fondamentale (Petros Komodromos, 2000). Cependant, le système HDRB est plus rigide lorsqu'il est soumis aux petites déformations qu'à grande déformation, les performances durant des secousses relativement courtes (mais fréquentes) peuvent être une problématique, il y a un risque que les systèmes

d'isolations à la base peuvent effectivement augmenter la réponse du bâtiment à de tels événements sismiques (VA Coveney et Al., 1999). Cependant, l'utilisation des appuis en caoutchouc de fort amortissement augmente l'accélération dans la superstructure, ce qui n'est pas souhaitable pour une structure contenant des équipements sensibles (Kelly, 1986)

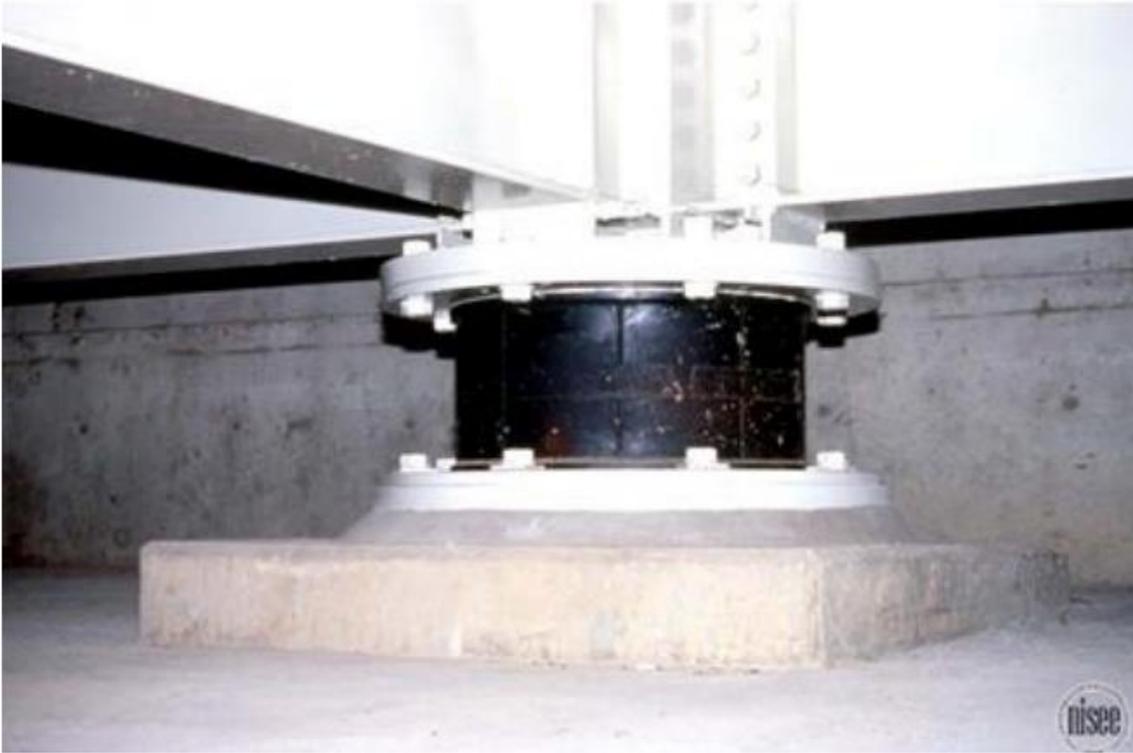


Figure I. 6 : Isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles (Creator, Aiken, Ian D. James M. Kelly Collection: NM0034. Courtesy of NISEE)

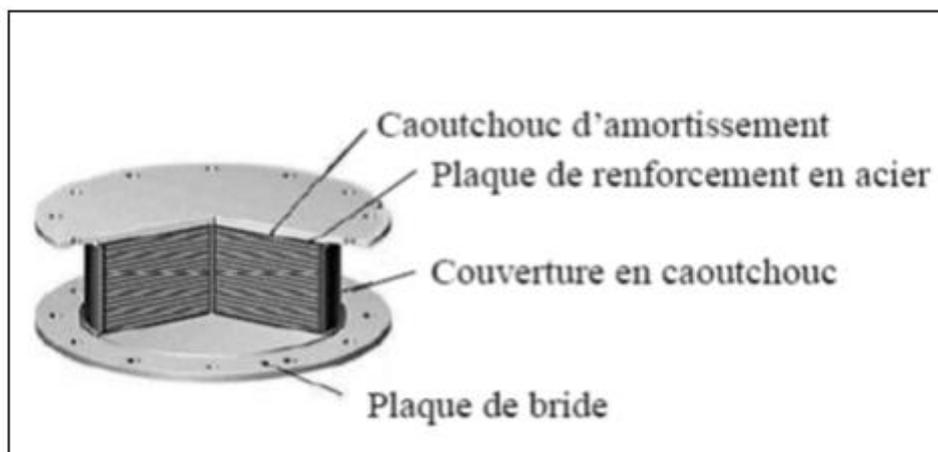


Figure I. 7 : Schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDR)

1.4.1.3. Isolateur élastomérique avec noyau de plomb

L'appui en caoutchouc à barreau de plomb (LRB) est un autre type de système d'isolation absorbant l'énergie, donné toute son étendue récemment. Le système LRB a été développé et utilisé pour la première fois en Nouvelle-Zélande en 1975 (R. I. Skinner, 2005), après ce système a été largement utilisé dans plusieurs pays dans le monde, il se compose principalement d'un appui en élastomère multicouche renforcée d'acier avec un noyau de plomb inséré en son centre comme le montre la figure (I.8). Le noyau de plomb est fermement pressé dans un trou au centre et le plomb forme une clef positive entre les plaques d'acier à l'intérieur de l'appui (confiné).

Ainsi, lorsque l'appui en élastomère est déformé horizontalement, l'insertion du plomb est forcée entre les plaques d'aciers entrecroisées, pour déformer tout son volume en cisaillement pur. Le noyau de plomb est utilisé pour réduire le déplacement latéral et de proposer un mécanisme additionnel pour la dissipation d'énergie, tandis que la flexibilité et la force de rappel sont assurées par l'appui en caoutchouc (Kelly, 1996). L'appui en caoutchouc à barreau de plomb fournit les fonctionnalités combinées telles que : le soutien de charge verticale, la flexibilité horizontale et la capacité d'absorption d'énergie, ces fonctionnalités s'avèrent nécessaires pour les structures isolées à la base contre l'attaque d'un séisme et empêche également les mouvements du bâtiment sous l'action du vent, en d'autres termes, fournit une rigidité verticale suffisante pour maintenir le poids propre du bâtiment et tout en permettant une flexibilité horizontale, assurée par le décalage de la fréquence fondamentale d'un bâtiment isolé, très loin de la gamme de fréquence dominante de la plupart des séismes (B.S Kong et al., 2003), Il en résulte une réduction à plusieurs fois les forces d'inerties et les accélérations dans la structure. Mais la flexibilité additionnelle nécessaire pour décaler la période fondamentale naturelle induit un grand déplacement au niveau du système d'isolation, qui doit être réduit à un niveau acceptable par dissipation d'énergie grâce à l'utilisation d'amortisseurs externes ou introduction d'un self amortissement supplémentaire du système d'isolation, l'amortissement souhaitable, est de maintenir le déplacement de l'isolateur à l'intérieur de certaines limites dans le cas de faible fréquence de mouvement du sol (Krishnamoorthy et al., 2009].

Lorsqu'il est soumis à des faibles charges latérales (telles que des séismes mineurs et vent), l'appui en caoutchouc à noyau de plomb est rigide latéralement et verticalement. La rigidité latérale résulte de la forte rigidité élastique du noyau de plomb et de la rigidité verticale (qui reste à tous les niveaux de charge) résultant de la composition acier-

caoutchouc de l'appui. A des niveaux de chargement plus élevés, le plomb se plastifie et la rigidité latérale de l'appui est considérablement réduite

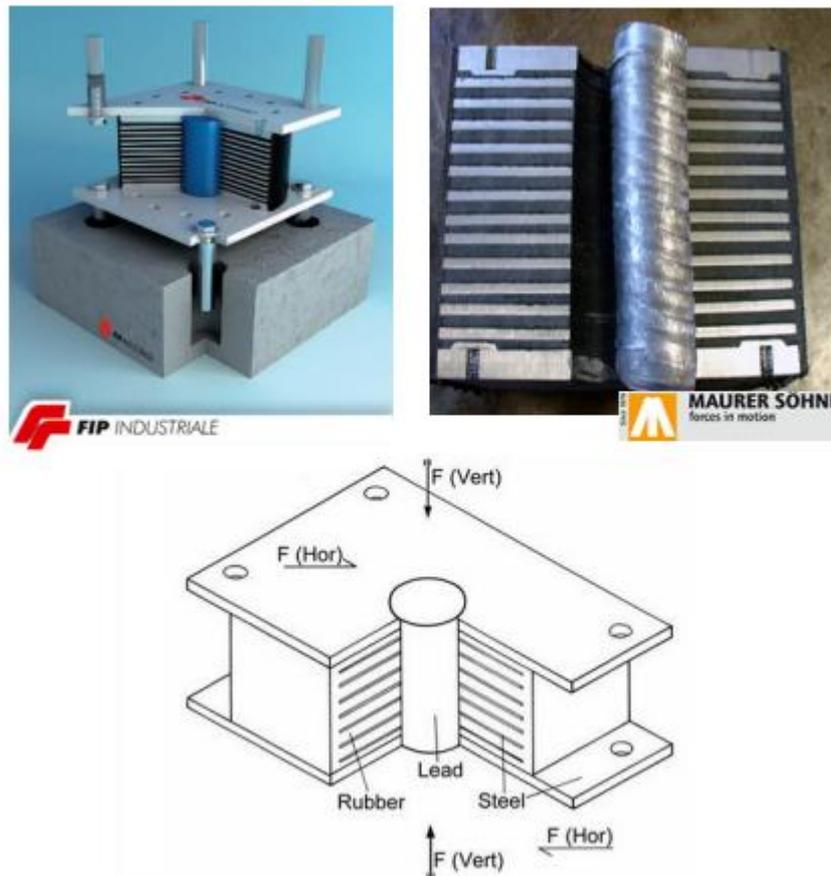


Figure I. 8 : Isolateur de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB)

Cela produit le décalage de la période, qui est un effet caractérisant l'isolation à la base. Quand l'appui est recyclé à grands déplacements, comme lors d'un tremblement de terre modéré et fort, la déformation plastique du plomb absorbe l'énergie comme amortissement hystérétique. L'amortissement visqueux équivalent produite par l'hystérésis est fonction du déplacement et généralement dans une plage de 15% et 35%.

Un avantage majeur de l'appui en caoutchouc à noyau de plomb est qu'il combine les fonctions suivantes : une rigidité à des niveaux de charge de service, une flexibilité à des niveaux de charge sismique et l'amortissement en une seule unité compacte. Ces propriétés mettent l'appui en caoutchouc à barreau de plomb comme type d'isolateur le plus communément utilisé lorsque des niveaux élevés d'amortissement sont nécessaires (dans

les zones à forte sismicité) ou des structures où la rigidité sous des charges de service est importante (par exemple les ponts).

En ce qui concerne l'historique du développement de ce système, un certain nombre de recherches ont été effectuées dans le passé et même récentes dans le domaine de l'isolation à la base, ont mis en lumière les bâtiments à plusieurs étages monté sur le système LRB, proche de la faille active. Islam et al ont étudié le système d'isolation bien qu'il s'agit d'une technologie relativement récente. L'isolation sismique pour les bâtiments à plusieurs étages ont été bien évaluées et examinées par (Hong et Kim, 2004); (Barata et Corbi, 2004); (Agarwal, 2007); (Komodros, 2008); (Lu Lin, 2008) ; (Spyrakos, 2009); (Panayiotis et al 2010); (Islam et al 2011 a et b). Le comportement avec écrouissage de l'isolateur à la base sous charge croissante a été développé pour les immeubles de grande et moyenne hauteur (jusqu'à quatre étages) et des sites présentant un risque sismique modéré (Pocanshi et Phocas, 2007).

I.4.2. Système à base de glissement

I.4.2.1. Appuis à friction

Cet appui présenté à la figure (I.9) est constitué d'une interface en acier inoxydable contre du téflon. Le comportement est purement plastique car si le coefficient de friction est faible (environ 10%), il assure une grande flexibilité et donc une réduction sensible à des sollicitations sismiques subies par les structures. L'acier inoxydable est généralement poli et le téflon peut être renforcé par des fibres de verre ou de carbone. Aucune force de rappel n'est assurée.

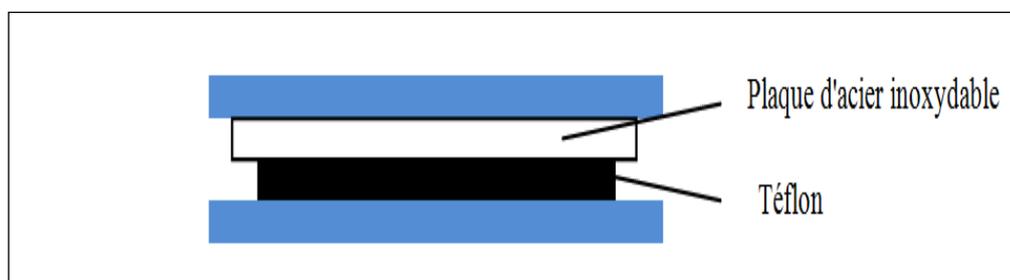


Figure I. 9 : Appui à friction

1.4.2.2.Appui à pendule de friction

Une autre approche pour augmenter la flexibilité dans une structure est de fournir un glissement ou une surface de frottement entre la fondation et la base de la structure. L'effort de cisaillement transmis à la superstructure à travers l'interface d'isolation est limité par la force statique de frottement, qui est égal au produit du coefficient de frottement et le poids de la superstructure. Le coefficient de frottement est généralement maintenu aussi fiable que possible en pratique.

Cependant, il doit être suffisamment élevée pour fournir une force de frottement qui peut supporter des vents violents et des séisme mineurs sans glisser. Un problème particulier avec une structure coulissante est les déplacements résiduels qui surviennent après les majeurs séismes. Pour remédier à ce problème, la surface de glissement est souvent concave de manière à fournir une force de recentrage. C'est l'idée derrière le dispositif de frottement le plus populaire, baptisé système du pendule de frottement (FPS), qui utilise une surface sphérique concave, comme le montre la figure (I.10a). Pour garantir une structure coulissante, qui peut revenir à sa position initiale, d'autres mécanismes, tels que des ressorts à haute tension et des appuis en élastomère, peuvent être provoqués en tant que système auxiliaire pour générer des forces de rappel. Les systèmes d'isolation à base de glissement ont été utilisés avec succès pour les centrales nucléaires, les réservoirs d'eau d'incendie de secours, les grands réservoirs de stockage de produits chimiques et d'autres structures importantes.

Le système de pendule à frottement (FPS) est un système d'isolation sismique innovant qui semble offrir des améliorations de la résistance, la longévité, la souplesse, la facilité d'installation et les coûts comparable aux systèmes précédents. En outre, l'approche ajoute plusieurs performance intrinsèque et avantages non disponibles au paravent.

Le système FPS est fondé sur des principes d'ingénierie bien connues et sont construits avec des matériaux traditionnels avec une longévité démontrée et une résistance suffisante dû à la détérioration de l'environnement. Les caractéristiques d'isolation souhaitables exposées par les composants du système FPS conserve la promesse d'un système économique et efficace pour augmenter considérablement la résistance sismique de nouvelles structures et de réduire considérablement les risques d'un tremblement de terre apparues dans les structures existantes. Dans l'ordre d'atteindre les avantages potentiels de cela et d'autres systèmes innovants, une attention particulière doit être mise sur les aspects

économiques, architecturaux et de construction ainsi que sur les questions techniques les plus traditionnelles (Victor Zayas et Al, 1989).

Le système de pendule de frottement (FPS) propose une approche simple pour augmenter la résistance d'une structure face à un séisme. Le concept de FPS est basé sur une méthode innovatrice tout en réalisant un mouvement pendulaire. La figure (I.11) illustre schématiquement comment le système FPS atteint une réponse de pendule pour un bâtiment soutenu. Le bâtiment répond à des mouvements de tremblement de terre sous formes des mouvements de pendule à faible amplitude. L'amortissement de friction absorbe efficacement l'énergie d'un séisme. Le résultat est simple, prévisible et stable pour une réponse sismique.

Comparé avec l'appui élastomère et l'appui de type LRB, la plupart des systèmes de friction ont l'avantage qu'ils ne sont pas affectés ni par la fréquence naturelle de la structure isolée ou le contenu fréquentiel du séisme. Le coefficient de frottement est le paramètre clé qui détermine s'il y aura glissement ou pas pour le système FPS. Cependant, la plupart des systèmes de friction présentent l'inconvénient qu'ils sont incapables de retourner la structure à sa position initiale.

Il est probable qu'un décalage permanent peut exister et avoir lieu entre les parties mobiles du système après un tremblement de terre majeur (R.S. Jangid, T.K Datta, 1995).

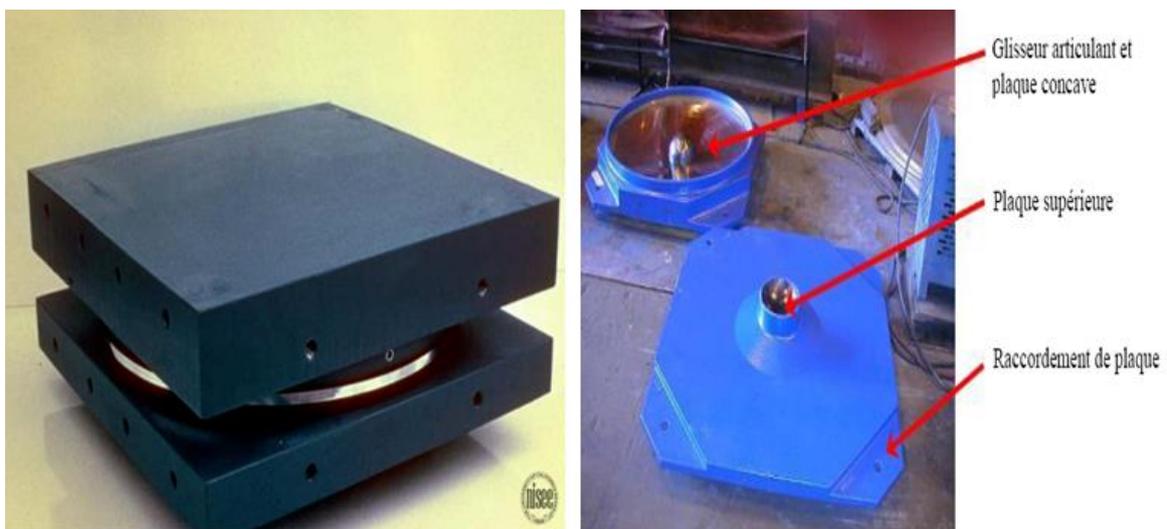


Figure I. 10 : Système de pendule à friction (Courtesy of NISEE)

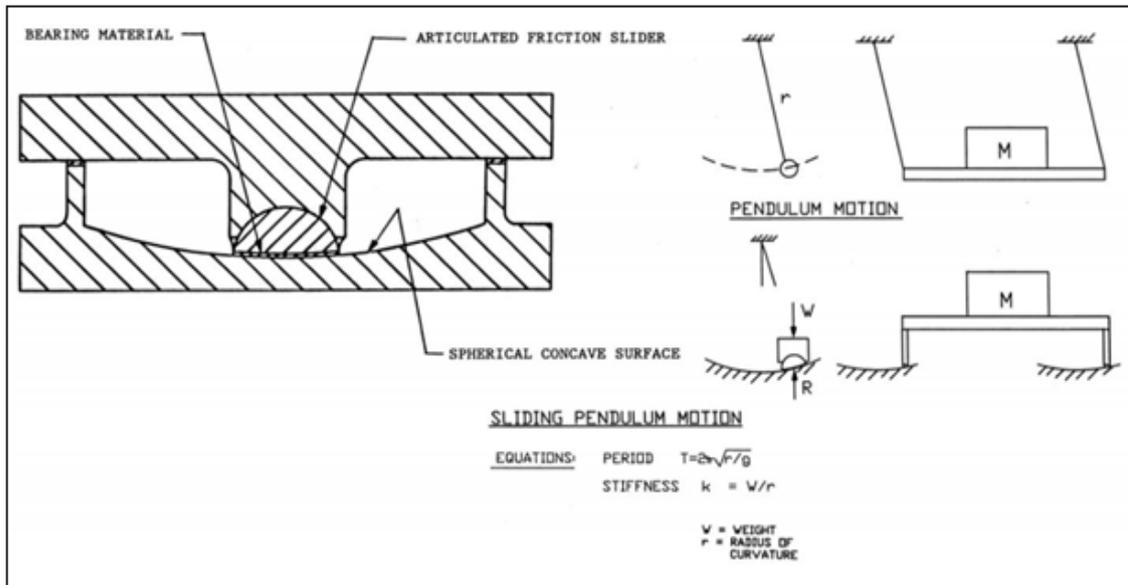


Figure I. 11 : Système de pendule à friction (Courtesy of V. Zayas et al.,1989)

I.4.2.3. Appuis à pendule glissant

Cet appui présenté à la figure (I.12) a été développé à l'Université de Berkeley, en Californie. Une réduction sensible des sollicitations sismiques est assurée par glissement des interfaces. Une force de recentrage est activée par gravité grâce à la concavité de la surface de glissement (portion d'une sphère) lorsque la rotule glissante s'écarte du centre géométrique de l'isolateur qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Cet isolateur a en plus l'avantage d'être assez compact car il est d'une faible épaisseur comparé à un appui élastomère. Il est cependant susceptible de recevoir des chocs si le déplacement réel dépasse le déplacement de conception de l'appui (Zayas, V et Al, 1987).

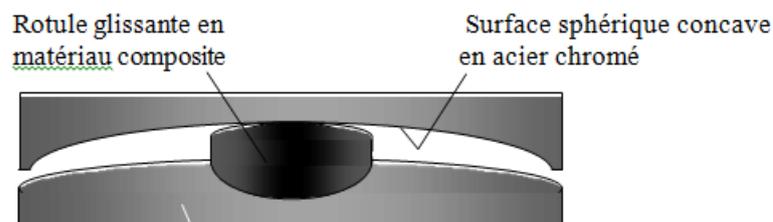


Figure I. 12 : Appuis à pendule glissant (Zayas, V et Al, 1987).

1.4.2.4. Appuis à déformation et glissement

Ce système d'appuis résulte de l'association de plaques de glissement et des appuis à déformation. Cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers en cas de sols mous. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent ce système de protection sismique est très efficace, il peut produire plusieurs glissements (Zayas, V et Al, 1987).

Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base.

Parmi ces appuis, on peut citer:

a) Appui utilisé par l'EDF

Cet appui EDF (Electricité de France) est une combinaison d'une interface de téflon-acier inoxydable montée en série sur un appui élastomère, tel que représentée à la figure (I.13).

L'inconvénient de ce système d'appui est qu'il n'assure pas de force de recentrage pour les efforts élevés. Pour les efforts de vent, l'élastomère assure une bonne stabilité de l'appui. Il limite les efforts dans la structure, c'est pourquoi il a été adopté par Electricité de France pour l'isolation des centrales nucléaires (Gueraud, 1985).

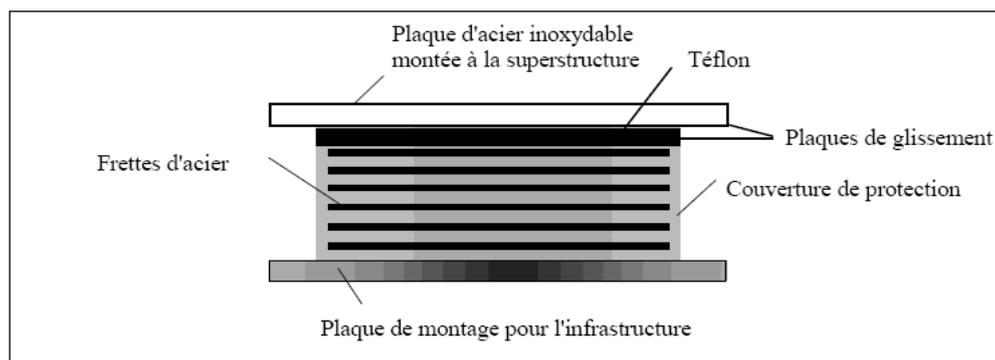


Figure I. 13 : Appui utilisé par l'EDF (Gueraud, 1985)

Ce système a été développé au début des années 70 afin de l'appliquer aux installations des équipements d'une centrale nucléaire ; pour atteindre un niveau de protection très élevée concernant ces équipements pendant une accélération de pic à 0.2g.

Ce système est combiné d'un appui stratifié du néoprène (fabriqué selon des normes de haute qualité) avec une plaque d'alliage de plomb-bronze en contact direct avec l'acier inoxydable, la surface de glissement étant montée sur l'appui d'élastomère figure (I.14).

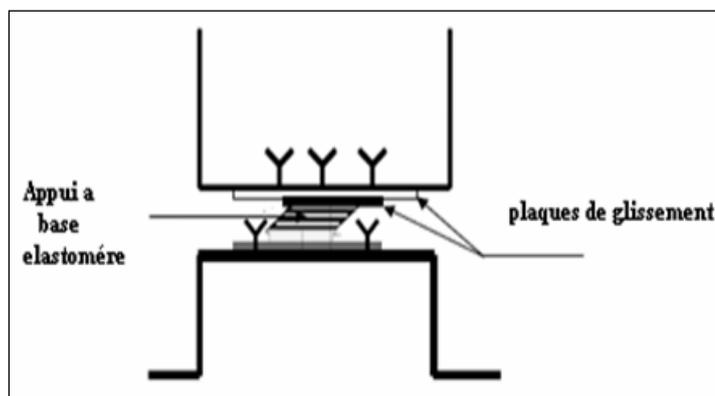


Figure I. 14 : Appui type système de l'Electricité De France (Gueraud, 1985)

L'ensemble de plaques de glissement et des appuis stratifiés du néoprène, sert à éviter l'inconvénient de la présence de sol mou. Et particulièrement, il est très efficace pour les constructions à fondation profonde.

Le coefficient de frottement de la surface de glissement est censé être 0.2 excédant la durée de vie de l'isolateur. Le cylindre du néoprène peut se déplacer avec une distance inférieure à 5.0 centimètre dans une situation normale. Par contre si le déplacement dépasse cette valeur, les éléments de glissement couvriront ce dépassement. Notons que l'inconvénient de ce système est qu'il ne contient aucun dispositif pour la remise des déplacements à zéro, or ces déplacements sont inhérents. Ce système a été utilisé une seule fois pour les installations de la centrale nucléaire à Koeberg, Afrique du Sud (Gueraud, 1985).

b) Appui proposé par N.Mostaghel

Un autre type d'appui à déformation et glissement a été conçu et testé. Il est composé de disques en acier inoxydable superposés, pouvant glisser les uns sur les autres, figure (I.15). Les disques sont recouverts de Téflon afin de diminuer le coefficient de frottement et reliés par un noyau central ou plusieurs noyaux en caoutchouc. Les noyaux sont librement insérés dans l'appui. Leur seul rôle est de distribuer les glissements sur la hauteur de l'isolateur et ils ne portent donc aucune charge verticale.

Une enveloppe en caoutchouc protège les disques contre la poussière et les agents atmosphériques. Le frottement entre les disques empêche les glissements sous l'effet du vent ou des séismes de faible intensité. Lorsque les secousses du sol engendrent des forces horizontales supérieures aux forces de frottement, des glissements se produisent, provoquant la déformation de l'appui. Les déplacements et la vitesse de la superstructure varient peu avec la période d'oscillation, ce qui signifie que la sensibilité du système au contenu fréquentiel du séisme est très faible. Par ailleurs, la vitesse de glissement peut être réduite en augmentant le nombre de plaques (Mostaghel et Al., 1987).

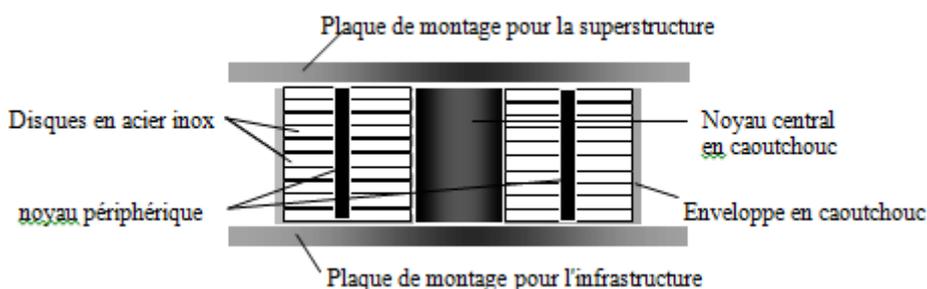


Figure I. 15 : Appui proposé par N. Mostaghel

c) Les systèmes combinés EERC

La combinaison entre les deux systèmes (élastomère et de glissement), a été développée et testée sur une table de vibration à EERC. Dans ce système les poteaux intérieurs de la structure étaient en téflon continué sur les éléments glissant en acier inoxydable, et les poteaux extérieurs sur les appuis caoutchouc naturel-faible amortissement. Les appuis élastomères contrôlent la torsion de la structure tandis que les éléments glissant fournissent l'amortissement. Une variante de ce système a été employée pour rénover plusieurs constructions. Ces structures ont utilisé des appuis en élastomère à fort amortissement et du téflon en acier inoxydable, dans les constructions de l'université, tandis que des plaques d'alliage de plomb-bronze sur un acier inoxydable, dans la construction de l'hôpital, pour le système glissement.

1.4.2.5. Appuis à roulement

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il n'existe que très peu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils présentent.

Ce système se compose de deux plaques en acier (plates ou incurvées) superposées et séparées par des rouleaux.

Selon la qualité du matériau du rouleau ou du roulement à billes, la résistance du système peut être suffisante pour pallier aux charges de services.

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques figure (I.16).

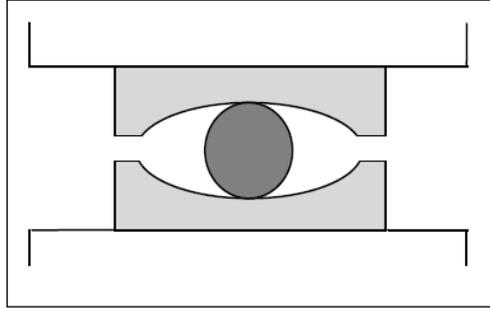


Figure I. 16 : Appui à billes

Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus.

Le principe de fonctionnement est presque identique à celui du système de pendule de glissement. Dans ce système, au lieu d'un glisseur articulé, une bille est employée et mise entre deux surfaces concaves opposantes et le rayon de courbure des surfaces concaves sont remplacé dans ce système par le rayon de la bille adéquat pour atténuer l'effet sismique.

La configuration et la situation initiale sous la charge sismique sont illustrées dans la figure (I.17) :

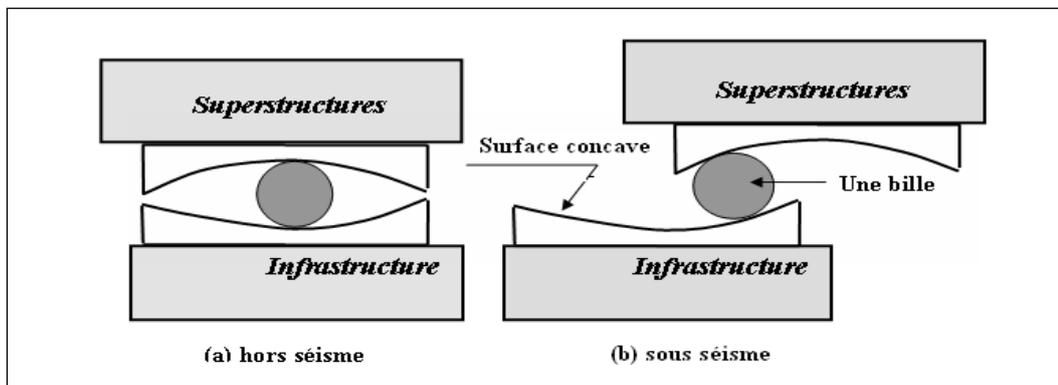


Figure I. 17 : Le principe de base d'un appui à billes (à roulement).

Un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol (Ukraine), doté des appuis à billes, a été exposé aux excitations sismiques et de vent, montrant qu'à chaque déplacement observé est associé par un léger soulèvement instantané de la construction revenant par la suite à sa position initiale. Et pour remédier à cette situation, des amortisseurs parasismiques sont indispensables dans le cas d'un séisme, et un dispositif pour l'atténuation de vent.

Dans la pratique les billes sont employées pour obtenir une isolation parasismique travaillant dans plusieurs directions, mais, dans certains cas, des tiges sont appliquées pour le découplage unidirectionnel. Les propriétés de ce système sont plus avantageuses par rapport à celles du système de pendule de glissement, parce que le frottement du premier est moins que celui du dernier.

Ce système est souvent utilisé pour la fabrication des machines contenant des vibrations. Et il est rarement utilisé dans les constructions de bâtiments à cause de son inconvénient majeur qui réside dans le blocage (c.à.d. la non mobilité) de la bille centrale durant les années sans séisme, ce qui s'expose à son grippage en perdant sa capacité initiale pour un roulement correct pendant un séisme.

I.5. Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie

Les systèmes de contrôle passif avec dissipateurs d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure. Ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts dans cette dernière. Ces dernières années, de sérieux efforts ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie. Les principaux systèmes sont :

I.5.1. Amortisseurs métalliques

Un des mécanismes les plus efficaces disponibles pour la dissipation de l'énergie d'entrée à une structure pendant un tremblement de terre. En structures métalliques traditionnelles, la

conception parasismique dépend de la ductilité des pièces de charpente pour absorber l'énergie sismique. L'idée d'employer les amortisseurs hystérétiques métalliques dans une structure pour absorber une grande partie de l'énergie sismique a commencé par le travail conceptuel et expérimental de (Kelly et al, 1972) et (Skinner et al, 1975). Plusieurs dispositifs d'amortisseurs hystérétiques métalliques considérés par ces chercheurs ont inclus la poutre de torsion, poutre de flexion, la bande-U comme affiché schématiquement dans la figure (I.18) et l'appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb affiché dans la figure (I.8). Ce sont des pièces réalisées en matériaux très ductiles tels que l'acier doux, plomb, alliage malléables, etc. La dissipation d'énergie est obtenue à travers les déformations plastiques auxquelles ils sont soumis lors des déplacements relatifs de la superstructure et des fondations.

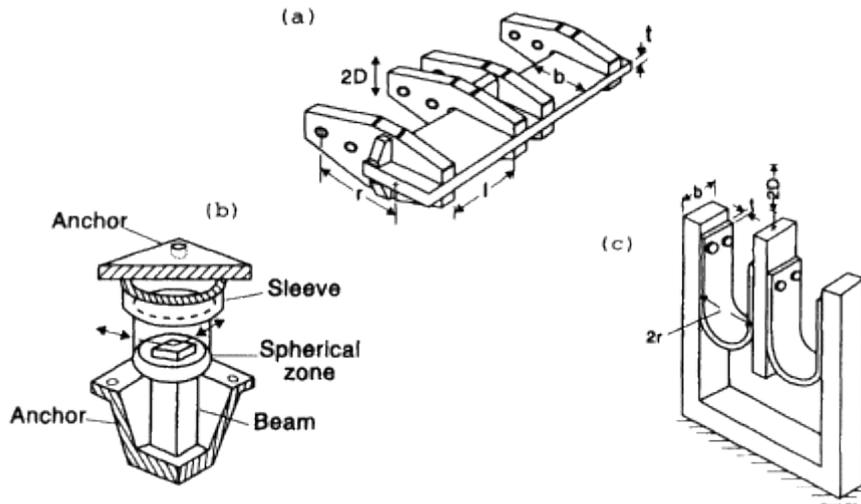
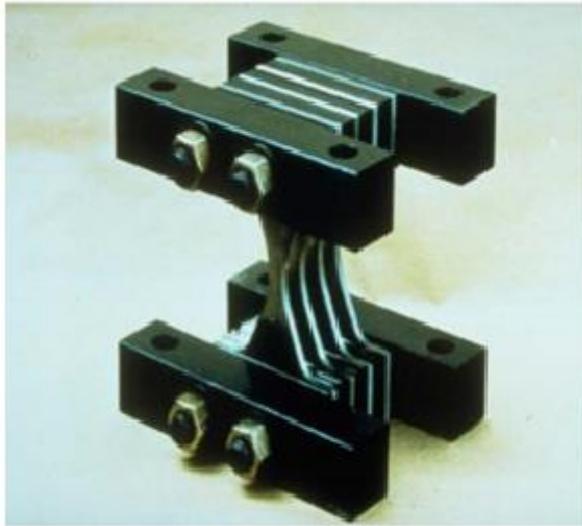


Figure I. 18 : Dispositifs amortisseurs métalliques proposés par (Skinner et al,1975) a) poutre de torsion, b) poutre de flexion, c) la bande-U)

Des progrès considérables ont été accomplis dans le développement des amortisseurs métalliques. Par exemple, on a beaucoup de nouvelles conceptions, y compris les amortisseurs de la forme-X et des plaques triangulaires affichés dans figure (I.19) :



(a)



(b)

Figure I. 19 : Amortisseur TADAS, a) les plaques triangulaires b) les plaques soudées (I.Aiken,2006)

Des nombreuses investigations expérimentales ont été conduites pour déterminer les caractéristiques du fonctionnement de différentes structures de dispositifs. En raison de ce programme de recherche continu, plusieurs produits ont été développés et mis en application.

I.5.2. Amortisseurs à frottement

Le frottement est un mécanisme efficace, fiable, économique, et largement appliqué, le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction qui apparaît sur les boucles d'hystérésis du diagramme efforts-déformations, qui peuvent être rectangulaires. Pour réaliser ce mécanisme de frottement, l'amortisseur comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximal.

I.5.2.1.L'amortisseur de Sumitomo.

L'amortisseur de frottement de Sumitomo a été développé par les industries métallurgiques de Sumitomo au Japon. Pendant des années, l'amortisseur de frottement de Sumitomo était fabriqué pour des applications ferroviaires, mais il est maintenant étendu aux structures (Fahim Sadek, 1996; Robert.D, 1993; Michael D,

2004;T.Soong, 1994). La (figure 1.20) montre la construction d'un amortisseur de frottement typique de Sumitomo. Le dispositif se compose des plaquettes de cuivre, imbibées du graphite en contact avec le cylindre en acier du dispositif. La charge sur la surface de contact est développée par une série de cales qui agissent sous la compression des ressorts de rondelle de Belleville. Le graphite sert à lubrifier la surface de glissement et d'assurer un coefficient de frottement stable et un fonctionnement silencieux (Fahim Sadek, 1996; T.Soong, 1994).

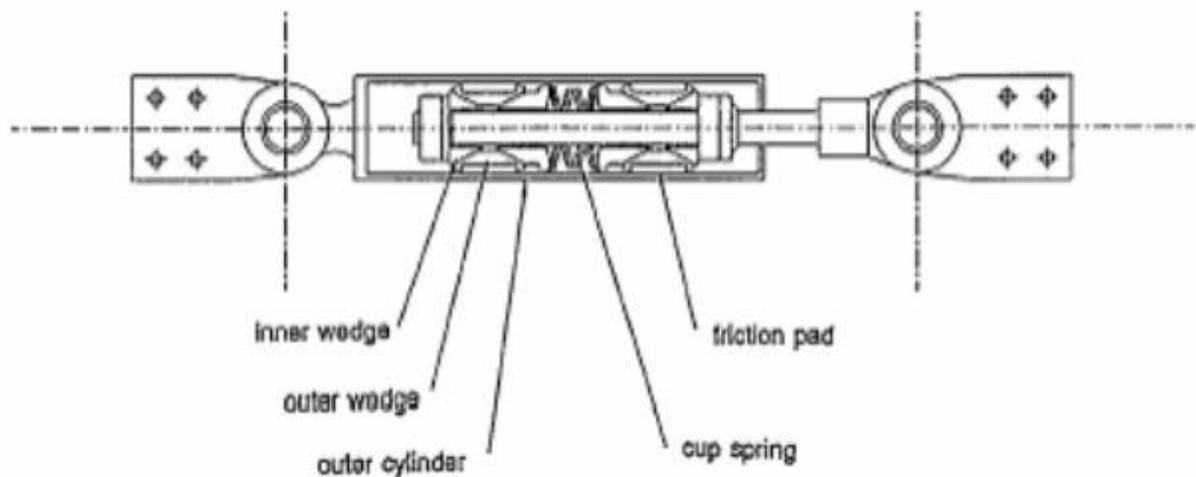


Figure I. 20 : L'amortisseur de Sumitomo (T.Soong, 1994)

1.5.2.2. L'amortisseur de Pall

Un exemple d'amortisseur qui emploie également le frottement de Coulomb pour absorber l'énergie lors d'un événement séismique est le dispositif de frottement proposé par Pall et Marsh (1982) et Pall et al. (1987). C'est un dispositif qui peut être situé à l'intersection des contreventements en croix dans le cadre comme le montre la figure (I.21) (Fahim Sadek, 1996). Une fois la charge séismique est appliquée, le croisillon de tension induit un glissement au niveau du frottement. Par conséquent, les quatre liens forcent le croisillon de compression à glisser. De cette manière, l'énergie est absorbée dans les deux croisillons quoiqu'ils soient conçus pour être efficaces dans la traction seulement. Le dispositif est conçu pour empêcher le glissement sous les charges de service normales. Filiatrault et Cherry (1987) et d'Aiken et al. (1988) montrent l'efficacité de ces dispositifs en prouvant une augmentation importante de la capacité de dissipation d'énergie et en réduisant le déplacement inter-étage par rapport aux structures en portiques sans de tels dispositifs. Filiatrault et Cherry (1990) ont développé une méthode de conception pour estimer la répartition des charges optimales de glissement pour les amortisseurs de frottement de Pall.

Le critère de conception est de réduire au minimum un index relatif d'exécution dérivé utilisant des concepts d'énergie. Le dispositif a été utilisé dans plusieurs bâtiments au Canada, l'Inde, les Etats-Unis et la Chine (Fahim Sadek, 1996; T.Soong, 1994).



Figure I. 21 : L'amortisseur de Pall et son installation (Ian Aiken, 2006)

1.5.2.3. Amortisseur boulonné encoché

Fitzgerald et al. (1989) ont proposé un dispositif de frottement qui permet au glissement d'avoir lieu dans les raccords boulonnés encochés figure (I.22) (Fahim Sadek, 1996; T.Soong, 1994, Vicente Ruiz et Al.). L'amortisseur boulonné encoché se compose de plaques d'acier qui sont boulonnées ensemble avec une force de fixation spécifique. La force de fixation est telle que le glissement peut se produire à une force de frottement prédéterminée (Michael D. Symans, 2004) . L'interface glissante se compose seulement de l'acier. Une amélioration a été présentée par Grigorian et Popov (1993) qui ont examiné un raccordement boulonné encoché semblable à celui de Fitzgerald, excepté que l'interface de glissement s'est composée du laiton et de l'acier, une telle interface a présenté une caractéristique de friction plus stable que l'interface en acier. Des essais de simulateur de tremblement de terre d'un modèle à trois étages d'acier avec le raccordement encoché ont été effectués par Grigorian et Popov (1993) qui ont montré l'efficacité du dispositif en réduisant la réponse (Fahim Sadek, 1996).

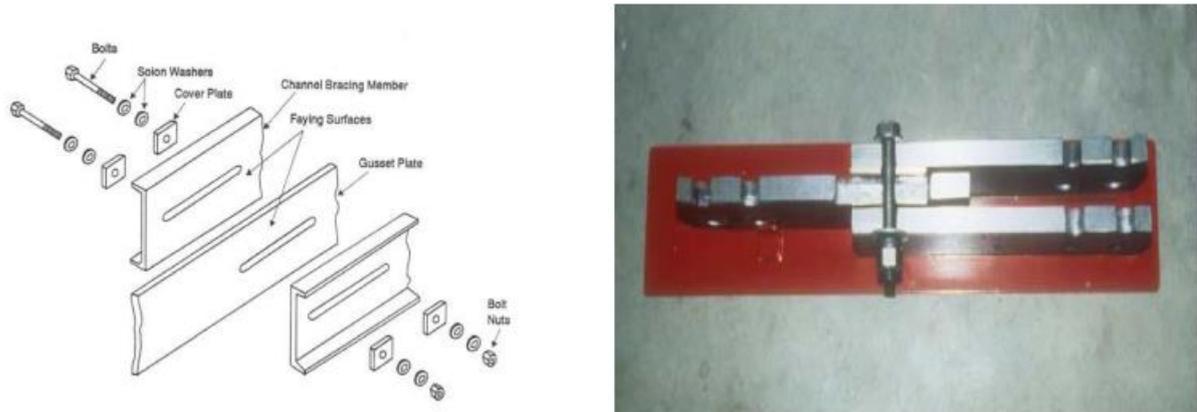


Figure I. 22 Amortisseur boulonné encoché (Connection de Fitzgerald (1989)) (Ian Aiken, 2006)

1.5.2.4. La contrainte de dissipation d'énergie

Fluor Daniel, a développé et testé un type unique de dispositif de frottement, appelé la contrainte de dissipation d'énergie (Energy Dissipating Restraint (EDR)). L'EDR est caractérisé par des possibilités d'auto-centrage et la charge de glissement est proportionnelle au déplacement (Robert.D. Hanson, 1993; T.Soong, 1994). Ainsi c'est le seul dispositif de friction qui produit des boucles d'hystérésis non-rectangulaires et il est activé même par de petites excitations.

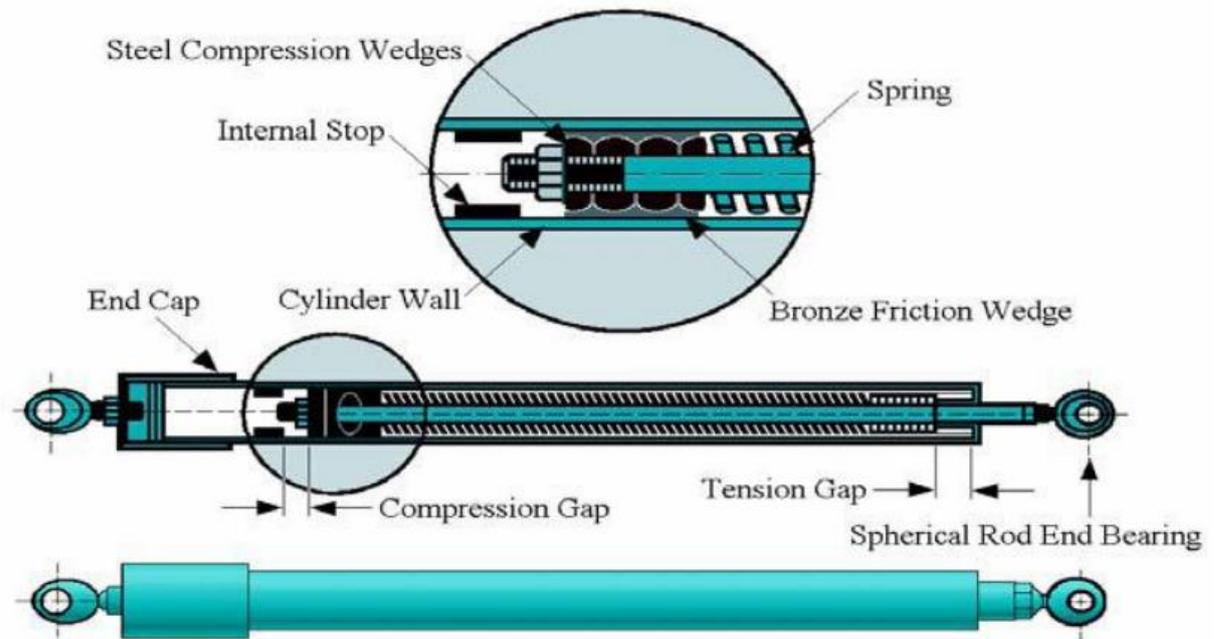


Figure I. 23 : Vues extérieure et intérieure du système EDR (Fahim Sadek, 1996)

Ce dispositif inclut également un ressort interne et des cales encastrées dans un cylindre en acier figure (I.23). L'EDR utilise des cales de compression en acier et des cales de frottement en bronze afin de transformer la force axiale de ressort en pression normale agissant vers l'extérieur sur la paroi de cylindre. La surface de frottement est formée par l'interface entre les bords en bronze et le cylindre en acier, La composition de l'interface est d'importance primordiale pour assurer la longévité du dispositif. Des arrêts internes sont assurés dans le cylindre afin de créer les lacunes de tension et de compression. Il convient de mentionner que la longueur du ressort interne peut être changée lors du fonctionnement, offrant une force de frottement à glissement variable (Felix Weber, 2006).

I.5.3. Amortisseurs viscoélastiques (VE)

Les amortisseurs viscoélastiques se composent des matériaux viscoélastiques VE de grands amortissements tels que le caoutchouc, les polymères, et les substances vitreuses pour dissiper et absorber l'énergie par la déformation de cisaillement. Un amortisseur VE typique contient des couches des matériaux VE sur des plaques métalliques suivant les indications de la figure (I.24a). Des composants d'amortisseur VE sont montés sur une structure en tant qu'une partie de la membrure, voir la figure (I.24b) et sur un système des diagonales de contreventement, voir la figure (I.24c). La déformation de cisaillement se produit et l'énergie est absorbée quand la vibration structurale induit le mouvement relatif entre les ailes horizontales des plaques métalliques externes et la plaque centrale (Ian Aiken, 2006).

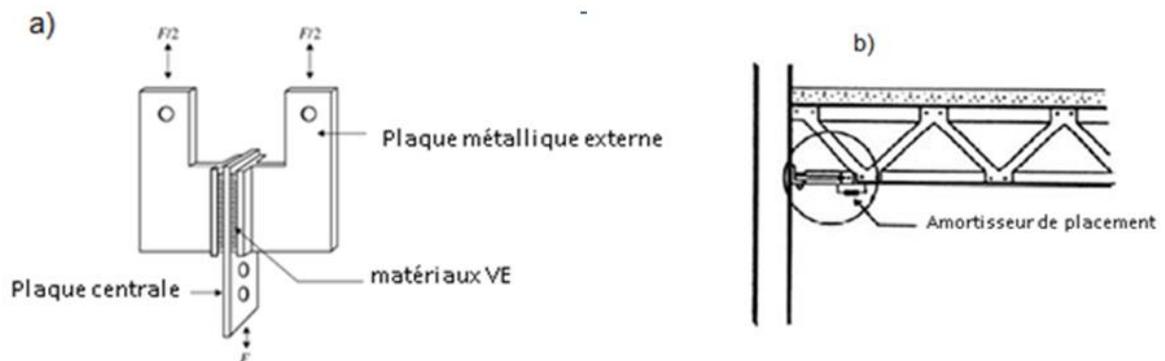


Figure I. 24: Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure

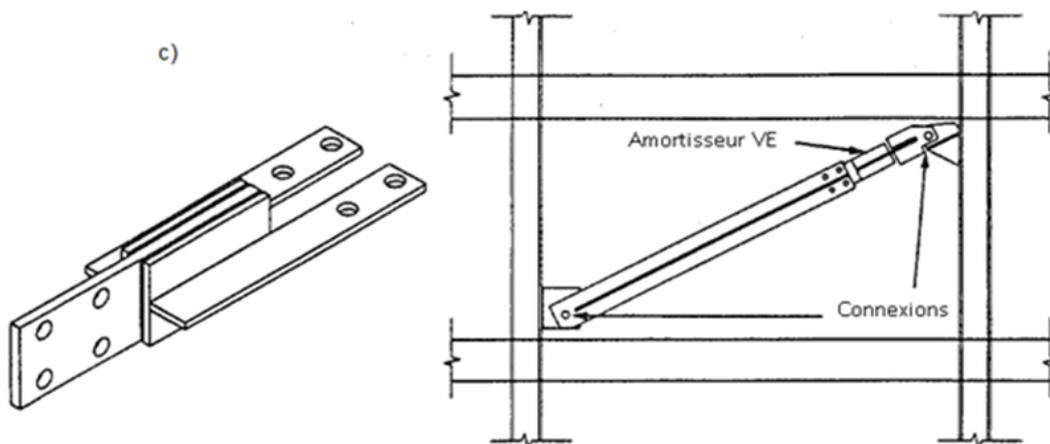


Figure I. 25 : Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure

I.5.4. Amortisseurs fluides visqueux

Les amortisseurs métalliques, frottements et amortisseurs VE tous utilisent l'action des solides pour améliorer la performance des structures soumises aux excitations environnementales. L'utilisation du fluide visqueux pour la réduction de choc et de vibration est bien connue à l'industrie lourde et militaire.

Dans les années 70, la première mise-en-place complète des amortisseurs fluides visqueux a été faite pour des ponts en Italie. Dans les années 80, des efforts importants ont été faits pour développer cette technologie industrielle pour les structures de génie civil. Ces efforts ont mené au développement, l'analyse et la modélisation, le test et la mise-en-place complète des amortisseurs fluides visqueux.

Le concept des amortisseurs fluides visqueux est affiché sur la figure (I.25).

Une conception simple est réalisée avec dashpot classique, et la dissipation se produit en convertissant l'énergie cinétique en chaleur pendant que le piston se déplace et déforme un fluide épais et très visqueux. Cet amortisseur liquide visqueux, voir la figure (I.25a) a été fabriqué pour la première fois par le contrôle de vibration de GERB et utilisé comme composant des systèmes sismiques avec isolateurs à la base. Le mouvement relatif d'un amortisseur piston dans l'amortisseur du boîtier provoque le fluide visqueux pour entrer et sortir dans les deux sens à travers l'orifice, et l'énergie a absorbée par le frottement entre le fluide visqueux et l'orifice.

Le concept employé dans la superstructure apparaît dans la conception alternative du mur d'amortissement visqueux (VDW), voir la figure (I.25b), a été élaboré par l'entreprise

de construction Japonaise Sumitomo (Aiken et Kelly J.M, 1990), le piston est simplement une plaque métallique provoquer pour se déplacer dans son plan dans un récipient rectangulaire en métallique étroit est rempli de fluide visqueux. Pour installer un VDW, le piston est fixé au plancher ci-dessus, et le récipient est fixé au plancher ci-dessous. Le mouvement des planchers déforme le fluide, ainsi le frottement entre la plaque intérieure et le fluide visqueux absorbe l'énergie.

Semblable aux amortisseurs VE, les amortisseurs fluides visqueux se comportent linéairement avec la température et liés à la fréquence. Des joints de haute résistance sont exigés pour empêcher le fluide visqueux de son fuir. Le coût de cet amortissement relativement bas par contre son efficacité est haute.

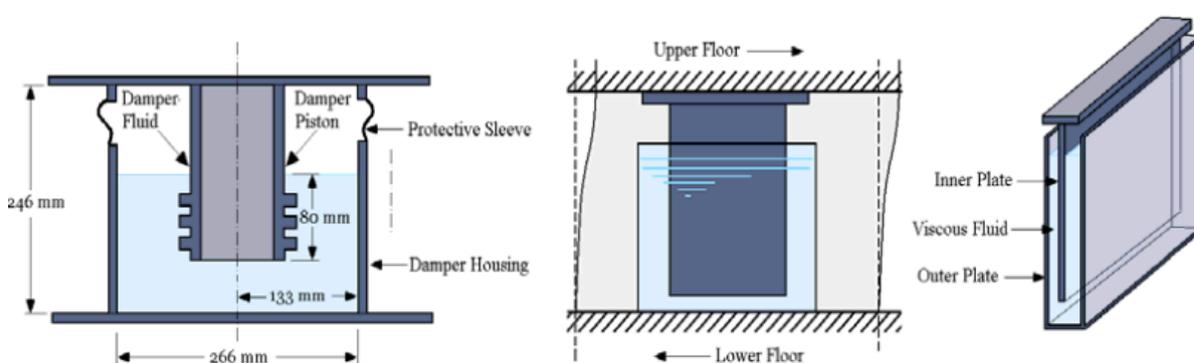


Figure I. 26 : a) Amortisseur à fluide de récipient cylindrique de GERB. b) Mur d'amortissement visqueux (VDW) (M.D.Symans et Al., 1998)

I.6. Conclusion

Au cours des 20 dernières années, des technologies innovatrices comme les dispositifs de dissipation d'énergie et d'isolation à la base ont été développées, et elles ont servi à améliorer la performance sismique des bâtiments. Les dispositifs de dissipation d'énergie comme les amortisseurs peuvent diminuer les dommages potentiels aux bâtiments en absorbant une quantité significative de l'énergie produite dans un bâtiment lors d'une secousse sismique et les isolateurs à la base jouent le rôle de couche flexible entre la fondation et le bâtiment; par conséquent, les mouvements du sol ont une faible incidence sur la structure du bâtiment. L'isolation à la base est une solution technique qui peut atténuer les accélérations importantes du sol et les mouvements inter-étages.

Contenu

I.1.	Introduction	6
I.2.	Bref historique.....	10
I.3.	Principe de l'isolation sismique.....	11
I.4.	Types de dispositifs d'isolation	15
I.4.1.	Système à base d'élastomère	16
I.4.1.1.	<i>Isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement</i>	16
I.4.1.2.	<i>Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement</i>	18
I.4.1.3.	<i>Isolateur élastomérique avec noyau de plomb</i>	20
I.4.2.	Système à base de glissement.....	22
I.4.2.1.	<i>Appuis à friction</i>	22
I.4.2.2.	<i>Appui à pendule de friction</i>	23
I.4.2.3.	<i>Appuis à pendule glissant</i>	25
I.4.2.4.	<i>Appuis à déformation et glissement</i>	26
I.4.2.5.	<i>Appuis à roulement</i>	28
I.5.	Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie.....	30
I.5.1.	Amortisseurs métalliques.....	30
I.5.2.	Amortisseurs à frottement.....	32
I.5.2.1.	<i>L'amortisseur de Sumitomo</i>	32
I.5.2.2.	<i>L'amortisseur de Pall</i>	33
I.5.2.3.	<i>Amortisseur boulonné encoché</i>	34
I.5.2.4.	<i>La contrainte de dissipation d'énergie</i>	35
I.5.3.	Amortisseurs viscoélastiques (VE).....	36
I.5.4.	Amortisseurs fluides visqueux.....	37
I.6.	Conclusion	38

Figure I. 1: Diagramme de système de contrôle Passif	7
Figure I. 2: Diagramme de système de contrôle actif	8
Figure I. 3: Diagramme de système de contrôle semi-actif	10
Figure I. 5 : Courbe de réponse idéale (Shoi Chi Yamaguchi et Al., 1989)	14
Figure I. 6 : Appui Elastomérique	17
Figure I. 7 : Isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles (Creator, Aiken, Ian D. James M. Kelly Collection: NM0034. Courtesy of NISEE)	19
Figure I. 8 : Schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDR)	19
Figure I. 9 : Isolateur de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB)	21
Figure I. 10 : Appui à friction	22
Figure I. 11 : Système de pendule à friction (Courtesy of NISEE).....	24
Figure I. 12 : Système de pendule à friction (Courtesy of V. Zayas et al.,1989).....	25
Figure I. 13 : Appuis à pendule glissant (Zayas, V et Al, 1987).....	25
Figure I. 14 : Appui utilisé par l'EDF (Gueraud, 1985)	26
Figure I. 15 : Appui type système de l'Electricité De France (Gueraud, 1985).....	27
Figure I. 16 : Appui proposé par N. Mostaghel	28
Figure I. 17 : Appui à billes	29
Figure I. 18 : Le principe de base d'un appui à billes (à roulement).	29
Figure I. 19 : Dispositifs amortisseurs métalliques proposés par (Skinner et al,1975) a) poutre de torsion, b) poutre de flexion, c) la bande-U).....	31
Figure I. 20 : Amortisseur TADAS, a) les plaques triangulaires b) les plaques soudées (I.Aiken,2006)	32
Figure I. 21 : L'amortisseur de Sumitomo (T. Soong, 1994)	33
Figure I. 22 : L'amortisseur de Pall et son installation (Ian Aiken, 2006)	34
Figure I. 23 Amortisseur boulonné encoché (Connection de Fitzgerald (1989)) (Ian Aiken, 2006) .	35
Figure I. 24 : Vues extérieure et intérieure du système EDR (Fahim Sadek, 1996).....	35
Figure I. 25: Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure.....	36
Figure I. 26 : Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE a) Détail d'un amortisseur VE, b) Connexion de l'amortisseur VE à la membrure.....	37
Figure I. 27 : a) Amortisseur à fluide de récipient cylindrique de GERB. b) Mur d'amortissement visqueux (VDW) (M.D.Symans et Al., 1998)	38

II. MODÉLISATION DES SYSTÈMES D'ISOLATION À LA BASE

II.1. Introduction

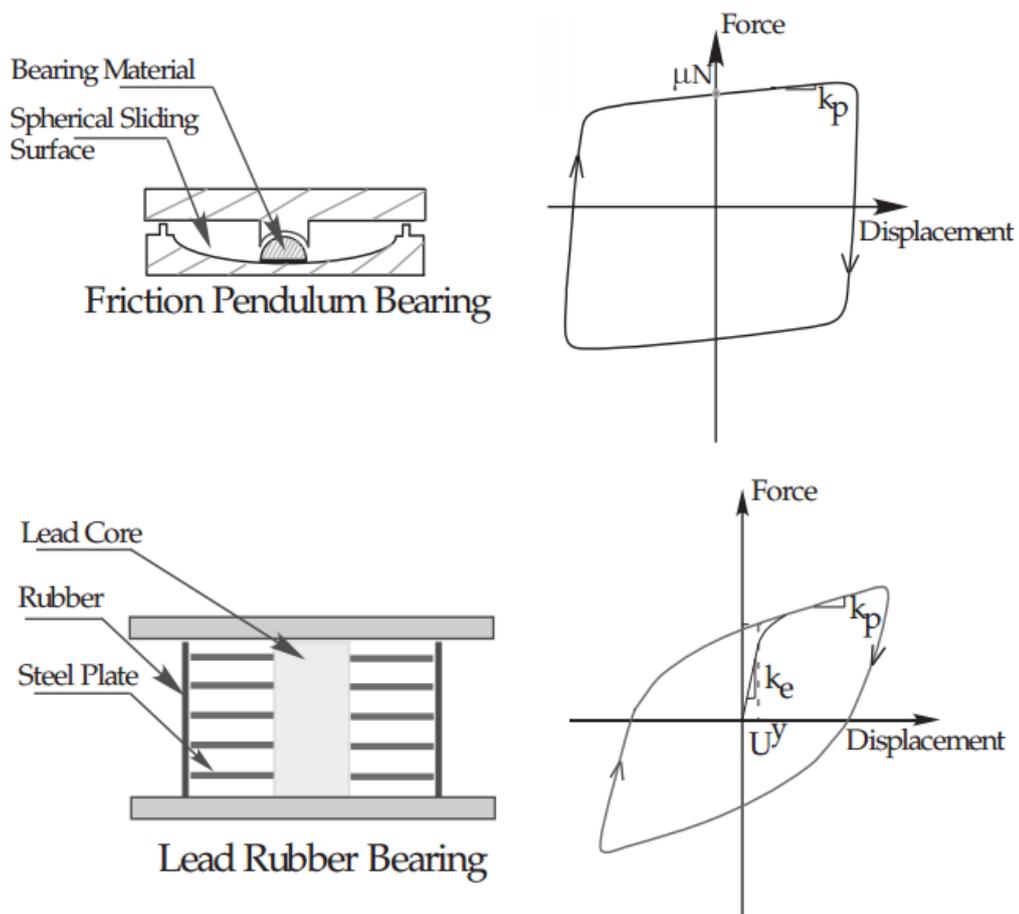
Le concept de base de l'isolation parasismique à la base est de minimiser la force sismique transmise dans une superstructure, et en même temps limiter la déformation de l'isolateur à l'intérieur d'une plage admissible. Une superstructure est prévue pour absorber sensiblement moins d'énergie par rapport au niveau du système d'isolation à la base. La capacité sismique d'une structure correspond à la réponse de sa superstructure considérée comme étant un corps rigide. Ainsi, la superstructure peut être libérée à partir de plusieurs conditions qui ont limité les bâtiments conventionnels d'avoir une capacité suffisante d'absorption d'énergie (ductilité). En sélectionnant soigneusement le type des dispositifs d'isolation et leurs localisations, la superstructure peut être relâchée par l'influence nuisible des vibrations de torsion qui est causée par une excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité de la superstructure. Par conséquent, un système d'isolation à la base peut fournir une procédure de conception beaucoup plus souple et simple qu'un système conventionnel.

La conception sismique conventionnelle fournit une forte capacité d'appui pour la charge verticale (à l'exception de la charge sismique). En réalité, le poids de la structure est la principale charge de dimensionnement d'un bâtiment isolé à la base. Cette charge devrait être alors estimée avec précision dans le calcul, et la construction devrait également être réalisée avec précision selon des recommandations strictes.

Différents niveaux de modélisation peuvent être mis en place pour une structure isolée à la base, de ceux qui sont simples à ceux qui sont compliqués. L'analyse par accélérogramme avec ces modèles est un moyen efficace pour obtenir une réponse réelle. Plusieurs niveaux de modèles d'analyse de réponse peuvent être établis conformément aux objectifs recherchés, de ceux qui sont simples à ceux qui sont plus compliqués (A.M. Reinhorn, 1994).

II.2. Modèles pour les systèmes d'isolations

Il y a de nombreux éléments d'isolation qui peuvent être considérés ou utilisés pour la modélisation du système d'isolation à savoir : les éléments visqueux, les éléments élastiques, l'hystérésis pour les appuis en élastomère bilinéaire et les éléments hystérétiques pour les appuis à glissements. Les éléments hystérétiques peuvent être uniaxial ou biaxial, et les éléments linéaires élastiques et visqueux sont pris en considération pour la modélisation des appuis élastomériques linéaires et des amortisseurs à fluide. La figure (II.1) montre les caractéristiques force-déplacement des systèmes suivants : Le pendule de frottement, le dispositif LRB et l'appui élastomérique linéaire.



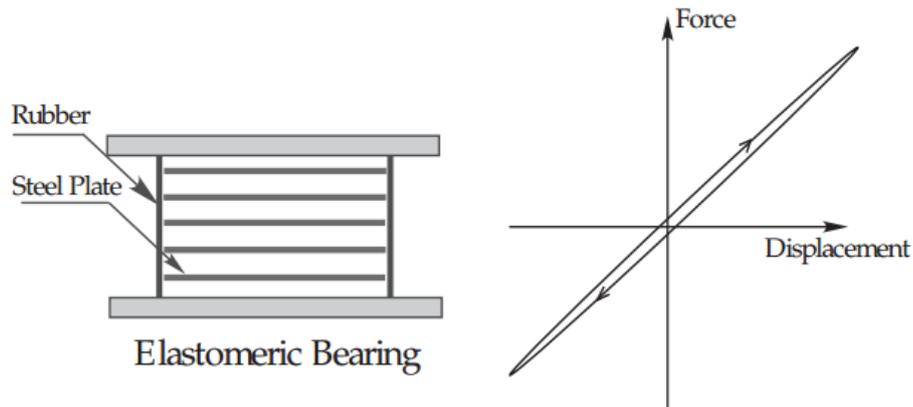


Figure II. 1 Courbe force-déplacement pour différents appuis parasismiques (Courtesy of (A.M. Reinhorn, 1994)

Le comportement hystérétique bi-axial des appuis élastomères bilinéaires et pour les appuis de frottement sont modélisés par les équations d'interaction bi-axiale du modèle de Bouc-Wen (Wen, Y. K. , 1976). En amont de la conception, il est impératif de comprendre certaines choses. Considérons un appui sous un poteau d'un bâtiment comme montré dans la figure (II.2). Lorsque cette structure est soumise à un fort séisme, les appuis se déplacent selon les deux directions horizontales, portant les composantes de déplacements U_x et U_y figure (II.3). Un moment de torsion se développe au niveau de l'appui, mais l'influence de ce moment de torsion par rapport au couple total appliqué à la structure montée sur appuis parasismiques est insignifiant. En outre, les forces latérales seront développées et présentent une interaction biaxiale, naturellement ces forces s'opposent à la direction de mouvement figure (II.4).

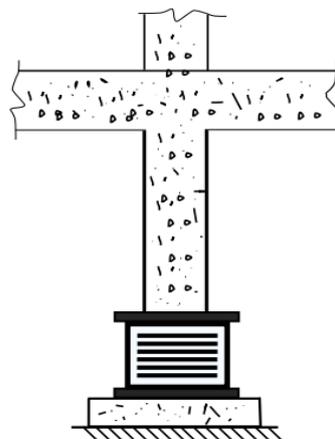


Figure II. 2 : Appui parasismique sous poteau d'un bâtiment

La direction de la force mobilisée F dans les appuis en élastomère est donnée par :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\dot{U}_x}{\dot{U}_y} \right) \quad \dot{U} = \sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2} \quad (2.1)$$

Les caractéristiques force-déplacement de l'appui sont présentés dans la figure (II.1).

Nous pouvons écrire les équations mentionnées ci-dessus par le modèle de Bouc-Wen (Wen, Y. K., 1976) ; A.M. Reinhorn et Al, 1994) :

$$U^y \times \begin{Bmatrix} \dot{z}_x \\ \dot{z}_y \end{Bmatrix} = \alpha \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} - Z_w \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

$$Z_w = \begin{bmatrix} Z_x^2 (\gamma \text{Sign}(\dot{U}_x Z_x + \beta) & Z_x Z_y (\gamma \text{Sign}(\dot{U}_y Z_y + \beta) \\ Z_x Z_y (\gamma \text{Sign}(\dot{U}_y Z_x + \beta) & Z_y^2 (\gamma \text{Sign}(\dot{U}_y Z_y + \beta) \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Z_x et Z_y : les variables hystérétiques adimensionnelles qui sont limitées par les valeurs (-1) et (+1)

α, β, γ : Quantités adimensionnelles

\dot{U}_x, \dot{U}_y : Vitesses dans les directions X et Y

U^y : Déplacement d'écoulement.

Lorsque l'écoulement commence l'équation (2.3) conduit à $Z_x = \cos \theta$ and $Z_y = \sin \theta$

(considérant $\alpha=1, \beta=0.1, \gamma=0.9$; cela donne : $\frac{\alpha}{(\beta+\gamma)}=1$)

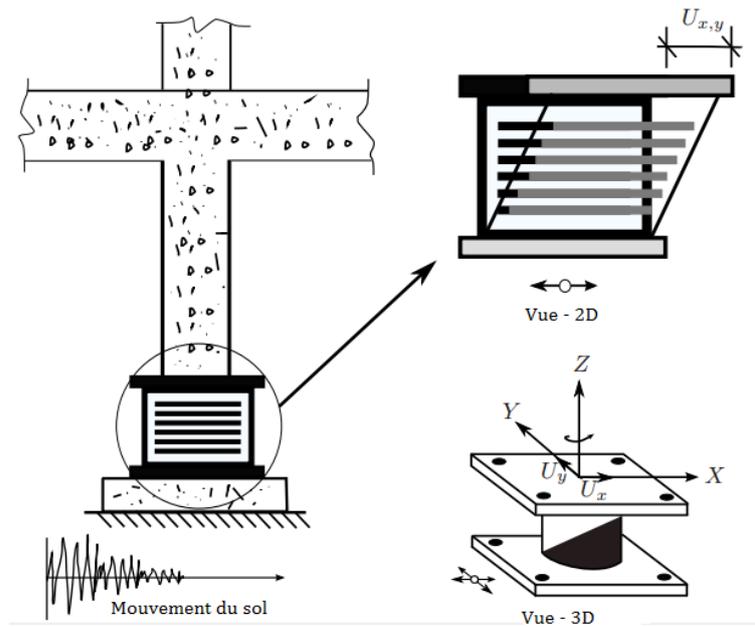


Figure II. 3: Appui sous poteau excité par un mouvement sismique du sol

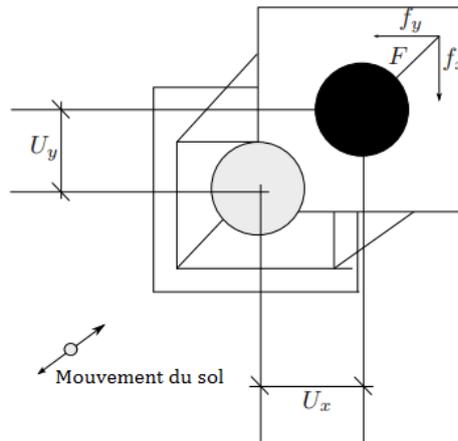


Figure II. 4: Forces latérales développées dans l'appui parasismique

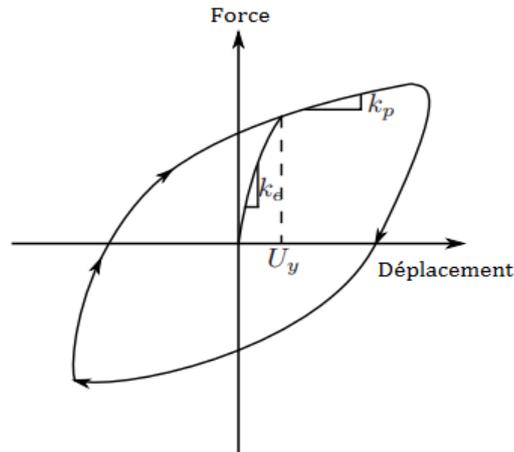


Figure II. 5: Caractéristique force-déplacement de l'appui parasismique

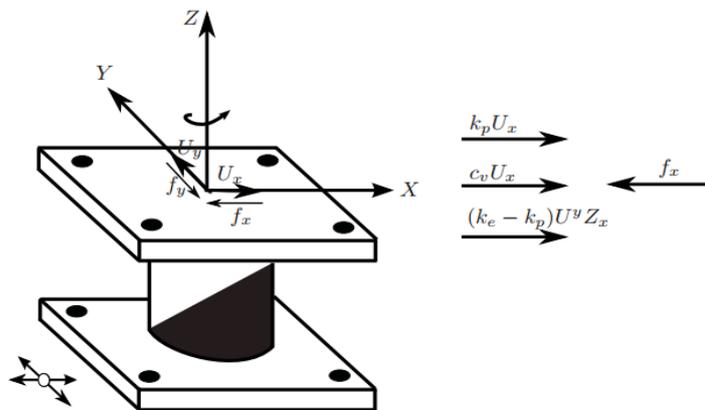


Figure II. 6: Bilan de l'équilibre des forces dans l'appui parasismique

L'interaction bi-axiale peut être négligée lorsque les termes non diagonaux de la matrice dans l'équation (2.3) sont remplacés par des valeurs nulles. Cela résulte dans le modèle uni-axial avec deux éléments indépendants dans les deux directions orthogonales.

Les forces mobilisées dans les appuis élastomériques peuvent être modélisées par un modèle élastique viscoplastique avec écrouissage. Les équations caractérisant les forces F sont les suivantes :

$$f_x = k_p U_x + c_v \dot{U}_x + (k_e - k_p) U^y z_x \quad (2.4)$$

$$f_y = k_p U_y + c_v \dot{U}_y + (k_e - k_p) U^x z_y \quad (2.5)$$

D'où :

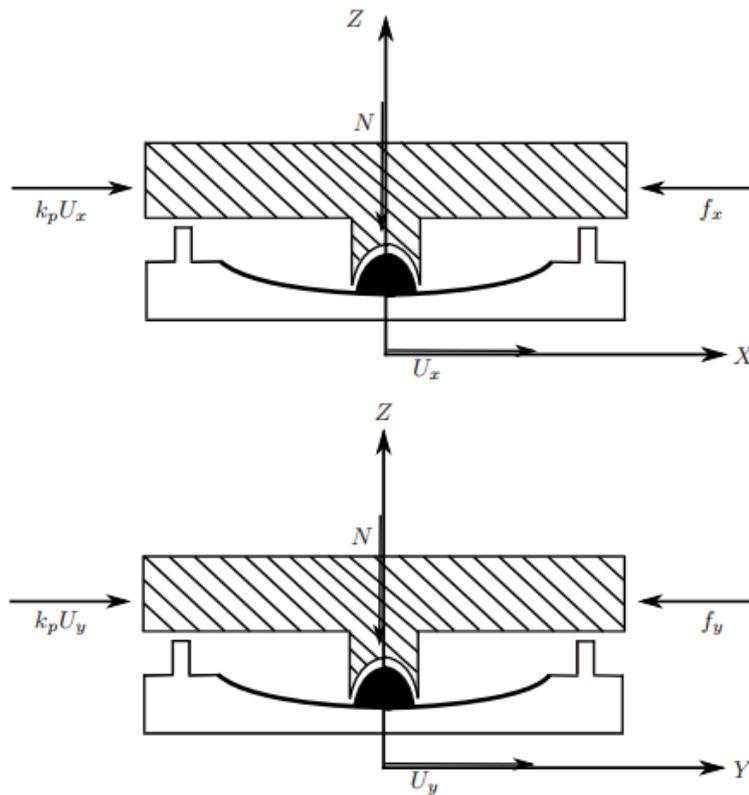


Figure II. 7: Équilibre des forces dans le système FPS

K_e : Rigidité élastique

K_p : Rigidité post-élastique

c_v : Coefficient d'amortissement visqueux de l'appui parasismique ou du dispositif

L'équation (2.3) peut également être utilisée pour modéliser les appuis à glissements à surface coulissante plate ou sphérique au moyen d'un petit déplacement post-élastique U^y (en raison du comportement plastique rigide et à grande rigidité).

Posant $c_v = 0$ et $(K_e - K_p) U^y = \mu N$

μ : Coefficient de frottement

N : La force normale moyenne dans l'appui parasismique

La figure (II.7) présente l'équilibre des forces au niveau de l'appui parasismique. Les forces mobilisées dans l'appui seront écrites comme suit : (voir aussi la figure des caractéristiques force-déplacement de frottement).

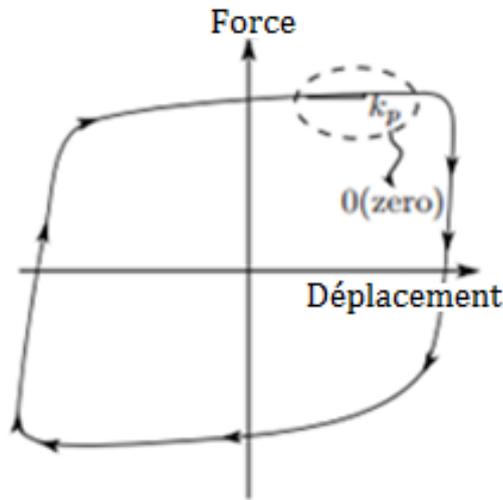


Figure II. 8: Rigidité Post-élastique négligeable pour système FPS

$$f_x = k_p U_x + \mu N z_x \quad (2.6)$$

$$f_y = k_p U_y + \mu N z_y \quad (2.7)$$

$k_p U_x$ et $k_p U_y$ représentent les forces de recentrages dues à la surface sphérique de l'appui à pendule de friction et de la surface plate du coulissant (glisseur). Les équations (2.6) et (2.7) peuvent être écrites sous formes simplifiées en considérant que la quantité de k_p est négligeable :

$$f_x = \mu N z_x \quad (2.8)$$

$$f_y = \mu N z_y \quad (2.9)$$

Nous aboutissons donc à la même équation trouvée par (Constantinou et al., 1994).

De la même manière, d'autres dispositifs tels que les amortisseurs à fluide non linéaires peuvent être également modélisés à l'aide de l'équation (2.3).

z_x, z_y remplacent la fonction signe ($sign(x) = |x|/x = x/|x|$).

II.3. Modélisation mathématique des appuis parasismiques

II.3.1.1. Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-rubber bearings) (LRB)

Ce type d'isolateur se compose de couches alternées de caoutchouc et d'acier liées les unes aux autres autour d'un cylindre de plomb pur, inséré au centre de ces couches d'acier et de caoutchouc. Le cylindre en plomb contrôle les déplacements latéraux de la structure sous des surcharges de service, absorbe une partie de l'énergie sismique. Le système se comporte comme un amortisseur hystérétique et le modèle mathématique est donné par les figures ci-dessous (II.9) et (II.10).

II.3.1.2. Système d'isolation en caoutchouc avec amortisseur en barreau de plomb LRB

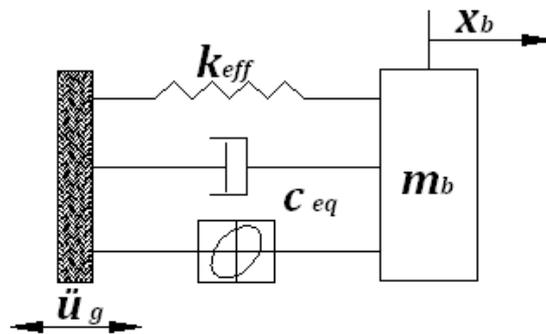


Figure II. 9: Modèle mathématique pour un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb

Pour déterminer les propriétés du système LRB (la rigidité effective et l'amortisseur équivalent), le modèle bilinéaire de la courbe caractéristique est employé.

L'équation de mouvement du système LRB est donnée comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + C_{eq}\dot{x}_b + K_{eff}x_b = 0 \quad (2.10)$$

$$m_b\ddot{x}_b + C_{eq}\dot{x}_b + K_{eff}x_b = -m_b\ddot{u}_g \quad (2.11)$$

II.3.1.3. Structure à N DDL montée sur système d'isolation (LRB)

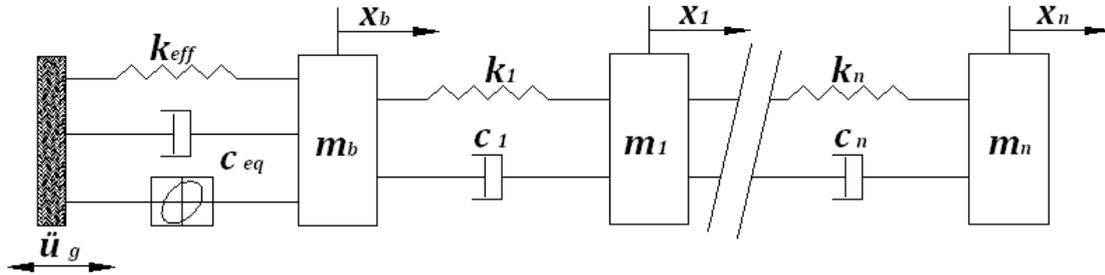


Figure II. 10: Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

Donc l'équation de mouvement d'une structure à N DDL montée sur un système LRB, qui emploie les valeurs de rigidité effective et d'amortissement équivalent, elle est donnée comme suit :

$$(m_b + \sum_{i=1}^n m_i) \ddot{x}_b + C_{eq} \dot{x}_b + K_{eff} x_b + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i + \sum_{i=1}^n c_i \dot{x}_i + \sum_{i=1}^n k_i x_i = -(m_b + \sum_{i=1}^n m_i) \ddot{u}_g \quad (2.12)$$

Avec :

K_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation.

C_{eq} : Le coefficient d'amortissement équivalent linéaire.

ξ_{eq} : Le rapport d'amortissement équivalent linéaire.

et

$$C_{eq} = 2\xi_{eq} \sqrt{MK_{eff}} \quad (2.13)$$

$$\xi_{eq} = \Delta E / (2\pi K_{eff} D_D^2) \quad (2.14)$$

Où, ΔE est l'énergie totale dissipée et D_D le déplacement de conception.

II.3.2. Isolateur à pendule de friction (FPS)

Ce système d'isolation constitué de rotule glissante se déplace le long de la surface sphérique concave en acier inoxydable. Le mouvement de la rotule est similaire à celui d'un mouvement oscillatoire et permet également à la structure de s'élever. Au fur et à mesure que la rotule s'élève le long de la surface sphérique concave, la rotule développe

une force de résistance latérale qui est égale à l'effet combiné d'une force de frottement dynamique et d'une force de rappel de la gravité. Cela assure l'amortissement nécessaire à l'absorption de l'énergie sismique. Le modèle mathématique est donné par les figures ci-dessous (II.11) et (II.12).

II.3.2.1. Système d'isolation à pendule de friction (FPS)

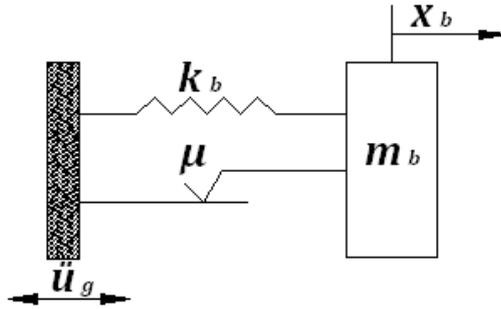


Figure II. 11: Modèle mathématique pour un système d'isolation à pendule de friction (FPS).

La force latérale développée dans le système d'isolation est donnée comme suit :

$$F = \frac{W}{R} x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) \quad (2.15)$$

x_b : Le déplacement de la base.

R : Le rayon de courbure de la surface sphérique concave de glissement.

W : Le poids de la structure.

μ : Le Coefficient de frottement de la surface de glissement.

Le système sous l'accélération du sol \ddot{u}_g est représenté par l'équation de mouvement suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad (2.16)$$

Remplaçant l'équation (2.15) dans l'équation (2.16), on aura :

$$m_b \ddot{x}_b + \left(\frac{W}{R} \right) x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -m_b \ddot{u}_g \quad (2.17)$$

Le rapport du poids de la structure sur le rayon de courbure de la surface de glissement $\left(\frac{W}{R}\right)$ dans l'équation (2.17) représente la rigidité du système.

II.3.2.2. Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS)

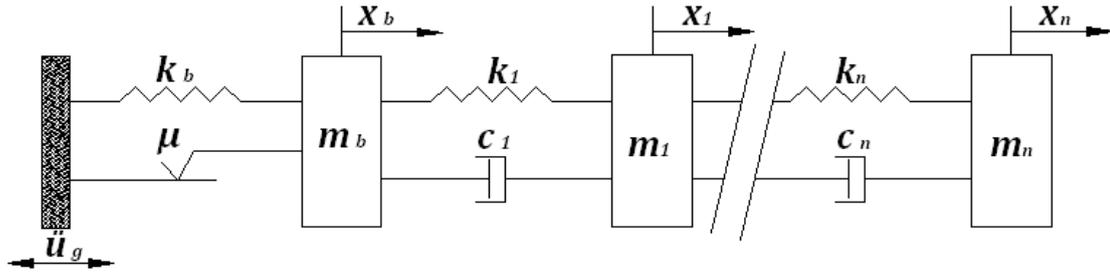


Figure II. 12 : Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à pendule de friction (FPS).

L'équation de mouvement d'une structure à N DDL sous l'accélération du sol \ddot{u}_g est donnée comme suit :

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + \frac{W}{R}x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i + \sum_{i=1}^n c_i \dot{x}_i + \sum_{i=1}^n k_i x_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (2.18)$$

Avec :
$$M = \sum_{i=1}^n m_i$$

II.4. Formulation des équations de mouvement des structures isolées avec une analyse linéaire d'isolation sismique

La formulation des équations de mouvement pour des structures isolées par la théorie linéaire d'isolation sismique a été donnée en détail par (Yeong-Bin Yang, 2003). Cette théorie est une application directe des principes de la dynamique des structures, par conséquent ces équations permettent la détermination des propriétés modales correspondantes.

Puisque la plupart des systèmes d'isolation sont intrinsèquement non-linéaires, cette analyse linéaire développée par Kelly sera seulement approximative pour une telle

structure isolée montée sur un système d'isolation représenté par une rigidité et amortissement équivalents.

II.4.1. Analyse d'une structure à deux degrés de liberté

Pour comprendre le comportement d'une structure isolée à N degrés de liberté, il est utile de considérer un modèle structural simple à deux masses figure (II.13). La masse m_s est destinée à la représentation de la superstructure et la masse m_b pour représenter la masse du plancher au-dessus du système d'isolation linéaire. La rigidité et l'amortissement de la structure sont représentés par k_s et c_s . La rigidité et l'amortissement du système d'isolation sont représentés par k_b et c_b .

Les déplacements absolus des deux masses sont donnés par u_s et u_b . Il convient d'employer les déplacements relatifs v_s et v_b , qui représentent respectivement les deux résultats principaux ; le déplacement relatif entre les deux masses et le déplacement relatif du système d'isolation.

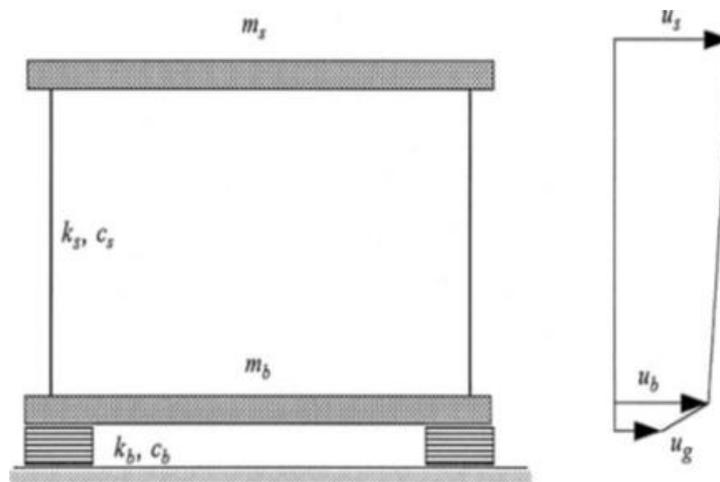


Figure II. 13: Paramètres d'une structure isolée à deux degrés de libertés

On a : $v_s = u_s - u_b$ et $v_b = u_b - u_g$

u_g : déplacement du sol.

II.4.1.1. Équations de Mouvement

Les équations de mouvement pour une structure isolée à deux degrés de libertés en termes de déplacement absolus sont :

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \quad (2.19)$$

$$m_b \ddot{u}_b + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_s (u_b - u_g) = 0 \quad (2.20)$$

Pour les déplacements relatifs, les équations (2.19) et (2.20) deviennent :

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (2.21)$$

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_s + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g \quad (2.22)$$

II.4.1.2. Formulation matricielle

Les équations de mouvement (2.21) et (2.22), sous forme matricielle, sont données par :

$$\begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.23)$$

Où $M = m_s + m_b$, sous une autre forme matricielle sont données par :

$$[M] \{\ddot{v}\} + [C] \{\dot{v}\} + [K] \{v\} = -[M] \{r\} \ddot{u}_g \quad (2.24)$$

Avec :

$$[M] = \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}, \{v\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} \text{ et } \{r\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Les fréquences de vibrations ω_b et ω_s sont données par :

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m_s + m_b} \quad \text{et} \quad \omega_s^2 = \frac{k_s}{m_s}$$

$$\text{Donc :} \quad 2\omega_b \beta_b = \frac{c_b}{m_s + m_b} \quad \text{et} \quad 2\omega_s \beta_s = \frac{c_s}{m_s}$$

II.4.1.3. Calcul des fréquences propres

Les fréquences propres sont déterminées par la relation suivante :

$$\text{Det}([K] - \omega_n^2 [M]) = 0 \quad (2.25)$$

$$\text{Det} \left(\begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (2.26)$$

$$\text{Det} \left(\begin{bmatrix} k_b - \omega_n^2 M & -\omega_n^2 m_s \\ -\omega_n^2 m_s & k_s - \omega_n^2 m_s \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (2.27)$$

$$\Rightarrow (k_b - \omega_n^2 M)(k_s - \omega_n^2 m_s) - \omega_n^4 m_s^2 = 0 \quad (2.28)$$

On suppose :

$$\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} = \frac{m_s}{M} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}, \quad \varepsilon \text{ varie entre } (10^{-1} \text{ et } 10^{-2}) \quad (\omega_b \ll \omega_s)$$

Donc l'équation caractéristique pour la détermination des fréquences propres ω_n est donnée comme suit :

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_n^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (2.29)$$

Après la résolution de cette équation on a :

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 - \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right\} \quad (2.30)$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 + \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right\} \quad (2.31)$$

La plus petite valeur des deux racines ω_1 et ω_2 représente la fréquence d'isolation translattée (*The shifted isolation frequency*). L'autre valeur représente la fréquence modifiée de la structure (*The structural frequency modified*) par la présence du système d'isolation.

Donc au premier ordre de ε , il résulte:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad , \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (2.32)$$

Du fait que, $\gamma < 1$ et que ε est de l'ordre de 10^{-2} donc le produit $\gamma\varepsilon$ est très petit. Donc, dans la plupart des cas on prend comme approximation les premiers termes de ω_1 et ω_2 :

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \quad , \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \quad (2.33)$$

II.4.1.4. Détermination des modes propres

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

$$([K] - \omega_n^2 [M]) \{\phi^n\} = 0 \quad (2.34)$$

$$\begin{bmatrix} k_b - \omega_n^2 M & -\omega_n^2 m_s \\ -\omega_n^2 m_s & k_s - \omega_n^2 m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_b^n \\ \phi_s^n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.35)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} (\omega_b^2 - \omega_n^2) \phi_b^n - \omega_n^2 \gamma \phi_s^n = 0 \\ -\omega_n^2 \phi_b^n + (\omega_s^2 - \omega_n^2) \phi_s^n = 0 \end{cases} \quad (2.36)$$

Le premier mode ϕ^1 est donné par :

$$\Rightarrow \begin{cases} (\omega_b^2 - \omega_1^2) \phi_b^1 - \omega_1^2 \gamma \phi_s^1 = 0 \\ -\omega_1^2 \phi_b^1 + (\omega_s^2 - \omega_1^2) \phi_s^1 = 0 \end{cases} \quad (2.37)$$

En fixant $\phi_b^1 = 1$, la solution des équations précédentes nous donne :

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$$

Le deuxième mode ϕ^2 est donné par :

$$\Rightarrow \begin{cases} (\omega_b^2 - \omega_2^2) \phi_b^2 - \omega_2^2 \gamma \phi_s^2 = 0 \\ -\omega_2^2 \phi_b^2 + (\omega_s^2 - \omega_2^2) \phi_s^2 = 0 \end{cases} \quad (2.38)$$

En fixant, $\phi_b^2 = 1$ la solution des équations précédentes nous donne :

$$\phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{[1 - (1 - \gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (2.39)$$

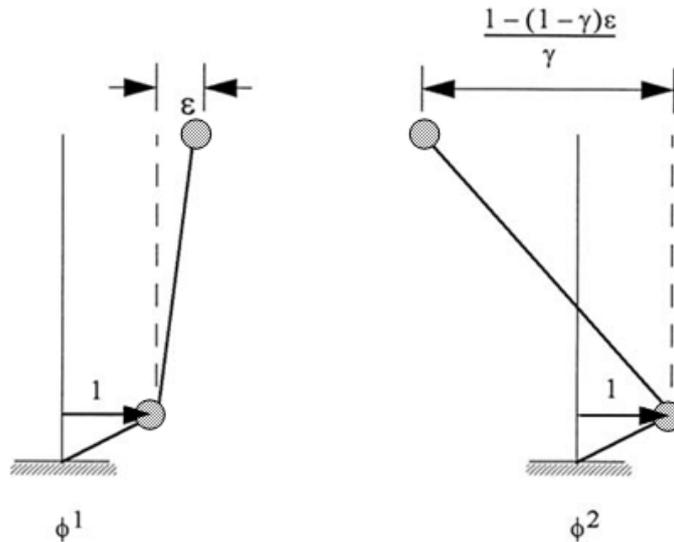


Figure II. 14: La forme des modes propres de la structure isolée à deux degrés de libertés

Suivant les indications de la figure (II.14), la structure se déplace comme un bloc presque indéformable dans le premier mode ϕ^1 et la modification de la fréquence est petite entre la structure et le système d'isolation. Ainsi, l'accélération horizontale induite dans la structure est approximativement constante sur toute la hauteur de la structure. Par contre, le deuxième mode ϕ^2 entraîne la déformation dans la structure et le système d'isolation parce que la fréquence de la structure est sensiblement augmentée par la présence d'une masse à la base. La signification pratique de ce résultat est représentée quand des valeurs d'accélération sont élevées pour le deuxième mode et la structure isolée ne peut pas être accompagnées d'un grand cisaillement à la base.

II.4.1.5. Calcul des valeurs maximales du déplacement relatif

Après que les deux modes ϕ^1 et ϕ^2 sont obtenus, les déplacements relatifs v_b et v_s peuvent être écrits comme suit :

$$\begin{cases} v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \\ v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2 \end{cases} \quad (2.40)$$

q_1 et q_2 sont des coefficients modaux dépendant du temps.

On peut écrire l'équation (2.40) comme suit :

$$\{v\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_b^1 & \phi_b^2 \\ \phi_s^1 & \phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

Avec :

$$v_j = \sum_{i=1}^2 \phi_j^i q_i \quad (2.42)$$

Remplaçant l'équation (2.42) dans l'équation (2.24), on aura :

$$[M] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i \ddot{q}_i + [C] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i \dot{q}_i + [K] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i q_i = -[M] r \ddot{u}_g \quad (2.43)$$

Multipliant tous les termes par $\phi_j^{i^T}$, on obtient :

$$\phi_j^{i^T} [M] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i \ddot{q}_i + \phi_j^{i^T} [C] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i \dot{q}_i + \phi_j^{i^T} [K] \sum_{i=1}^2 \phi_j^i q_i = -\phi_j^{i^T} [M] r \ddot{u}_g \quad (2.44)$$

D'après les propriétés d'orthogonalité des modes propres par rapport aux matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, l'équation (2.44) peut s'écrire :

$$\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i \ddot{q}_i + \phi_j^{i^T} [C] \phi_j^i \dot{q}_i + \phi_j^{i^T} [K] \phi_j^i q_i = -\phi_j^{i^T} [M] r \ddot{u}_g \quad (2.45)$$

Divisant les deux membres de l'équation (2.45) par $\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i$ on obtient :

$$\ddot{q}_i + \frac{\phi_j^{i^T} [C] \phi_j^i}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} \dot{q}_i + \frac{\phi_j^{i^T} [K] \phi_j^i}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} q_i = - \frac{\phi_j^{i^T} [M] r}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} \ddot{u}_g \quad (2.46)$$

Dans laquelle

$$\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i = M_i \quad (2.47)$$

$$\frac{\phi_j^{i^T} [C] \phi_j^i}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} = 2\beta_i \omega_i \quad (2.48)$$

$$\frac{\phi_j^{i^T} [K] \phi_j^i}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} = \omega_i^2 \quad (2.49)$$

$$\frac{\phi_j^{i^T} [M] r}{\phi_j^{i^T} [M] \phi_j^i} = L_i \quad (2.50)$$

L'équation (2.46) peut s'écrire :

$$\ddot{q}_i + 2\beta_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i \ddot{u}_g \quad (2.51)$$

Donc on a :

$$\begin{cases} \ddot{q}_1 + 2\beta_1 \omega_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -L_1 \ddot{u}_g \\ \ddot{q}_2 + 2\beta_2 \omega_2 \dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -L_2 \ddot{u}_g \end{cases} \quad (2.52)$$

D'après (2.47) on aura :

$$M_1 = \phi_j^{1^T} [M] \phi_j^1 = (1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} = M + 2\varepsilon m_s + m_s \varepsilon^2 \quad (2.53)$$

Au premier ordre de ε , il résulte :

$$M_1 = M(1 + 2\gamma\varepsilon) \quad (2.54)$$

De façon équivalente, on a :

$$M_2 = \phi_j^{2^T} [M] \phi_j^2 = \left(1, \frac{-[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \right) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -1 \frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (2.55)$$

$$M_2 = M - 2 \frac{m_s}{\gamma} [1-(1-\gamma)\varepsilon] + \frac{m_s}{\gamma^2} [1-(1-\gamma)\varepsilon]^2 \quad (2.56)$$

Donc au premier ordre de ε , il résulte :

$$M_2 = M \frac{(1-\gamma)[1-2(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \quad (2.57)$$

D'après l'équation (2.50) les facteurs de participation modale pour le premier et le deuxième mode (L_1, L_2) sont donnés par :

$$L_1 = \frac{\phi_j^{1T} [M] r}{\phi_j^{1T} [M] \phi_j^1} = \frac{(1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}}{(1, \varepsilon) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}} = \frac{(1 + \gamma \varepsilon)}{(1 + 2\gamma \varepsilon)} \quad (2.58)$$

Au premier ordre de ε , il résulte :

$$L_1 = (1 - \gamma \varepsilon) \quad (2.59)$$

$$L_2 = \frac{\phi_j^{2T} [M] r}{\phi_j^{2T} [M] \phi_j^2} = \frac{(1 - \frac{[1 - (1 - \lambda)\varepsilon]}{\gamma}) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}}{(1 - \frac{[1 - (1 - \gamma)\varepsilon]}{\gamma}) \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -1[1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \\ \gamma \end{Bmatrix}} = \frac{(1 - \gamma)\varepsilon}{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon]} \frac{1}{\gamma} \quad (2.60)$$

Au premier ordre de ε , il résulte:

$$L_2 = \gamma \varepsilon \quad (2.61)$$

Dans laquelle ($\gamma < 1$ et ε varie entre 10^{-1} et 10^{-2}), le facteur de participation modale pour le deuxième mode L_2 qui entraîne la très petite déformation dans la structure, Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité du système 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 sismique fort.

D'une autre façon, puisque le facteur de participation pour le deuxième mode est très petit, son mode est presque orthogonal à l'entrée du séisme caractérisée par $r\ddot{u}_g$, c.-à-d.

On a : $\phi_j^{1T} = (1, \varepsilon)$ et $r^T = (1, 0)$ avec : $r \approx \phi_j^1$

D'après les propriétés d'orthogonalité, on obtient :

$$\phi_j^{N^T} [M] \phi_j^1 = 0 \quad \text{pour : } N \neq 1$$

Donc $\phi_j^{N^T} [M] r \approx 0$ pour : $N \neq 1$

Pour ce résultat, même si le séisme possède une forte énergie à la fréquence du deuxième mode, elle ne sera pas transmise à la superstructure. Alors le système d'isolation réduit l'énergie induite par cette propriété d'orthogonalité.

D'après l'équation (2.49), les relations entre les amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation sont données par :

$$2\omega_1\beta_1 = \frac{\phi_j^{1T} [C] \phi_j^1}{\phi_j^{1T} [M] \phi_j^1} = 2\omega_b\beta_b(1-2\gamma\varepsilon) \quad (2.62)$$

$$2\omega_1\beta_1 = \frac{\phi_j^{2T} [C] \phi_j^2}{\phi_j^{2T} [M] \phi_j^2} = \frac{1}{1-\gamma} (2\omega_s\beta_s + 2\gamma\omega_b\beta_b) \quad (2.63)$$

On a:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right) \quad (2.64)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{(1-\gamma)^{1/2}} (\beta + \gamma\beta_b\varepsilon^{1/2}) \quad (2.65)$$

Donc l'équation (2.64) montre que l'amortissement de la structure est augmenté avec un ordre de $\varepsilon^{1/2}$ par rapport à l'amortissement du système d'isolation comme présenté par le produit $\beta_b\varepsilon^{1/2}$

Ces résultats de L_1, L_2, β_1 et β_2 nous permettent d'estimer la réponse du système d'après les entrées sismiques spécifiques.

Si l'histoire de l'accélération du sol $\ddot{u}_g(t)$ est connue, les composantes modales q_1 et q_2 dans les équations (2.53) sont données par :

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\omega_1\beta_1\tau} \sin \omega_1\tau d\tau \quad (2.66)$$

$$q_2 = \frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\omega_2\beta_2\tau} \sin \omega_2\tau d\tau \quad (2.67)$$

Les valeurs maximales de q_1 et q_2 peuvent être données par :

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (2.68)$$

$$|q_2|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad (2.69)$$

Où $S_D(\omega, \beta)$ est le spectre de déplacement pour le mouvement du sol $\ddot{u}_g(t)$, à la fréquence ω et au facteur d'amortissement β .

Plusieurs méthodes ont été proposées pour estimer les valeurs maximales probables du déplacement relatif du système d'isolation et de la structure. La plus populaire de ces méthodes et la plus simple, est de calculer la moyenne quadratique des réponses modales par la méthode SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*), donc les déplacements relatifs obtenus par cette méthode sont donnés comme suit :

$$|v_s|_{\max} = \sqrt{(\phi_s^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_s^2 |q_2|_{\max})^2} \quad (2.70)$$

$$|v_b|_{\max} = \sqrt{(\phi_b^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_b^2 |q_2|_{\max})^2} \quad (2.71)$$

Substituant les résultats obtenus de ϕ^1, ϕ^2, L_1 et L_2 dans les équations (2.70) et (2.71) :

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}, \phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \end{Bmatrix}, \quad L_1 = (1-\gamma\varepsilon), \quad L_2 = \gamma\varepsilon$$

On aura :

$$|v_b|_{\max} = \sqrt{[L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} = \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} \quad (2.72)$$

et

$$|v_s|_{\max} = \sqrt{[\varepsilon L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \left[\left(\frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma} \right) L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \right]^2} \quad (2.73)$$

$$\begin{aligned} |v_s|_{\max} &= \sqrt{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \frac{[1-(1-\gamma)\varepsilon]^2}{\gamma^2} \gamma^2 \varepsilon^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} \\ &= \sqrt{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [1-(1-\gamma)\varepsilon]^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} \end{aligned} \quad (2.74)$$

Beaucoup de spectres de conception ont des spectres de vitesse approximativement constants dans l'intervalle des fréquences moyennes. Pour cela, les valeurs de $S_A(\omega, \beta)$ pour différentes fréquences ω et en négligeant des variations dues à l'amortissement β , pour de tels spectres de conception, soit :

$$\frac{S_A^2(\omega_1, \beta_2)}{\omega_1^2} = \omega_1^2 S_D^2 = S_v^2 \quad (2.75)$$

$$\text{et} \quad \frac{S_A^2(\omega_2, \beta_2)}{\omega_2^2} = \omega_2^2 S_D^2 = S_v^2 \quad (2.76)$$

$$\text{avec :} \quad \omega_1^2 = \omega_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) \quad (2.77)$$

$$\text{et} \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} (1 + \gamma \varepsilon) \quad (2.78)$$

Les valeurs maximales du déplacement relatif sont $|V_b|_{\max}$ et $|V_s|_{\max}$ en fonction du pseudo-spectre de vitesse sont données par :

$$|V_s|_{\max} = \varepsilon \frac{S_v}{\omega_b} \sqrt{1 + \varepsilon \frac{[1 - (1 - \gamma)\varepsilon]^2}{(1 + \gamma\varepsilon)/(1 - \gamma)}} \quad (2.79)$$

$$|V_b|_{\max} = \frac{S_v}{\omega_b} \sqrt{1 + \frac{\gamma\varepsilon^2}{(1 + \gamma\varepsilon)/(1 - \gamma)}} \quad (2.80)$$

Ainsi que si nous prenons seulement le premier terme, nous obtenons :

$$|V_s|_{\max} = \varepsilon \frac{S_v}{\omega_b} \quad (2.81)$$

$$|V_b|_{\max} = \frac{S_v}{\omega_b} \quad (2.82)$$

Les deux équations (2.81) et (2.82) expliquent l'efficacité de l'isolation sismique pour un spectre de vitesse constant où le déplacement relatif dans la structure est d'ordre ε comparable avec le déplacement du système d'isolation c.-à-d. $|V_s|_{\max} = \varepsilon |V_b|_{\max}$.

II.4.2. Analyse d'une structure à N degrés de liberté

L'analyse qui a été faite dans la théorie linéaire approximative pour la structure isolée à deux degrés de liberté peut être étendue à des structures à N degrés de liberté.

Pour une structure classique (encastrée) à la base à N DDL soumise à l'accélération du sol \ddot{u}_g , l'équation de mouvement sous la forme matricielle est donnée comme suit:

$$[M_0] \ddot{u} + [C_0] \dot{u} + [K_0] u = -[M_0] r \ddot{u}_g \quad (2.83)$$

Avec u : vecteur de déplacement par rapport au sol.

r : Vecteur d'influence.

$[M_0]$, $[C_0]$ et $[K_0]$ représentent respectivement la matrice de masse, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité d'ordre (N x N).

II.4.2.1. Équation de mouvement

Le modèle structural à N DDL est superposé à sa base par un système d'isolation avec une masse m_b (la masse du plancher au-dessus du système d'isolation), une rigidité k_b et un amortissement c_b .

L'équation de la base représentée par la masse m_b :

$$m_b \ddot{u}_b + m_1 \ddot{u}_1 + m_2 \ddot{u}_2 + \dots + m_N \ddot{u}_N + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \quad (2.84)$$

Nous avons :

$$u_b = u_g + v_b, \quad u_1 = u_b + v_1, \quad u_2 = u_b + v_2, \quad u_N = u_b + v_N \quad (2.85)$$

L'équation (2.83) de la masse m_b devient :

$$(m_b + m_1 + \dots + m_N) \ddot{v}_b + (m_1 \ddot{v}_1 + \dots + m_N \ddot{v}_N) + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + m_1 + \dots + m_N) \ddot{u}_g \quad (2.86)$$

L'équation de la masse m_i

$$m_i \ddot{u}_i + c_i (\dot{u}_i - \dot{u}_b) + k_i (u_i - u_b) = 0 \quad (2.87)$$

$$m_i (\ddot{u}_g + \ddot{v}_b + \ddot{v}_i) + c_i \dot{v}_i + k_i v_i = 0 \quad (2.88)$$

$$\Rightarrow m_i \ddot{v}_b + m_i \ddot{v}_i + c_i \dot{v}_i + k_i v_i = -m_i \ddot{u}_g \quad (2.89)$$

Avec : $c_i = \sum_{j=1}^N c_{ji}$ et $k_i = \sum_{j=1}^N k_{ji}$

II.4.2.2. Équations du mouvement du système combiné

Les équations de mouvement du système combiné (système d'isolation avec la structure à N DDL) sous forme matricielle sont données par :

$$[M^*] \{\ddot{V}^*\} + [C^*] \{\dot{V}^*\} + [K] \{V^*\} = -[M^*] r^* \ddot{u}_g \quad (2.90)$$

Avec :

$$[M^*] = \begin{bmatrix} m_b + M & r^T [M_0] \\ [M_0] r & [M_0] \end{bmatrix}, \quad [C^*] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & [C_0] \end{bmatrix}, \quad [K^*] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & [K_0] \end{bmatrix}$$

$$M = m_1 + m_2 + \dots + m_N, \{V^*\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_1 \\ \vdots \\ v_N \end{Bmatrix}, r^* = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}, r = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix}$$

On pose ; $\{V^*\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v \end{Bmatrix}$ avec $v^T = (v_1 \dots v_N)$

L'équation (2.89) peut s'écrire :

$$\begin{bmatrix} m_b + M & r^T [M_0] \\ [M_0]r & [M_0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & [C_0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & [K_0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_b + M & r^T [M_0] \\ [M_0]r & [M_0] \end{bmatrix} r^* \ddot{u}_g \quad (2.91)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (m_b + M) \ddot{v}_b + r^T [M_0] \ddot{v} + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + M) \ddot{u}_g \\ [M_0]r \dot{v}_b + [M_0] \dot{v} + [C_0] \dot{v} + [K_0] v = -[M_0] r \ddot{u}_g \end{array} \right. \quad (2.92)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (m_b + M) \ddot{v}_b + r^T [M_0] \ddot{v} + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + M) \ddot{u}_g \\ [M_0]r \dot{v}_b + [M_0] \dot{v} + [C_0] \dot{v} + [K_0] v = -[M_0] r \ddot{u}_g \end{array} \right. \quad (2.93)$$

II.4.2.3. Déterminations des fréquences du système combiné

Les modes propres d'une structure encastree sont supposés connus et ils sont notés par ϕ^i , où $i=1, \dots, N$. Le déplacement de chaque degré de liberté de la structure peut être

représenté en fonction de ces modes propres : $v = \sum_{i=1}^N q_i \phi^i$

Les fréquences naturelles ω_n d'une structure encastree sont déterminées par :

$$\text{Det}([K_0] - \omega_n^2 [M_0]) = 0 \quad (2.94)$$

En remplaçant v dans les équations (2.90) et (2.92), on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N r^T [M_0] \ddot{q}_i \phi^i + (m_b + M) \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + M) \ddot{u}_g \\ \sum_{i=1}^N [M_0] \ddot{q}_i \phi^i + \sum_{i=1}^N [C_0] \dot{q}_i \phi^i + \sum_{i=1}^N [K_0] q_i \phi^i = -[M_0] r (\ddot{u}_g + \ddot{v}_b) \end{array} \right. \quad (2.95)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N r^T [M_0] \ddot{q}_i \phi^i + (m_b + M) \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + M) \ddot{u}_g \\ \sum_{i=1}^N [M_0] \ddot{q}_i \phi^i + \sum_{i=1}^N [C_0] \dot{q}_i \phi^i + \sum_{i=1}^N [K_0] q_i \phi^i = -[M_0] r (\ddot{u}_g + \ddot{v}_b) \end{array} \right. \quad (2.96)$$

En multipliant les deux membres de l'équation (2.96) par ϕ^{i^T} et en simplifiant cette équation grâce aux propriétés d'orthogonalité des modes de vibration, on obtient :

$$\ddot{q}_i + \frac{\phi^{i^T} [C_0] \phi^i}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} \dot{q}_i + \frac{\phi^{i^T} [K_0] \phi^i}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} q_i = - \frac{\phi^{i^T} [M_0] r}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} (\ddot{u}_g + \ddot{v}_b) \quad (2.97)$$

Dans laquelle :

$$\frac{\phi^{i^T} [C_0] \phi^i}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} = 2\beta_i \omega_i, \quad (2.98)$$

$$\frac{\phi^{i^T} [K_0] \phi^i}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} q_i = \omega_i^2 \quad (2.99)$$

$$\frac{\phi^{i^T} [M_0] r}{\phi^{i^T} [M_0] \phi^i} = L_i \quad (2.100)$$

Donc, l'équation (2.97) peut s'écrire :

$$\ddot{q}_i + 2\beta_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i (\ddot{u}_g + \dot{v}_b) \quad (2.101)$$

De même l'équation (2.95) devient :

$$\sum_{i=1}^n \frac{L_i \phi_i^T [M_0] \phi_i}{(m_b + M)} \ddot{q}_i + \ddot{v}_b + \frac{c_b}{(m_b + M)} \dot{v}_b + \frac{k_b}{(m_b + M)} v_b = -\ddot{u}_g \quad (2.102)$$

Dans laquelle :

$$\frac{c_b}{(m_b + M)} = 2\beta_b \omega_b, \quad \text{et} \quad \frac{k_b}{(m_b + M)} = \omega_b^2$$

Donc, l'équation (2.103) peut s'écrire :

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \ddot{q}_i + \ddot{v}_b + 2\beta_b \omega_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (2.103)$$

Si le système combiné oscille avec l'un de ses modes propres (avec une fréquence ω), alors v_b et chaque coordonnée modale de la structure encastree, q_i , vont osciller avec la même fréquence, c'est-à-dire :

$$v_b = \bar{v}_b e^{i\omega t} \quad \text{et} \quad q_i = \bar{q}_i e^{i\omega t}$$

Les modes propres classiques sont déterminés par les équations du système libre non amorti suivantes :

$$\ddot{q}_i + \omega_i^2 q_i + L_i \ddot{v}_b = 0 \quad (2.104)$$

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \ddot{q}_i + \ddot{v}_b + \omega_b^2 v_b = 0 \quad (2.105)$$

Remplaçant v_b et q_i dans les équations (2.104) et (2.105), on obtient :

$$(\omega_i^2 - \omega^2) \bar{q}_i - \omega^2 L_i \bar{v}_b = 0 \quad (2.106)$$

$$\Rightarrow \quad \bar{q}_i = \frac{\omega^2 L_i}{(\omega_i^2 - \omega^2)} \bar{v}_b \quad (2.107)$$

$$-\omega^2 \sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \bar{q}_i + (\omega_b^2 - \omega^2) \bar{v}_b = 0 \quad (2.108)$$

Remplaçant \bar{q}_i dans l'équation (2.108), on obtient :

$$-\omega^2 \sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \frac{\omega^2 L_i \bar{v}_b}{(\omega_i^2 - \omega^2)} + (\omega_b^2 - \omega^2) \bar{v}_b = 0 \quad (2.109)$$

Pour des valeurs non nulles de \bar{v}_b :

$$\bar{v}_b \neq 0 \Rightarrow \omega^2 \sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \frac{\omega^2 L_i \bar{v}_b}{(\omega_i^2 - \omega^2)} = (\omega_b^2 - \omega^2) \quad (2.110)$$

Donc on peut écrire l'équation suivante :

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{(m_b + M)} \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega^2}\right)} = \left(1 - \frac{\omega_b^2}{\omega^2}\right) \quad (2.111)$$

Cette équation caractéristique nous permet de déterminer les fréquences propres pour (N+1) modes du système combiné. Si on écrit $L_i^2 M_i$ comme étant la masse effective au $i^{\text{ème}}$ mode de la structure encastree et par analogie avec le modèle à deux degrés de liberté on a :

$$\gamma_i = \frac{L_i^2 M_i}{m_b + M} \quad \Rightarrow \quad \sum_{i=1}^N \gamma_i = \frac{M}{m_b + M}$$

La résolution de l'équation caractéristique (2.111) permet la détermination des fréquences $\omega_0^*, \omega_1^*, \dots, \omega_N^*$ du système combiné.

II.4.2.4. Détermination des modes propres du système combiné

En substituant les fréquences du système combiné dans l'équation (2.107), on aura :

$$\bar{q}_i = \frac{\omega_j^{*2} L_i}{(\omega_i^2 - \omega_j^{*2})} \bar{v}_b \quad i=1, \dots, N \text{ et } j = 0, 1, \dots, N \quad (2.112)$$

Où ω_0^* correspond à ω_b^* (la fréquence d'isolation translattée).

Si les valeurs de \bar{q}_i à l'indice j sont notées par q_i^j et pour $\bar{v}_b = 1$, les modes propres du système combiné sont donnés par le vecteur résultant ψ^j comme suit :

$$\psi^j = \left\{ 1, \sum_{i=1}^N q_i^j \phi_1^j, \sum_{i=1}^N q_i^j \phi_2^j, \dots, \sum_{i=1}^N q_i^j \phi_N^j \right\} \quad j = 0, 1, \dots, N. \quad (2.113)$$

$$\text{Avec : } q_i^j = \bar{q}_i(\omega_j^*) = \frac{\omega_j^{*2} L_i}{(\omega_i^2 - \omega_j^{*2})}$$

Donc, dans la plupart des cas seulement le premier mode est à retenir dans les structures isolées, car les modes supérieurs n'ont aucun rôle dans la réponse dynamique ou dans la conception de la structure et système d'isolation. Par conséquent, seulement le premier mode doit être inclus.

II.4.2.5. Estimation des déplacements des structures isolées à N DDL

On a les équations de mouvement (2.114) et (2.115) de la première analyse de la structure isolée à 2 DDL.

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (2.114)$$

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_s + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g \quad (2.115)$$

Les équations (2.114) et (2.115) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_s \beta_s \dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad (2.116)$$

$$\ddot{v}_b + \gamma \ddot{v}_s + 2\omega_b \beta_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (2.117)$$

Les équations (2.116) et (2.117) correspondent aux équations (2.101) et (2.103) dans l'analyse d'une structure à N DDL. Dans la plupart des cas le premier mode doit être inclus dans la conception des structures isolées et systèmes d'isolation si bien qu'on peut remplacer :

$$v_b \text{ par } L_1 v_b, \quad \ddot{u}_g \text{ par } L_1 \ddot{u}_g, \quad \gamma = \frac{m_s}{M} \text{ par } \gamma_1 = \frac{L_1^2 M_1}{m_b + M}$$

Donc, les équations (2.116) et (2.117) deviennent :

$$L_1 \ddot{v}_b + \ddot{q}_1 + 2\omega_1 \beta_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -L_1 \ddot{u}_g \quad (2.118)$$

$$\frac{L_1^2 M_1}{m_b + M} \ddot{q}_1 + L_1 \ddot{v}_b + 2\omega_b \beta_b L_1 \dot{v}_b + \omega_b^2 L_1 v_b = -L_1 \ddot{u}_g \quad (2.119)$$

Dans la solution de ces équations (2.118) et (2.119), q_1 est donné par la solution de v_s correspondant à l'analyse de la structure isolée à 2 DDL avec le premier mode.

La valeur maximale du déplacement relatif à la base pour une analyse de 2 DDL est représentée comme suit :

$$|V_b|_{\max} = \frac{1}{\omega_b^2} S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (2.120)$$

La valeur maximale du déplacement relatif à la base pour une analyse de N DDL est donnée comme suit :

$$|L_1 V_b|_{\max} = \frac{1}{\omega_b^2} L_1 S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (2.121)$$

Le vecteur du déplacement relatif aux niveaux des étages de la structure de la deuxième analyse est donné par :

$$V = q_1 \phi^1 \quad (2.122)$$

Avec :

$$|q_1|_{\max} = \sqrt{\varepsilon^2 \frac{L_1 S_A^2(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \varepsilon^2 \frac{L_1 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_s^{*4}}} \quad (2.123)$$

II.5. Conclusion

Pour mieux comprendre l'efficacité du système d'isolation sismique, des formulations concernant les équations de mouvement pour les deux structures isolées à 2 DDL et N DDL ont été faites avec la théorie linéaire d'isolation développée par Kelly. La simplicité de cette théorie approximative montre le rôle important du système d'isolation qui consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dont le but de réduire les forces sismiques transmises à cette dernière.

Les formulations obtenues ont pour objectif d'imprégner à la structure un déplacement de bloc presque indéformable où les accélérations induites seront approximativement constantes sur toute la hauteur de la structure. Par conséquent, les déplacements relatifs et les accélérations seront réduits pour tous les niveaux de la structure. Ceci est traduit par la participation essentielle du premier mode dans les structures isolées, et par les modes supérieurs qui n'ont aucun rôle dans la réponse dynamique ou dans la conception de la structure et du système d'isolation. Donc seulement le premier mode devrait être inclus.

Contenu

II.1.	Introduction	39
II.2.	Modèles pour les systèmes d'isolations	40
II.3.	Modélisation mathématique des appuis parasismiques	46
II.3.1.1.	Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-rubber bearings) (LRB)	46
II.3.1.2.	Système d'isolation en caoutchouc avec amortisseur en barreau de plomb LRB	46
II.3.1.3.	Structure à N DDL montée sur système d'isolation (LRB)	47
II.3.2.	Isolateur à pendule de friction (FPS).....	47
II.3.2.1.	Système d'isolation à pendule de friction (FPS).....	48
II.3.2.2.	Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS)	49
II.4.	Formulation des équations de mouvement des structures isolées avec une analyse linéaire d'isolation sismique.....	49
II.4.1.	Analyse d'une structure à deux degrés de liberté	50
II.4.1.1.	Équations de Mouvement	51
II.4.1.2.	Formulation matricielle.....	51
II.4.1.3.	Calcul des fréquences propres	51
II.4.1.4.	Détermination des modes propres	52
II.4.1.5.	Calcul des valeurs maximales du déplacement relatif	54
II.4.2.	Analyse d'une structure à N degrés de liberté.....	59
II.4.2.1.	Équation de mouvement.....	60
II.4.2.2.	Équations du mouvement du système combiné.....	60
II.4.2.3.	Déterminations des fréquences du système combiné.....	61
II.4.2.4.	Détermination des modes propres du système combiné.....	63
II.4.2.5.	Estimation des déplacements des structures isolées à N DDL.....	64
II.5.	Conclusion	65

Figure II. 1 Courbe force-déplacement pour différents appuis parasismiques (Courtesy of (A.M. Reinhorn, 1994).....	41
Figure II. 2 : Appui parasismique sous poteau d'un bâtiment.....	41
Figure II. 3: Appui sous poteau excité par un mouvement sismique du sol.....	42
Figure II. 4: Forces latérales développées dans l'appui parasismique.....	43
Figure II. 5: Caractéristique force-déplacement de l'appui parasismique.....	43
Figure II. 6: Bilan de l'équilibre des forces dans l'appui parasismique.....	43
Figure II. 7: Équilibre des forces dans le système FPS.....	44
Figure II. 8: Rigidité Post-élastique négligeable pour système FPS.....	45
Figure II. 9: Modèle mathématique pour un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.....	46
Figure II. 10: Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.....	47
Figure II. 11: Modèle mathématique pour un système d'isolation à pendule de friction (FPS).	48
Figure II. 12 : Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à pendule de friction (FPS).....	49
Figure II. 13: Paramètres d'une structure isolée à deux degrés de libertés.....	50
Figure II. 14: La forme des modes propres de la structure isolée à deux degrés de libertés.....	53

**III. MODELISATION NUMERIQUE
ET COMPARAISON DES
PREDICTIONS DES MODELES
SIMPLIFIES AVEC LES MODELES
COMPLETEMENT NON
LINEAIRES.**

III.1. Modélisation de la superstructure

L'appui en caoutchouc stratifié d'un isolateur à la base avec un noyau de plomb a trouvé une large application en Nouvelle-Zélande que d'autres pays. Ce système a été développé à la fin des années 1970 (Robinson et A., 1977), car il a estimé que la valeur intrinsèque d'amortissement réside dans les composants de caoutchouc (Kelly J.M, 1986). La plupart des exemples récents de bâtiments isolés utilisent des appuis en caoutchouc stratifiés multicouches avec des couches de renforcement en acier en tant que composant de transport de charge au système. (Buckle et Mayes, 1990) ont effectué une étude approfondie sur l'évolution historique de la majorité des mécanismes qui ont été développés. (Bhasker Rao et Jangid, 2001) ont mené une étude expérimentale et analytique sur la structure isolée à la base ayant un seul degré de liberté latéral avec un système de masse concentrée. L'analyse théorique de la réponse des bâtiments utilisant le système de noyau en plomb a été réalisée par (Lee et Medlan, 1978 ; Lee 1980). Le test de la table vibrante d'un modèle de structure isolée par un système en noyau de plomb a été réalisé par (Kelly et Holder, 1982). L'analyse théorique et les résultats expérimentaux montrent que le noyau en plomb réduit généralement le déplacement du système, mais entraîne une augmentation de la réponse dans les modes supérieurs (R.S. Jangid, et T.K Datta, 1995). (Lee et Medland, 1979) ont étudié l'efficacité sous l'excitation du séisme d'El Centro, d'une structure portique bidimensionnelle multi-étages isolée par le système LRB est modélisée comme bilinéaire. Ils ont étudié la réponse d'un bâtiment multi-étages isolé à la base par un système bilinéaire. (Tsai et Kelly, 1993) ont étudié l'influence de l'amortissement de l'isolateur sur la réponse sismique d'un bâtiment isolé à la base fortement amorti avec un système de masse concentrée.. (Krishnamoorthy et Kiran, 2009) ont étudié la réponse d'une structure en portique à plusieurs étages reposant sur un appui en caoutchouc non linéaire en considérant six degrés de liberté (trois translations et rotations) à chaque nœud, soumise à des fréquences bi-directionnelles d'excitation harmonique du mouvement du sol du séisme d'El Centro et de la Turquie.

(Constantinou et Tadjbakhsh, 1985) ont analysé un modèle 2D de bâtiment de type portique monté sur le système LRB et soumis à un mouvement du sol aléatoire spécifié par le spectre de réponse de Kanai-Tajimi. Le comportement de l'isolateur a été modélisé par les équations différentielles non linéaires. Ils ont obtenu une variance stationnaire et non-

stationnaire de la réponse à l'aide d'une technique de formulation de la variable d'état (R.S. Jangid et T.K Datta, 1995). L'évaluation de la réponse sismique non linéaire a été réalisée par (Balkaya et Kalkan, 2003). Le comportement en résonance d'un bâtiment de grande hauteur isolé à la base sous un mouvement du sol de longue période a été traité par (Ariga et al, 2006), et l'étude de la réponse d'un bâtiment sous un mouvement du sol d'une longue période a été menée par (Olsen et al, 2008). (Wilkinson et Hiley, 2006) ont présenté un modèle de l'histoire de la réponse non linéaire pour l'analyse sismique des bâtiments à ossature de grande hauteur. (Ebisawa et al, 2000 ; Buddaram, 2007 ; Casciati et Hamdaoui, 2008 ; Di Egidio et Contento, 2010) ont également donné un effort progressif et très prometteur relatif aux bâtiments isolés.

III.2. Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation

L'analyse dynamique d'une structure isolée soumise à la sollicitation sismique est la même que la structure à base fixe pour la détermination des réponses dynamiques mais avec une procédure complexe due au comportement non linéaire du système d'isolation parasismique.

Comme il a été mentionné précédemment, le système d'isolation parasismique est plus efficace pour les structures de faible ou moyenne hauteur. Il consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dans le but de dissiper le maximum d'énergie et minimiser les déplacements relatifs et les accélérations avec une efficacité semblable pour les deux directions horizontales X et Y. Pour cela et pour illustrer l'effet de l'amortissement du système d'isolation parasismique sur les réponses des structures isolées, une analyse dynamique a été faite sur deux types de structures isolées à différents degrés de liberté, 10 et 20 niveaux, dans le sens longitudinal X.

Pour illustrer l'effet du système d'isolation parasismique sur les réponses des structures isolées, une étude comparative a été faite. C'est la comparaison des réponses d'une structure avec les systèmes d'isolation et sans les systèmes d'isolation.

Dans ces études, il y a plusieurs programmes numériques qui peuvent être utilisés pour la modélisation des systèmes d'isolation et l'analyse des structures isolées. Ces programmes commencent par des approches simples qui admettent la superstructure comme rigide et le

comportement non linéaire considéré au niveau du système d'isolation parasismique seulement. Cependant, avec l'amélioration des technologies et la diminution du temps de traitement d'ordinateur, des programmes de calcul puissants ont été développés pour l'analyse et la conception des structures compliquées avec une prise en considération du comportement non linéaire pour le système d'isolation et la superstructure .

Les programmes de calcul « SAP2000 » et « ETABS » sont très fiables pour l'analyse des structures isolées. Les deux programmes ont des capacités d'exécution de l'analyse statique équivalente, l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique linéaire et non linéaire par accélérogramme avec une interface graphique puissante et une facilité d'utilisation. Néanmoins, chaque programme a ses propres caractéristiques.

- SAP2000 : Capable d'analyser n'importe quel type de structure isolée telle que les structures des bâtiments et des ponts.
- ETABS : Développé principalement pour l'analyse des structures avec système d'isolation à la base des bâtiments.

Dans le cadre de ce travail, nous utilisons le programme ETABS pour les structures isolées et encastées. Nous montrons l'effet du système d'isolation parasismique sur les réponses des structures isolées par une analyse numérique faite sur une structure à dix niveaux. Cette analyse consiste à comparer les réponses de la structure isolée à celles de la même structure sans le système d'isolation.

III.2.1. Modélisation du système LRB

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Le système d'isolateur à base d'élastomère est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la figure (III.1). Le noyau central en plomb est utilisé pour fournir une énergie de dissipation supplémentaire, la capacité d'absorption de l'énergie du noyau en plomb réduit considérablement les déplacements latéraux. Le système devient essentiellement comme un amortisseur à hystérésis, les caractéristiques de celui-ci peuvent être modélisées exactement par une équation différentielle non linéaire couplée, une boucle hystérétique typique, tel que élasto-plastique, frottement rigide et hystérésis bilinéaire sont générés en attribuant des valeurs appropriées aux variables de l'équation différentielle.

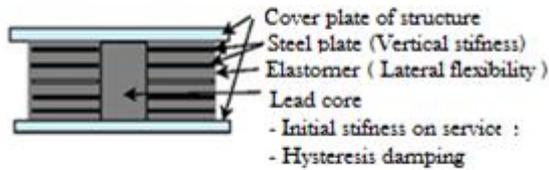


Figure III. 2 : Isolateur élastomérique avec noyau

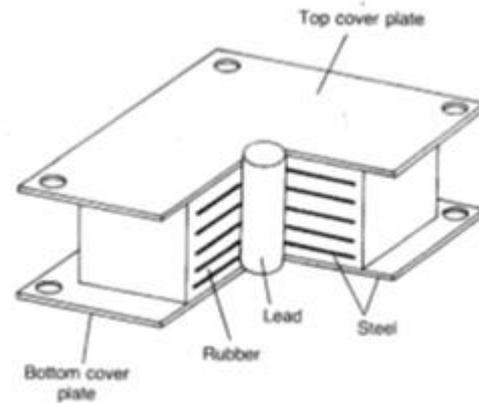


Figure III. 1: Appui fretté à noyau en plomb

Le système LRB est montré dans la figure (III.2), avec le comportement force-déformation montré en figure (III.3) et un modèle mathématique montré dans la figure (III.4) et

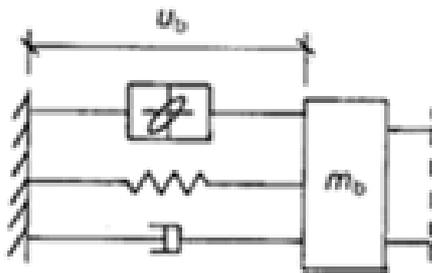


Figure III. 4: Modèle rhéologique du système LRB

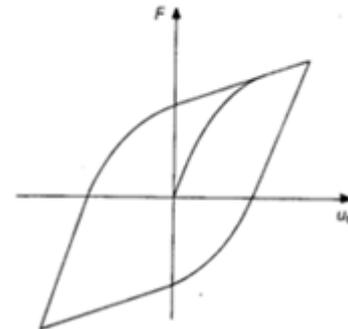


Figure III. 3: Courbe hystérésis force-déformation du système LRB

III.2.2. Modèle structurel du bâtiment isolé

Le bâtiment isolé à plusieurs étages monté sur un système LRB est modélisé comme une structure à deux degrés de liberté dans chaque étage, montré dans la figure (III.6), dont les hypothèses imposées aux systèmes structurels sont les suivantes [5] :

1. La superstructure reste dans le domaine élastique durant une excitation sismique, cela est dû à la présence du système d'isolation
2. Les planchers sont supposés rigides dans leur plan et leurs masses sont concentrées au niveau de chaque plancher
3. Les poteaux sont inextensibles et légers offrant une rigidité latérale

4. Le système est soumis à deux composantes horizontales du mouvement sismique
5. Les effets de l'interaction sol-structure ne sont pas pris en compte

Pour un tel système, les équations gouvernant le mouvement sont obtenues en considérant l'équilibre des forces pour n'importe quel degré de liberté envisagé. L'équation de mouvement de la superstructure sous l'accélération sismique du sol est exprimée sous la forme matricielle suivante :

$$[M_s]\{\ddot{x}_s\} + [C_s]\{\dot{x}_s\} + [K_s]\{x_s\} = -[M_s]\{r\}(\ddot{x}_b + \ddot{x}_g) \quad (3.1)$$

$[M_s]$, $[C_s]$, $[K_s]$ sont respectivement les matrices masse, d'amortissement et de rigidité de la superstructure

$\{x_s\} = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}^T$, $\{\dot{x}_s\}$, $\{\ddot{x}_s\}$ sont respectivement les déplacements relatifs de l'étage, vecteurs vitesse et accélération

\ddot{x}_b , \ddot{x}_g , sont les accélérations de la masse à la base et l'accélération sismique du sol

$\{r\}$ Est le vecteur des coefficients d'influences

Le modèle structurel du bâtiment isolé est représenté dans la figure (III.6) comme suit :

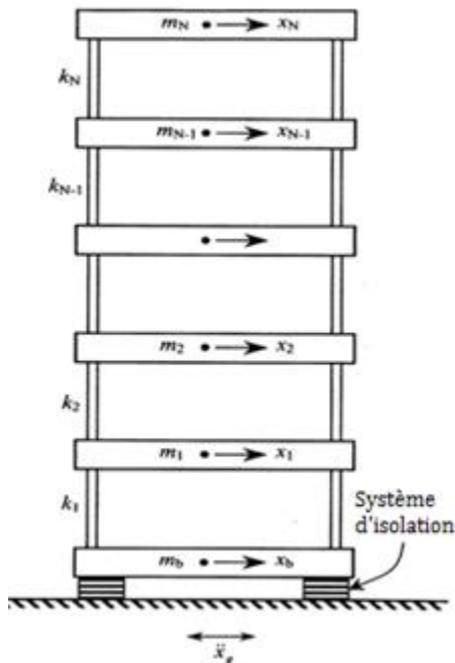


Figure III. 2:Modèle mathématique d'une structure à N étage à base

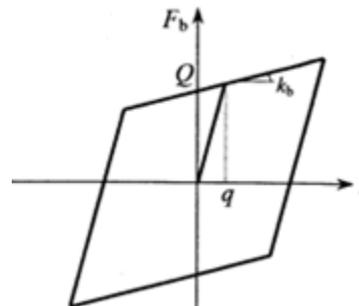


Figure III. 1:Modèle hystérésis bilinéaire de l'isolateur

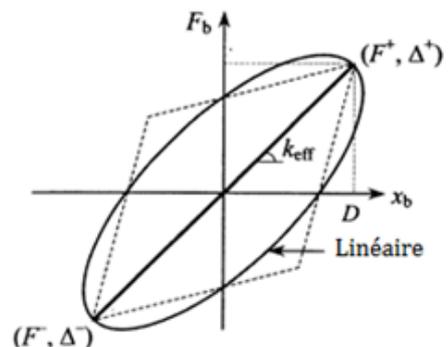


Figure III. 3: Modèle équivalent linéaire de l'isolateur

L'équation de mouvement correspondante de la masse à la base sous l'accélération sismique du sol est exprimée par :

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + F_b - k_1 x_1 - c_1 \dot{x}_1 = -m_b \ddot{x}_g \quad (3.2)$$

m_b , F_b sont respectivement la masse de la base et la force de restauration développée dans le système d'isolation LRB

k_1 , c_1 sont respectivement la rigidité et l'amortissement du premier étage

La force de restauration F_b dépend d'une part du type système d'isolation utilisé d'autre part de l'approximation du modèle numérique utilisé.

III.2.3. Modélisation mathématique du système LRB

Le comportement force déformation du système LRB peut être modélisé de deux manières distinctes :

1. Hystérésis non linéaire représenté par un modèle bilinéaire.
2. Un modèle d'amortissement équivalent linéaire visco-élastique pour un système non linéaire.

Comme dans les deux codes américains UBC et IBC, la caractéristique non linéaire force-déformation de l'isolateur peut être remplacée par un modèle équivalent linéaire grâce à la rigidité effective élastique et l'amortissement effectif élastique. La force linéaire développée dans le système d'isolation peut être exprimé par l'expression :

$$F_b = K_{eff} x_b + C_{eff} \dot{x}_b \quad (3.3)$$

Dans laquelle K_{eff} est la rigidité effective,

C_{eff} est l'amortissement effectif visqueux constant, il est donnée par :

$$C_{eff} = 2\beta_{eff} M \quad (3.4)$$

β_{eff} Le pourcentage d'amortissement effectif visqueux

ω_{eff} est la fréquence effective de l'isolateur qui est donnée comme suit :

$$\omega_{eff} = \frac{2\pi}{T_{eff}} \quad (3.5)$$

La période effective de l'isolateur est donnée par :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{M/K_{eff}} \quad (3.6)$$

La rigidité élastique linéaire équivalente pour chaque cycle de chargement est calculée à partir de la courbe force-déformation de l'isolateur obtenue expérimentalement et exprimée mathématiquement comme suit :

$$K_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{\Delta^+ - \Delta^-} \quad (3.7)$$

Où F^+ et F^- sont des forces positives et négatives correspondant à des déplacements d'essais Δ^+ et Δ^- respectivement ; ainsi que la rigidité effective est la pente des valeurs limites de la boucle d'hystérésis comme montré dans la figure (III.3)

L'amortissement effectif visqueux d'une unité d'isolateur calculé pour chaque cycle de chargement est spécifié comme suit :

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[\frac{E_{loop}}{K_{eff} (|\Delta^+| - |\Delta^-|)^2} \right] \quad (3.8)$$

E_{loop} , est l'énergie de dissipation par cycle de chargement.

À un déplacement de conception D de l'isolateur, la rigidité effective et le pourcentage d'amortissement effectif pour un système bilinéaire sont exprimés comme suit :

$$K_{eff} = K_b + \frac{Q}{D} \quad (3.9)$$

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D-q)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (3.10)$$

III.2.4. Solution de l'équation de mouvement

Dans cette situation la technique de superposition modale classique ne peut être utilisée, car le système n'est pas classiquement amorti, en fait dans le premier cas l'amortissement n'est pas le même que ce soit pour la superstructure ou celui de l'isolateur, pour le deuxième cas le comportement de la courbe force-déplacement de l'isolateur est considéré non linéaire. Par conséquent, l'équation de mouvement sera résolue numériquement en

utilisant la méthode de Newmark, intégration pas à pas, en adoptant une variation linéaire de l'accélération pour un intervalle de temps très réduit, pour résoudre l'équation de mouvement, l'intervalle de temps est pris $\Delta t = 0.0001s$.

III.3. Structure à 10 étages

Pour illustrer l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un bâtiment à base d'isolation, une investigation très large a été entreprise, en tenant compte de la variation de l'amortissement effectif, de la proximité de la source sismique et du nombre d'étages constituant la structure.

III.3.1. Description de la structure

Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de forme rectangulaire en plan de $15 \times 20 \text{ m}^2$ comportant quatre travées dans le sens longitudinal et trois travées dans le sens transversal avec une longueur de 5 m chacune. Les poutres sont de section $30 \times 45 \text{ cm}^2$, les poteaux sont de section $50 \times 50 \text{ cm}^2$ et la hauteur d'étage est de 3 m avec des dalles pleines de 20 cm d'épaisseur.

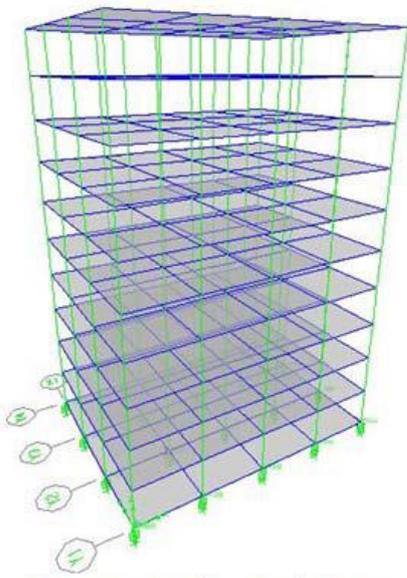


Figure III. 9: Vue en 3D de la structure

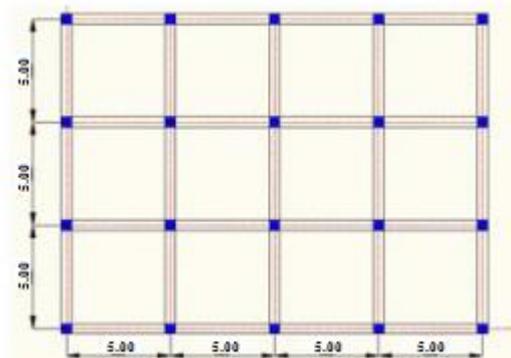


Figure III. 8: Vue en plan de la structure

Une étude paramétrique qui tient compte de la variation du pourcentage d'amortissement sous différentes excitations sismiques a été faite, pour observer l'ampleur de la réponse sismique du bâtiment à base d'isolation LRB. Ce système d'isolation possède des différents pourcentages d'amortissement effectif de 10% à 30% pour la même structure isolée.

III.3.2. Description du système d'isolation

Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead Rubber Bearings) (LRB), ils se composent de couches alternées de caoutchouc et d'acier liées les unes aux autres autour d'un cylindre de plomb pur, inséré au centre de ces couches d'acier et de caoutchouc.

Le système d'isolation dans la structure isolée consiste en 15 appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) placés sous chaque poteau, les caractéristiques de ces appuis sont représentées dans le tableau (IV.1) comme suit :

Poteau	Période (sec)	B_{eff} (%)	K_{eff} (kN)	K_{ep} (kN)	K_V (kN)	Q (kN)	ϕ_{PB} (cm)	ϕ_{iso} (cm)	H (cm)
Angle	2.743	20	502.13	350.832	616122.943	33.29	7	40	63
Rive	2.743	20	770.36	538.249	962692.098	51.07	9	50	67
Central	2.743	20	1257.28	878.455	1386276.62	83.35	11	60	67

Tableau III. 1: Caractéristiques du système d'isolation LRB

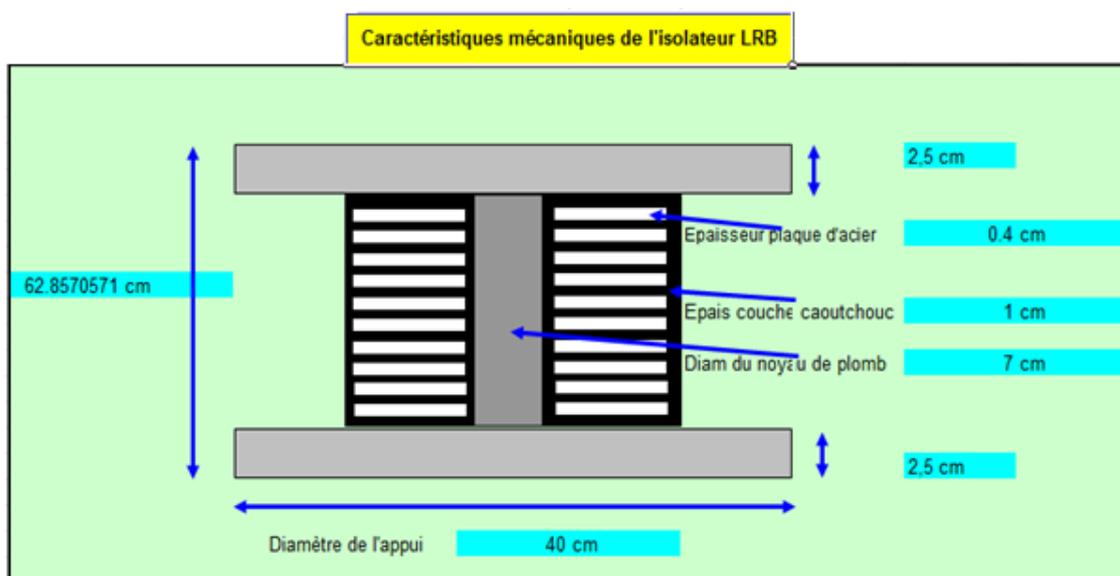


Figure III. 10: caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB

Avec :

B_{eff} : Pourcentage d'amortissement effectif du système d'isolation.

K_{eff} : Rigidité effective horizontale de l'isolateur.

K_{ep} : Rigidité élasto-plastique de l'isolateur.

K_v : Rigidité verticale de l'isolateur.

F_y : Force d'écoulement de l'isolateur.

ϕ_{PB} : Diamètre de barreau de plomb.

ϕ_{iso} : Diamètre de l'isolateur.

H : Hauteur de l'isolateur.

III.3.3. Description des excitations sismiques

Une analyse des réponses par accélérogrammes est effectuée pour étudier l'influence de l'amortissement sur la réponse dynamique des structures isolées avec les différents pourcentages d'amortissement effectif. Les différentes excitations sismiques considérées dans cette analyse sont les suivantes :

- La composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley (1979).
- La composante d'Oakland Outer Harbor Wharf du séisme de Loma Prieta (1989).
- La composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta (1989).
- La composante de Sylmar County du séisme de Northridge (1994).

Avec des accélérations maximales du sol (Peak Ground Acceleration) PGA de 0.436g, 0.287g, 0.442 g et de 0.604 g respectivement. Les accélérogrammes de ces excitations sont représentés respectivement sur les figures (IV.11), (IV.12), (IV.13) et (IV.14).

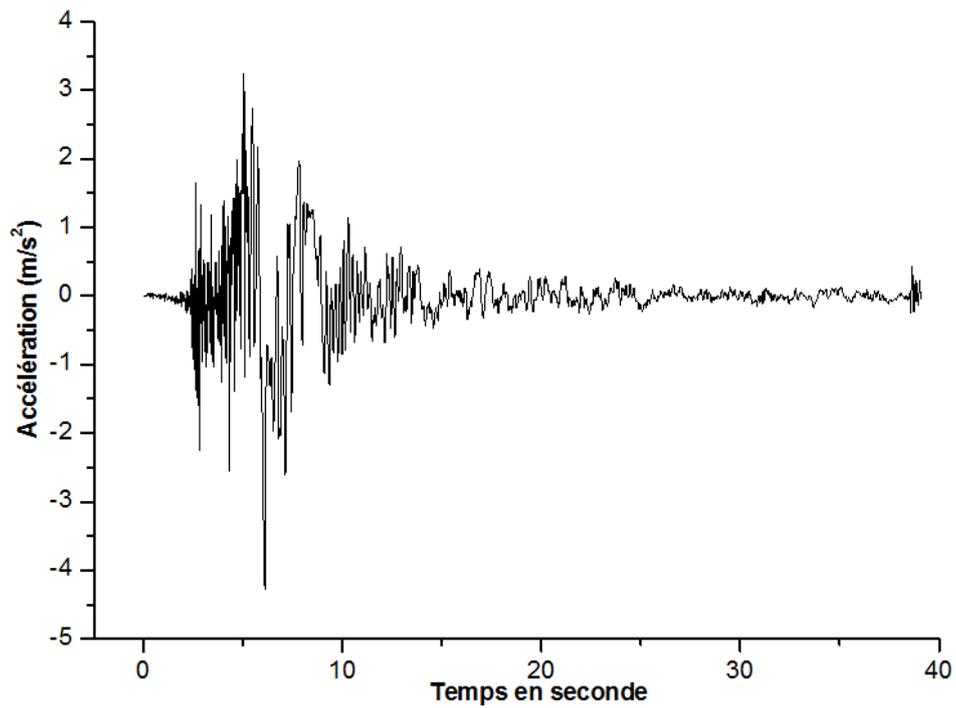


Figure III. 11: Accélérogramme de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley (1979).

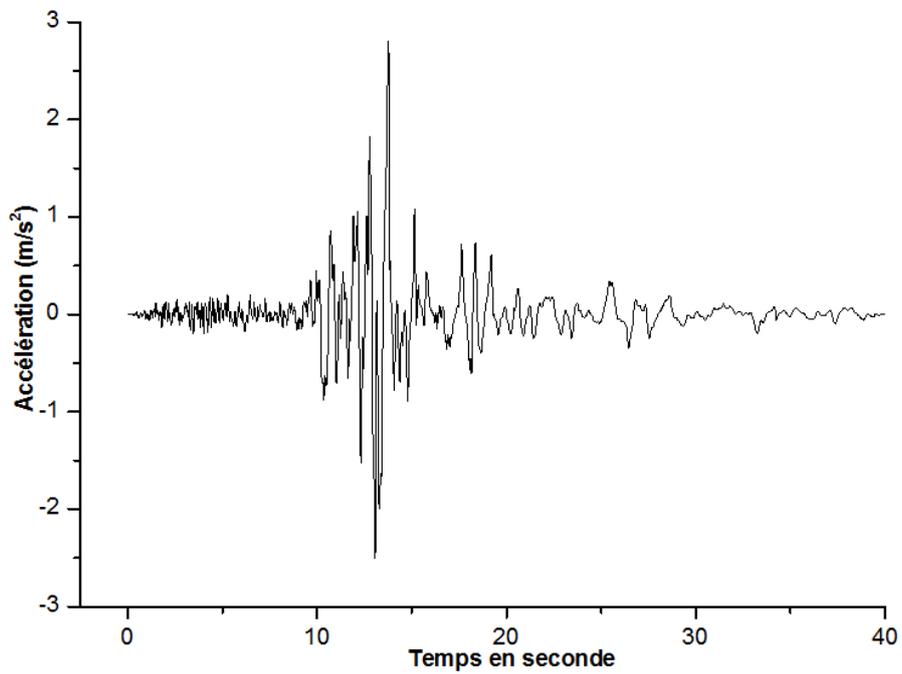


Figure III. 12: Accélérogramme de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma

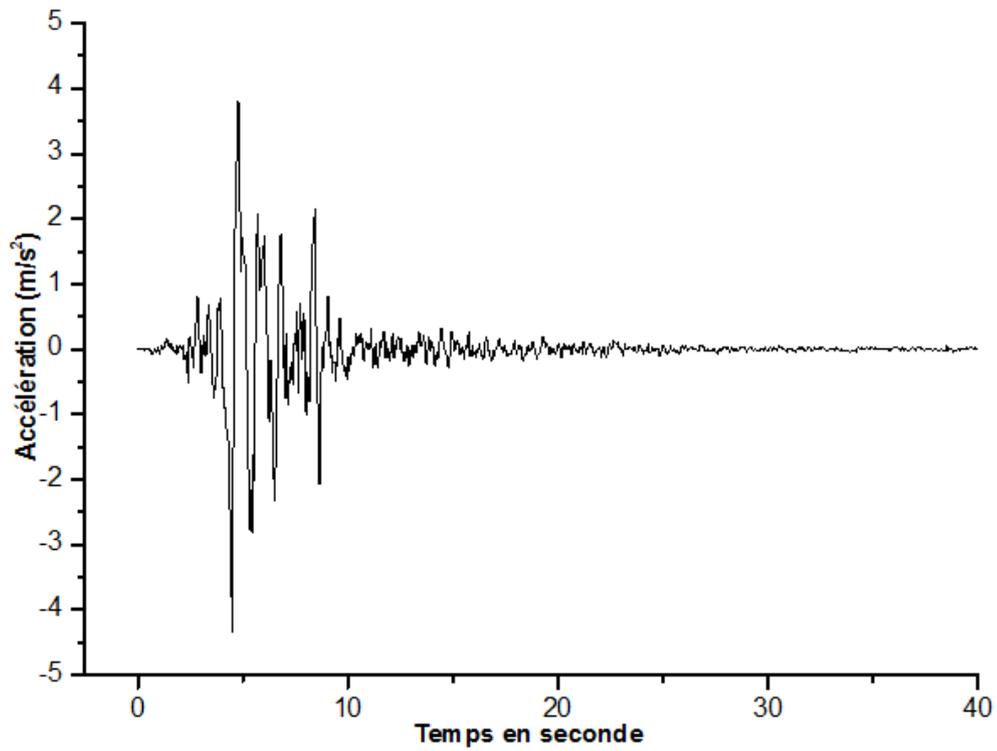


Figure III. 13: Accélérogramme de la composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

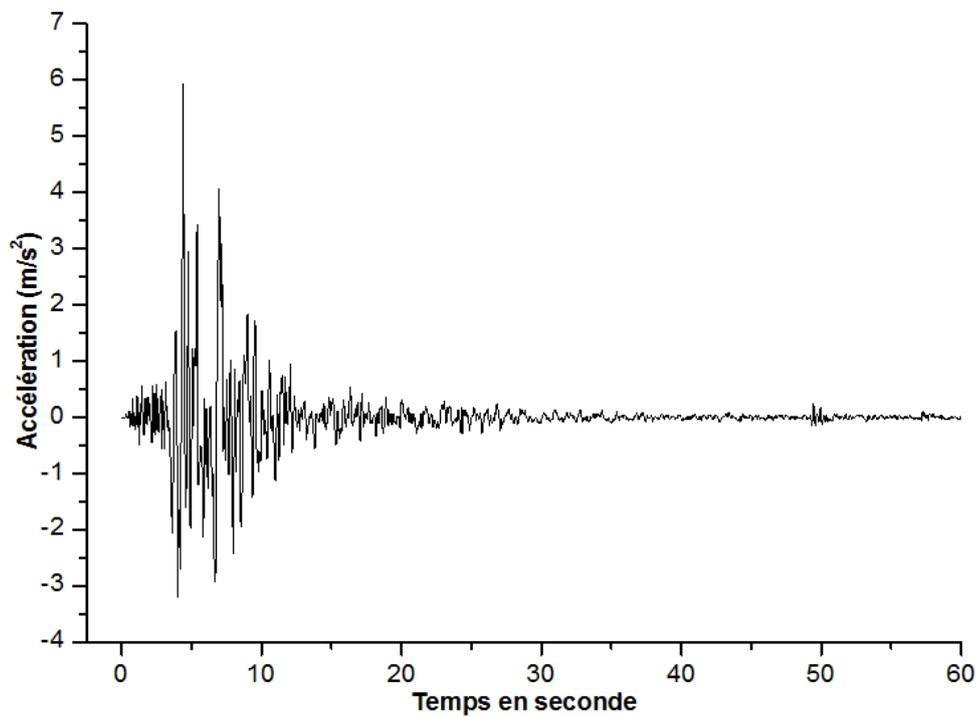


Figure III. 14: Accélérogramme de la composante de Sylmar County du séisme de Northridge (1994).

L'analyse fréquentielle des accélérogrammes a montré que les gammes de fréquence de chaque excitation sismique sont réparties comme suit :

- La composante d'El Centro d'Imperial Valley : 0,15 à 0,5Hz.
- La composante d'Oakland Outer Harbor Wharf de Loma Prieta : 0,5 à 1,65Hz.
- La composante de Lexington Dam de Loma Prieta : 0,65 à 2,45Hz.
- La composante de Sylmar County de Northridge : 0,35 à 3,6Hz.

Les spectres d'amplitude de Fourier de ces excitations sismiques sont donnés respectivement par les figures suivantes, (IV.15), (IV.16), (IV.17) et (IV.18):

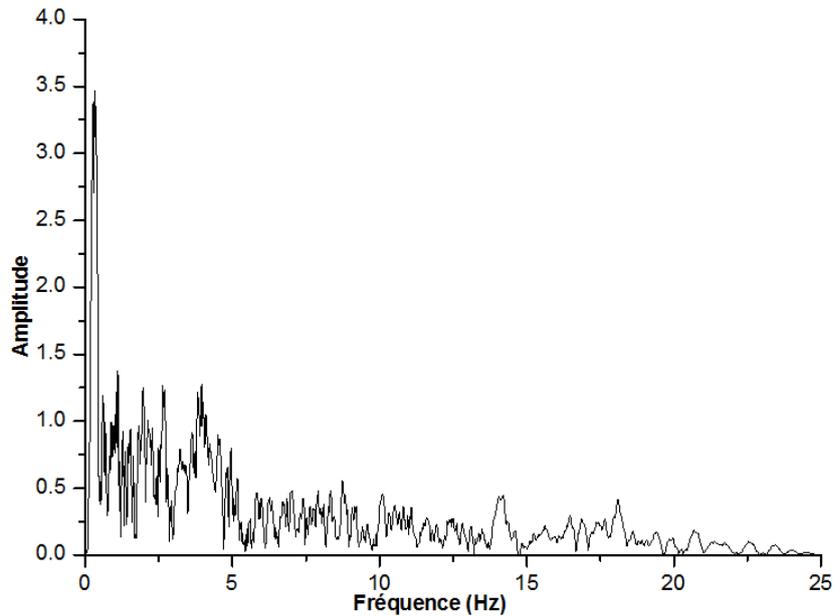


Figure III. 15: Contenu fréquentiel de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.

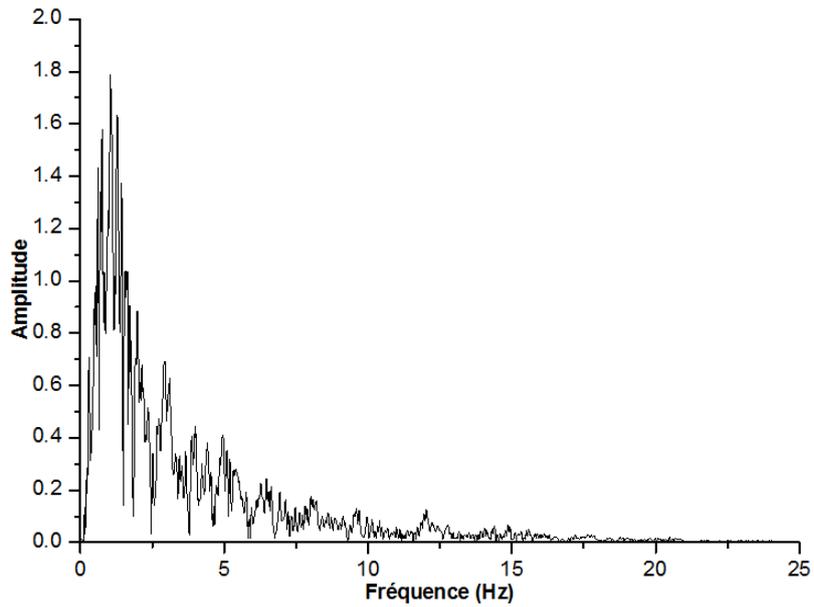


Figure III. 16: Contenu fréquentiel de La composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

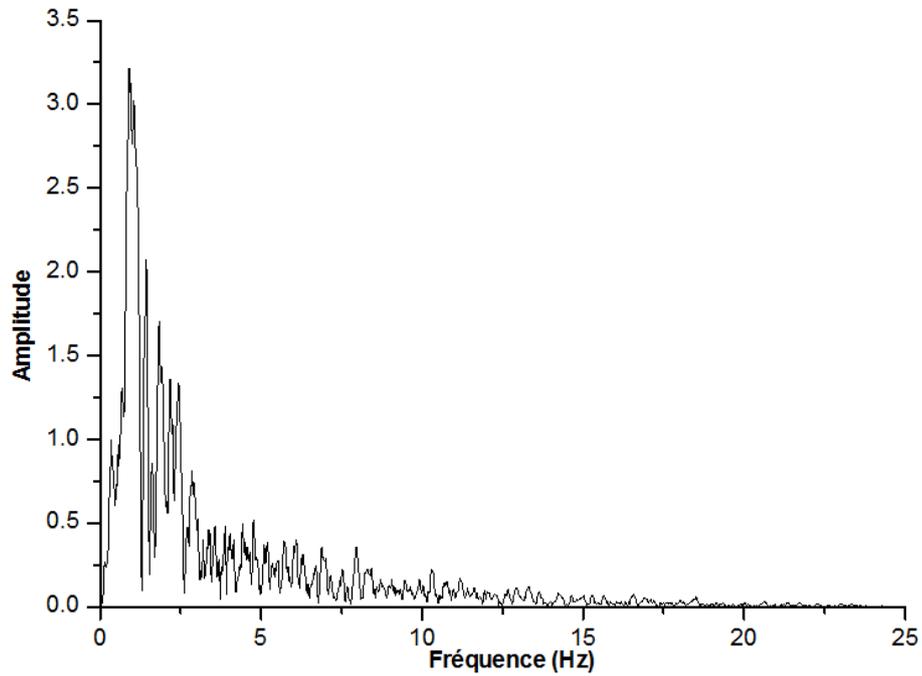


Figure III. 17: Contenu fréquentiel de La composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

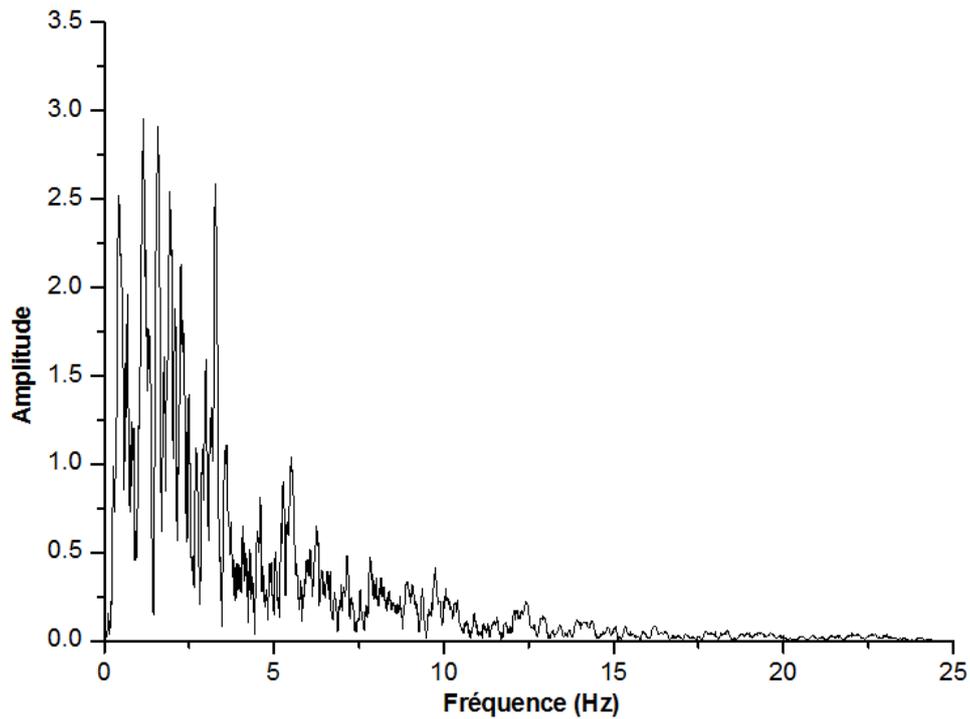


Figure III. 18: Contenu fréquentiel de La composante de Sylmar County du séisme de Northridge.

III.3.4. Comparaison des résultats

III.3.4.1. Périodes et pulsations

Les résultats des périodes et des pulsations pour les deux structures encastree et isolée sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Mode	Structure encastree		Structure isolée	
	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)
1	1.4222	4.4176	2.7429	2.2906
2	1.3800	4.5527	2.7191	2.3107
3	1.2168	5.1633	2.6222	2.3961
4	0.4561	13.7741	0.7233	8.6859
5	0.4439	14.1518	0.7017	8.9536
6	0.2549	24.6499	0.6213	10.1128
7	0.2494	25.1845	0.3625	17.3313
8	0.1683	37.3203	0.3534	17.7761
9	0.1654	37.9831	0.3148	19.9561
10	0.1202	52.2339	0.2303	27.2790
11	0.1186	52.9530	0.2251	27.9122
12	0.0905	69.3808	0.1958	32.0784

Tableau III. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastree et isolée

D'après ces résultats, les périodes sont augmentées et les pulsations sont réduites pour les modes de la structure isolée par rapport à la structure encastrée à la base. Ceux-ci montrent que l'effet du système d'isolation est d'assouplir la structure isolée.

III.3.4.2. Déplacements Relatifs

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

Les courbes de la figure (III.19), établies sous l'excitation d'El Centro pour un bâtiment conventionnel et un bâtiment avec isolation à la base de type LRB, montrent une réduction des déplacements relatifs au plancher terrasse de (16,05% et 39,98%) pour un taux d'amortissement de (10% et 30%) respectivement. Par conséquent, une dissipation d'énergie moins prometteuse spécifiquement pour cette excitation d'une part, comme on observe une forte proportionnalité entre la réduction du déplacement et le taux d'amortissement d'autre part.

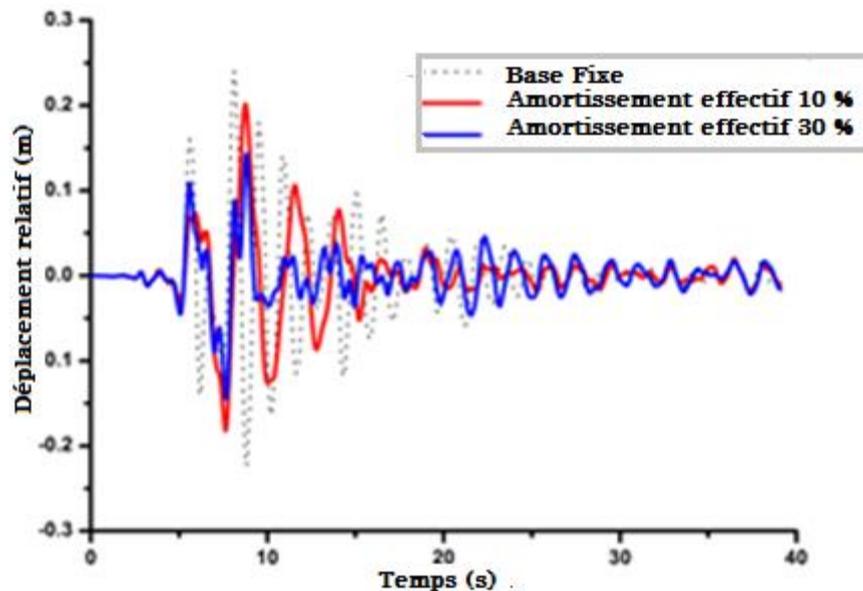


Figure III. 19: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

À partir de ces courbes obtenues sous la composante de Lexington, on déduit qu'il y a une forte dissipation d'énergie par le système d'isolation qui est traduite par la réduction du déplacement relatif du plancher terrasse par un taux très élevé de (64.91% et 65.25%)

respectivement pour un taux d'amortissement de (10% et 30%), comme on remarque que l'augmentation du taux d'amortissement est insignifiante pour ce type d'excitation car la réduction du déplacement est pratiquement constante.

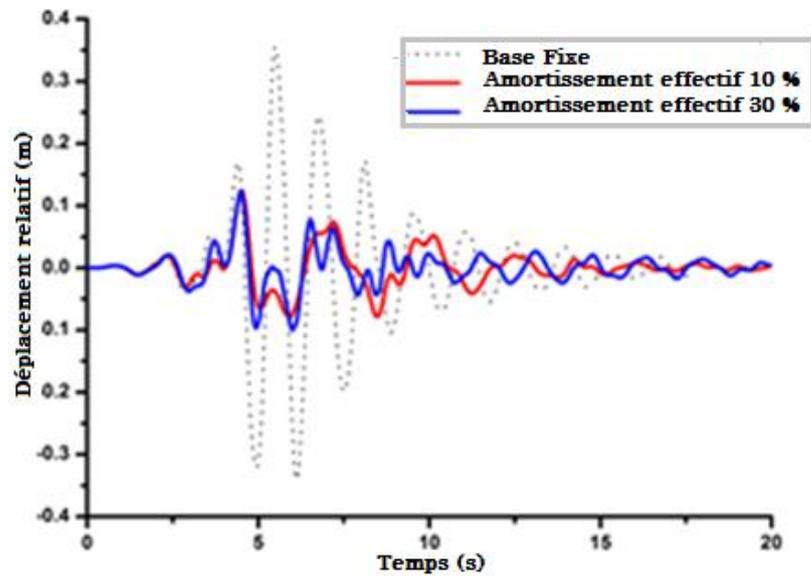


Figure III. 20: Déplacements relatifs du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

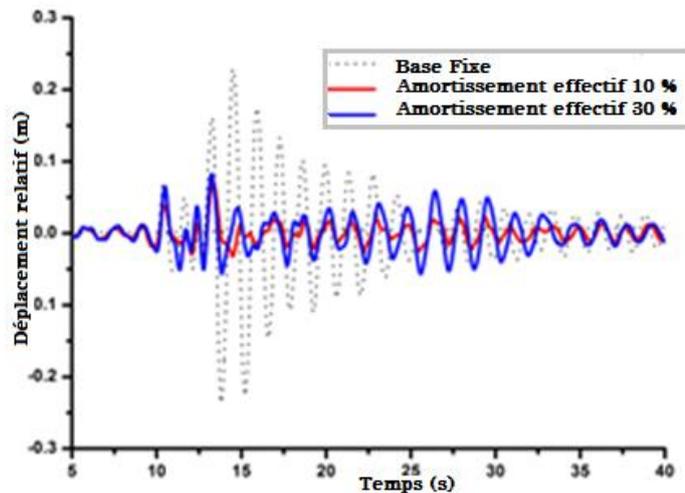


Figure III. 21: Déplacements relatifs du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

Sous l'effet de l'excitation d'OAKWHAF, on enregistre une déviation pratiquement de la totalité de l'énergie sismique vers l'isolateur LRB, ce qui a donné naissance à une forte réduction du déplacement relatif au sommet estimé à (70,03% et 64,10%) respectivement à

des taux d'amortissement de (10% et 30%). Par conséquent on observe une grande efficacité du système d'isolation.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Le graphe de la figure (III.22) montre que plus on augmente le taux d'amortissement de l'isolateur plus il y aura une réduction du déplacement relatif de manière très significative et par conséquent, illustre l'efficacité du système d'isolation à la base pour cette excitation. La réduction du déplacement relatif est estimée à (59,39% et 74.70%) relatif à un taux d'amortissement de (10% et 30%) respectivement.

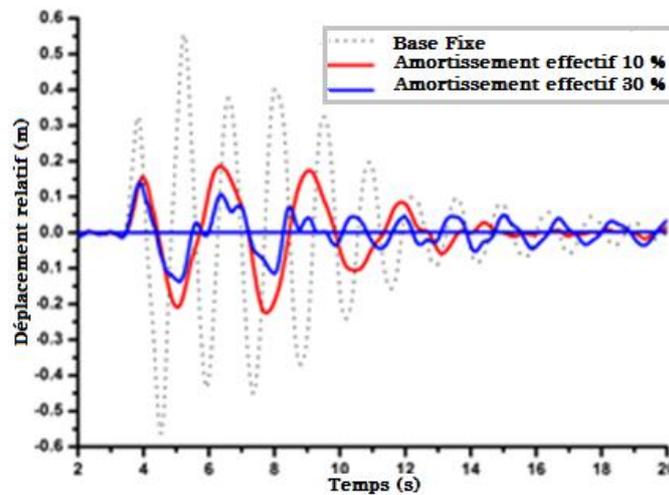


Figure III. 22: Déplacements Relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) soumis à la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

III.3.4.3. Déplacements Maximaux

Le graphe représente la variation du déplacement relatif maximum au sommet en fonction de la variation du taux d'amortissement pour les différentes excitations sismiques. Par conséquent, on dénote que le système d'isolation LRB est efficace vu le taux de réduction élevé des déplacements relatifs qui peut atteindre parfois plus de 74% pour certaines excitations. On enregistre, en particulier, que pour les excitations de Sylmar et El Centro, que le taux d'amortissement est proportionnel à la réduction des déplacements relatifs au sommet, qui peuvent atteindre 0,14 m. Par contre, pour les excitations Lexington et Oakwharf, on remarque une stagnation presque parfaite de la réduction du déplacement relatif au sommet. En conséquence, l'augmentation du taux d'amortissement de l'isolateur

est inutile. En conclusion, l'isolateur LRB s'avère plus efficace pour l'excitation d'Oakwharf, cela est traduit par une forte réduction du déplacement relatif au sommet.

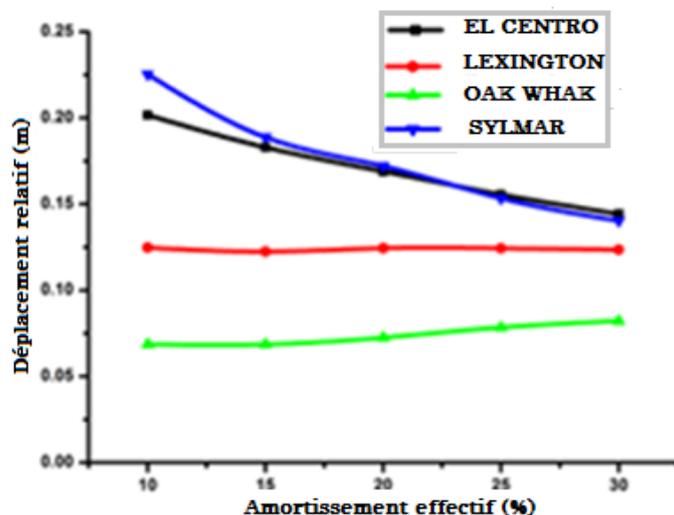


Figure III. 23: Déplacements relatifs maximaux du dernier niveau sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur soumis à différentes excitations sismiques

III.3.4.4. Déplacement inter-étages

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

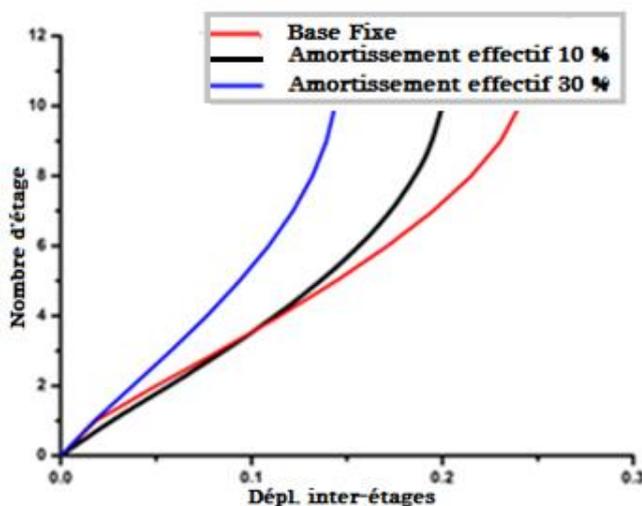


Figure III. 24: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

Les courbes de la figure (III.24) sont le résultat d'une étude comparative du déplacement inter-étages d'un bâtiment conventionnel et un bâtiment avec dispositif d'isolation à la base (LRB) doté des taux d'amortissement de 10% et 30%, sous l'excitation d'El Centro.

On a enregistré une réduction de (16,79% et 40,16%) du déplacement inter-étages du plancher terrasse respectivement à des taux d'amortissement de (10% et 30%). Par conséquent, une faible réduction a été observée à 10% de taux d'amortissement ; par contre une réduction notable à fort taux amortissement (30%).

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Suite à l'excitation de Lexington on examine que les déplacements inter-étages sont estimés à (65,25% et 66,03%) respectifs à des taux d'amortissement de (10% et 30%) figure (III.25). Donc, on enregistre, d'une part une forte réduction du déplacement inter-étages arrivant aux alentours de 66%, cela traduit la fiabilité du système d'isolation LRB, et d'autre part, on observe que les deux courbes relatives à (10% et 30%) des taux d'amortissements sont intimement conjointes. Par conséquent, d'un point de vue technico-économique, on se limite pour cette excitation à un système LRB doté d'un taux d'amortissement de 10%.

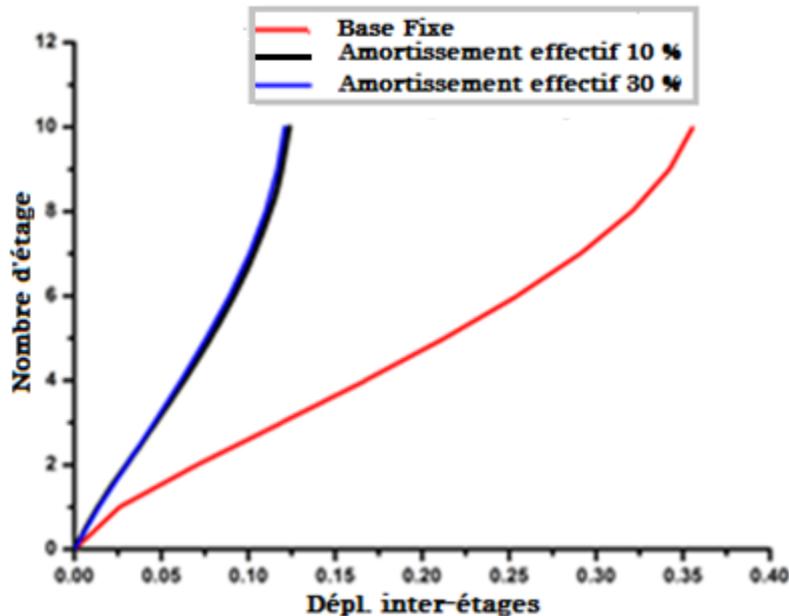


Figure III. 25: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

Sous l'excitation d'OakWhaf, on enregistre pratiquement la même réponse que celle de Lexington caractérisée par une forte réduction du déplacement inter-étages estimé à (71,43% et 70,23%) respectivement à des taux d'amortissement de (10% et 30%) figure

(III.26). Par conséquent, le système d'isolation LRB à 10% de taux d'amortissement s'avère adéquat, réduisant le déplacement inter-étages à 71.43 % estimé à (0,0682 m).

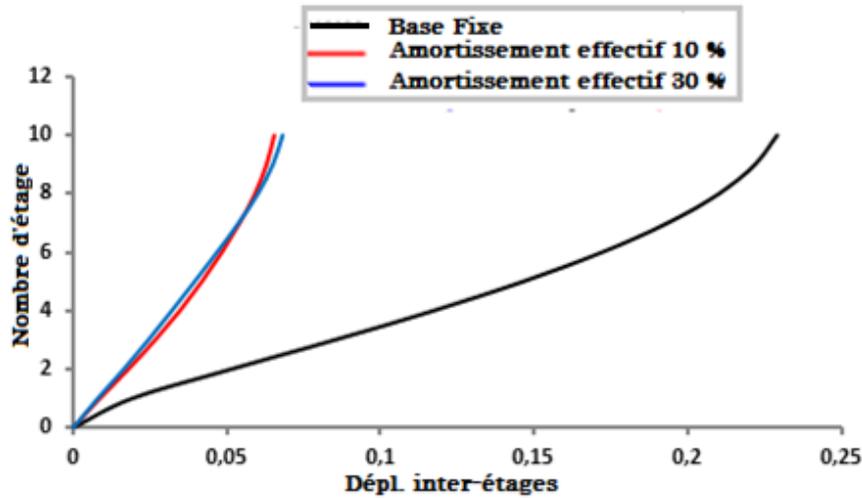


Figure III. 26: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

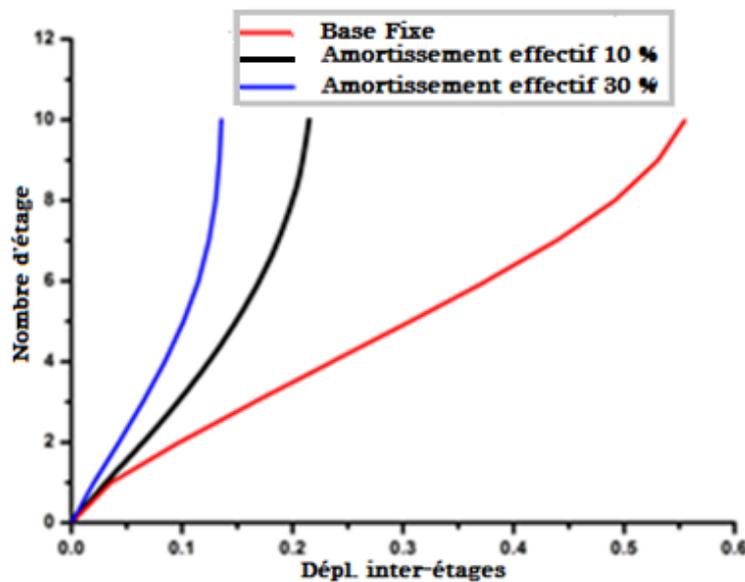


Figure III. 27: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge.

En dépit d'une excitation caractérisée par un fort PGA de (0.604g) de celle de Sylmar County, le déplacement inter-étages est réduit proportionnellement avec le taux d'amortissement de l'isolateur, qui est estimé à (61.28% et 75.57 %) respectivement aux taux (10% à 30%). Par conséquent, le système d'isolation LRB s'avère très efficace pour la réduction du déplacement inter-étages, plus de 75%, d'une valeur de (0,1358 m)

III.3.4.5. Effort tranchant à la base

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

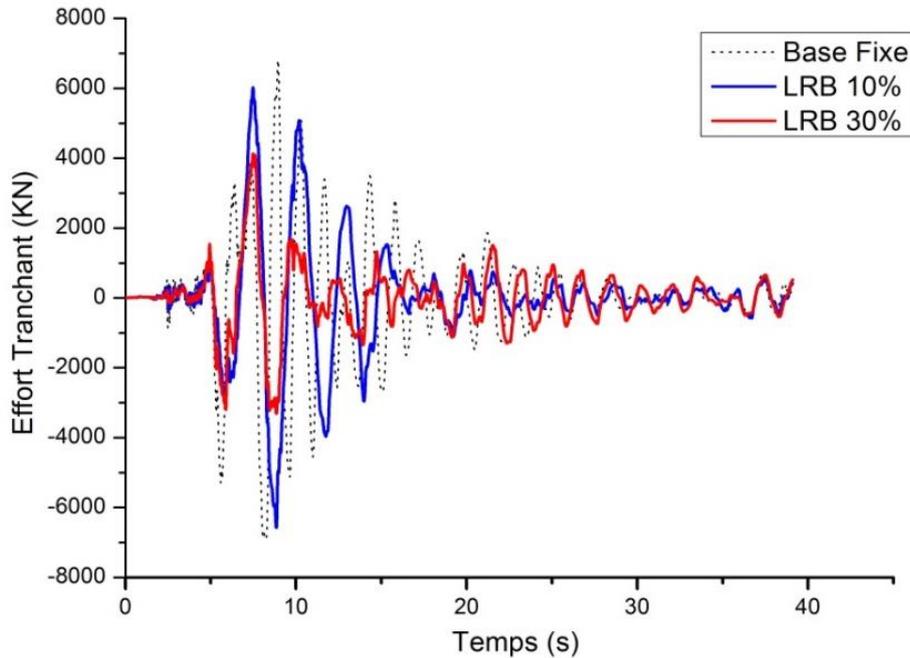


Figure III. 28: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro - Imperial Valley

La figure (III.28) montre une très faible réduction de l'effort tranchant à la base estimée à 4,45% relative à un taux d'amortissement de 10%, contrairement pour un taux de 30% , on observe une réduction appréciable de 39,91% d'une structure avec isolation LRB comparée à celle d'une structure à base fixe.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

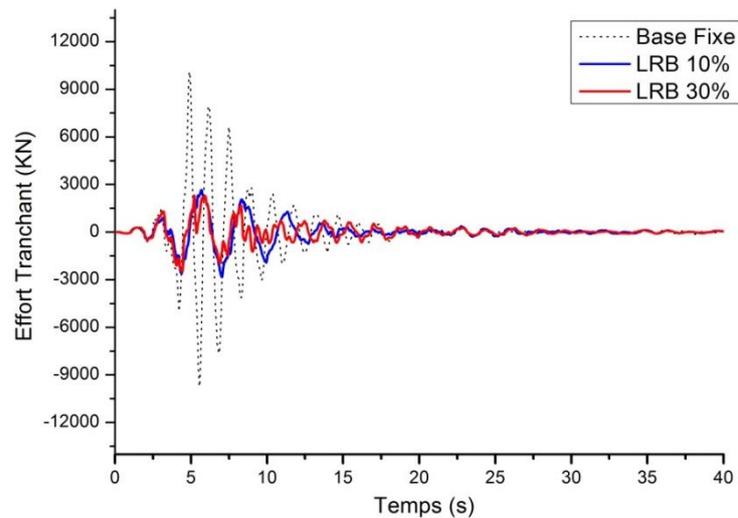


Figure III. 29: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam - Loma Prieta.

La figure (III.29) illustre la parfaite efficacité du système d'isolation LRB pour le contrôle de la réponse comparée à celle d'une structure à base fixe, cela s'exprime par une forte réduction de l'effort tranchant évaluée à des pourcentages de 71,92% et 75,23% respectivement à des taux d'amortissement de 10% et 30%.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

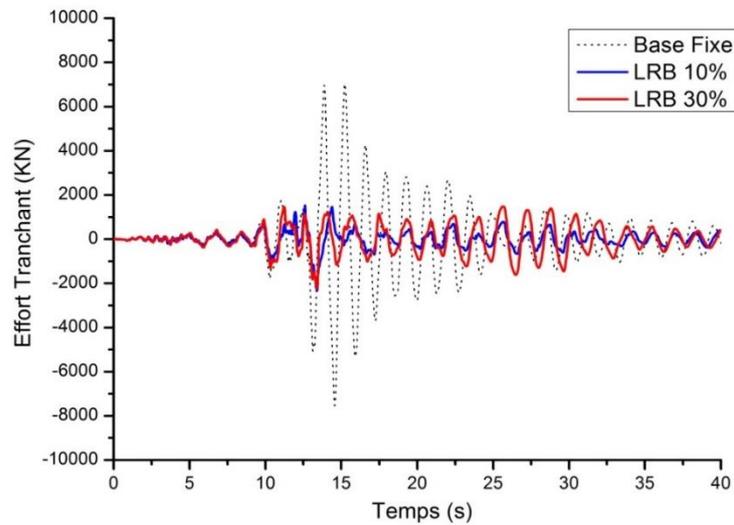


Figure III. 30: Effort Tranchant à la base sous la composante d'Oakland Outer - Loma Prieta

Sous l'effet de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta le système LRB est très opérant par sa forte réduction de la réponse en effort tranchant estimée à 68,97% pour un taux d'amortissement de 10 % et respectivement une réduction de 70,26% pour un taux de 30%.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

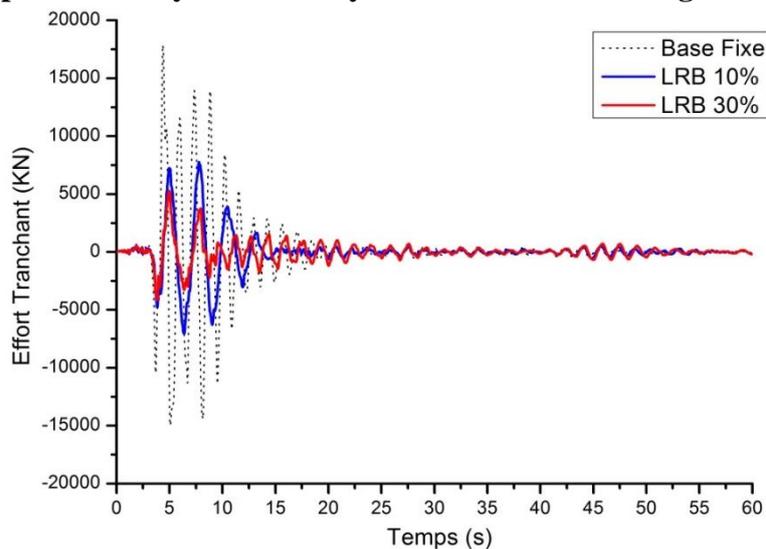


Figure III. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County – Northridge

La figure (III.31) met en évidence l'effet majeur de l'augmentation du taux d'amortissement sur l'effort tranchant, puisqu'on enregistre une réduction notable de l'effort tranchant lorsque nous augmentons le taux d'amortissement du système LRB. Cette réduction est de 56,49 % et de 70,43%, respectivement à des taux d'amortissements de 10% et 30%.

III.3.4.6. Tableau récapitulatif de la réponse sismique

Réponse	ξ (%)	Taux de réduction (structure avec LRB / structure à base Fixe)			
		EL CENTRO	LEXINGTON	OAK WHARF	SYLMAR
Déplacement relatif	10 %	16,05	64,91	70,03	59,39
	30 %	39,98	65,25	64,10	74,70
Effort tranchant	10 %	04,45	71,92	68,97	56,49
	30 %	39,91	75,23	70,26	70,43
Déplacement inter-étages	10 %	16,79	65,25	71,43	61,28
	30 %	40,16	66,03	70,23	75,57

Tableau III. 3: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB par rapport à celle d'une base fixe

III.3.4.7. Bilan énergétique

Quand une structure est soumise à un séisme, le bilan énergétique du système de la structure peut être exprimé comme suit :

$$E_S = E_C + E_P + E_L + E_{MD}$$

Où:

E_S = Energie sismique d'entrée;

E_C = Energie cinétique de la structure ;

E_P = Energie potentielle de la structure ;

E_L = Energie absorbée par l'isolateur ;

E_{MD} = Energie d'amortissement modale.

III.3.4.7. a) Structure isolée avec système LRB à faible taux d'amortissement (10%)

a.1) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

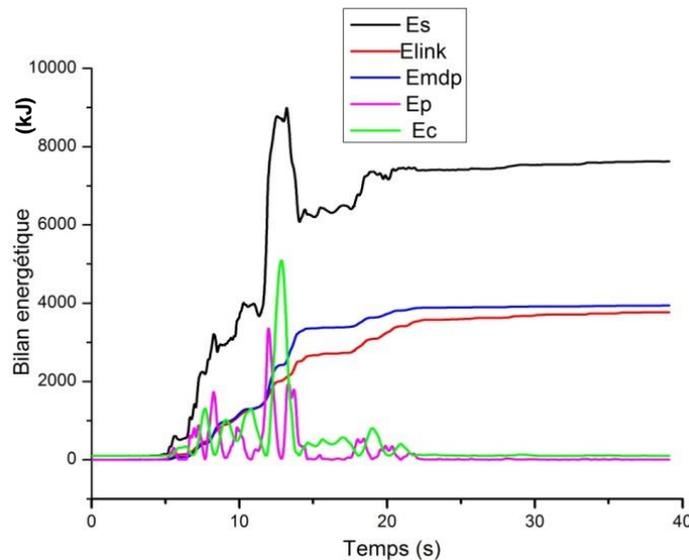


Figure III. 32: Bilan énergétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

Sous l'excitation d'El Centro (Imperial Valley), la figure (III.32) montre que la dissipation de l'énergie sismique est partagée entre le système d'isolation LRB qui reprend un taux de 49,43% et l'amortissement modal structurel qui absorbe 51,68%.

a.2) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Sous cette excitation, cette fois-ci la grande part de l'énergie sismique d'entrée est déviée par le système d'isolation LRB estimée d'un taux de 52,99 %, parallèlement l'amortissement modal structurel marque une dissipation flagrante avec un taux de 46,99 % de l'énergie sismique induite par l'excitation Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.

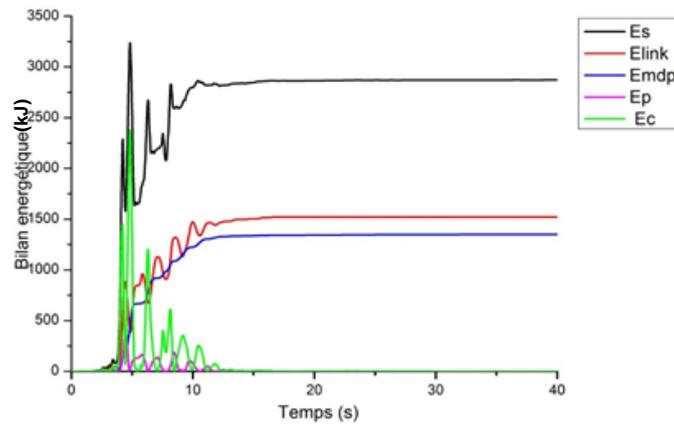


Figure III. 33: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta

a.3) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

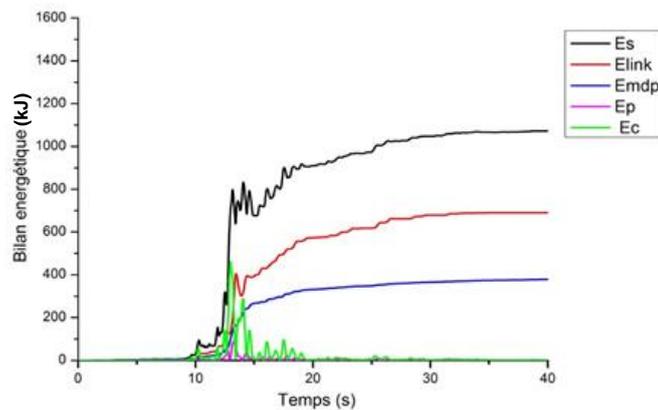


Figure III. 34: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

L'énergie sismique induite par la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta se caractérise par une très faible intensité par rapport à celle du séisme d'Imperial Valley ou de Northridge, une grande partie de cette énergie est dissipée par le système d'isolation atteignant un taux de 64,39%. Cela dénote l'efficacité du système d'isolation LRB avec seulement un taux de 10%. Par ailleurs, l'amortissement modal structural participe avec une dissipation estimée à 35,30 %.

a.4) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Sous la Composante de Sylmar County du séisme de Northridge, on enregistre une grande énergie sismique induite d'intensité $E_s = 8476.7867$ kJ. Une forte dissipation de cette

énergie est assurée d'abord par l'amortissement modal avec un taux de 59,99 %, et l'énergie résiduelle évaluée à 40% sera déviée par le système LRB.

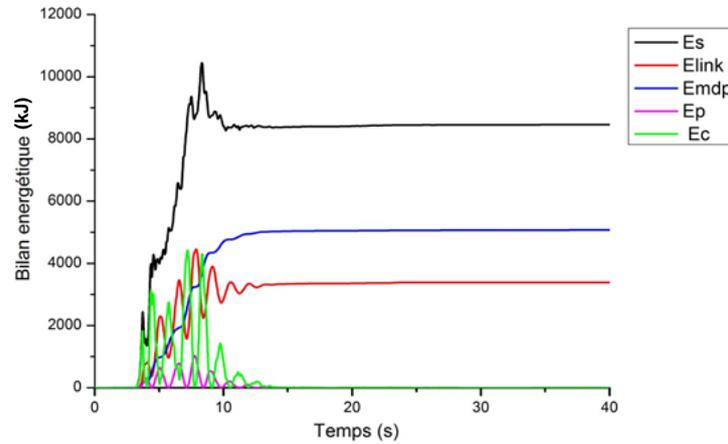


Figure III. 35: Bilan énergétique de la structure avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County – Northridge

III.3.4.7 b) Structure isolée avec système LRB à fort taux d'amortissement (30%)

b.1) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

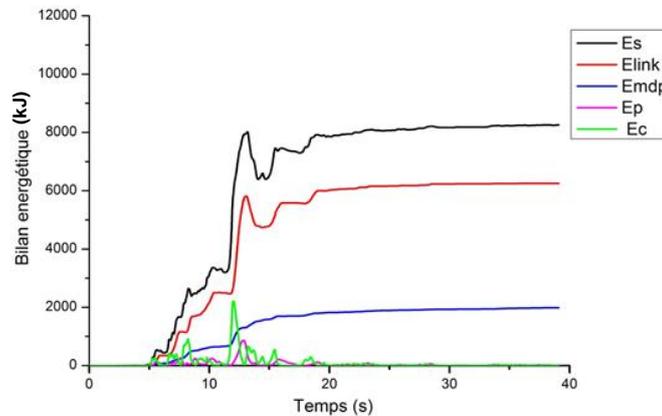


Figure III. 36: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB pour un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Sous la forte énergie sismique induite par l'excitation d'El Centro du séisme d'Imperial Valley ($E_s=8256.2617$ kJ), on remarque que le système d'isolation LRB avec un amortissement effectif de 30% permet de dissiper 75,73%. Le reste de l'énergie, évaluée à 24,07%, a été dissipée par l'amortissement modal structurel.

b.2) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Sous une faible énergie sismique telle que celle induite à la structure par la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, on examine encore l'efficacité du système LRB à fort amortissement par sa déviation d'une grande partie de l'énergie d'entrée, estimée à 67,00%. La structure dissipe un taux appréciable égal à 39,99 %.

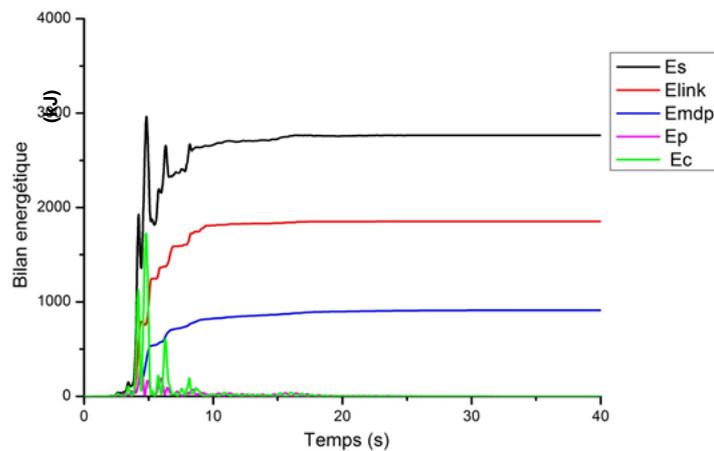


Figure III. 37: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta

b.3) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

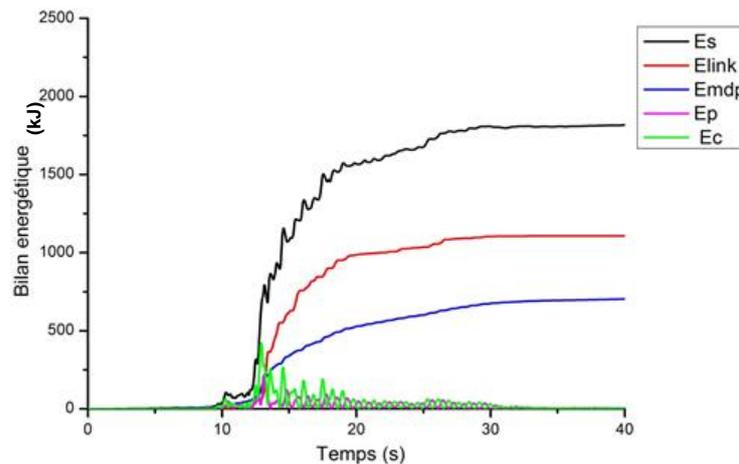


Figure III. 38: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

La figure (III.38) montre la dissipation de l'énergie sismique induite par cette la composante d'Oakland Outer. Le système d'isolation LRB a dévié une part de 60,91%, et

l'amortissement modal structurel a eu un impact remarquable en matière de dissipation estimée à un taux de 38,70 %.

b.4) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

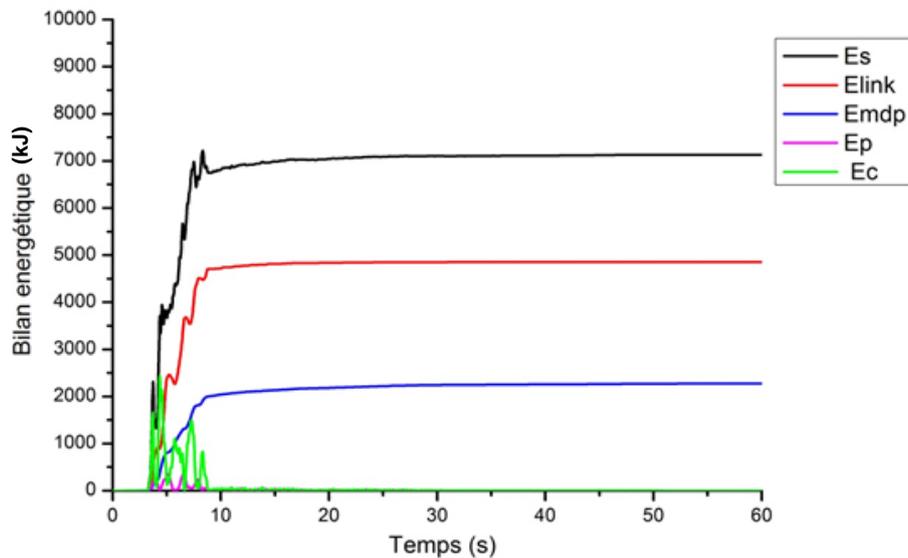


Figure III. 39: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Dans la figure (III.39), on observe pratiquement un comportement similaire à celui de la composante d'El Centro figure (III.35), qui est caractérisé par une forte énergie sismique d'entrée égale à $E_s = 7129,4205$ kJ, déviée par le système LRB et estimée à 68,09%. Le dispositif d'isolation LRB, s'avère très efficace dans ce cas. Par ailleurs l'énergie restante est dissipée sous forme d'amortissement structurel avec un taux de 31,90 %.

III.3.4.8. Tableau récapitulatif du bilan énergétique

Le tableau suivant illustre la synthèse du bilan énergétique d'un bâtiment à dix (10) étages monté sur le système d'isolation LRB à faible (10%) et fort (30 %) taux d'amortissement, et cela dans l'objectif d'examiner l'effet du taux d'amortissement sur le bilan énergétique.

ENERGIE		Bilan énergétique sous différentes excitations sismiques				
		% amorti	ELCENTRO	LEXINGTON	OAK WARF	SYLMAR
E_S	Intensité (kJ)	10 %	7622,19	2871,30	1072,09	8476,78
		30 %	8256,26	2765,61	1817,17	7129,42
E_L	Intensité (kJ)	10 %	3767,74	1521,63	690,34	3391,08
		30 %	6252,39	1852,90	1106,85	4854,36
	Taux %	10 %	49,43	52,99	64,39	40,00
		30 %	75,73	67,00	60,91	68,09
E_{MD}	Intensité (kJ)	10 %	3939,37	1349,15	378,46	5084,93
		30 %	1987,01	912,37	703,27	2274,07
	Taux %	10 %	51,68	46,99	35,30	59,99
		30 %	24,07	32,99	38,70	31,90
E_P	Intensité (kJ)	10 %	0,549	0,252	1,70	0,664
		30 %	14,89	0,1	2,407	0,653
	Taux %	10 %	0,01	0,01	0,16	0,01
		30 %	0,18	00,00	0,13	0,01
E_C	Intensité (kJ)	10 %	75,758	0,226	1,56	0,004
		30 %	1,91	0,203	4,627	0,252
	Taux %	10 %	1,31	0,01	0,15	00,00
		30 %	0,02	0,01	0,25	00,00

Tableau III. 4: Bilan énergétique d'un bâtiment à dix étages isolé avec système LRB avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques

III.3.4.9. Énergie absorbée

III.3.4.9 a) Énergie maximale absorbée par l'isolateur

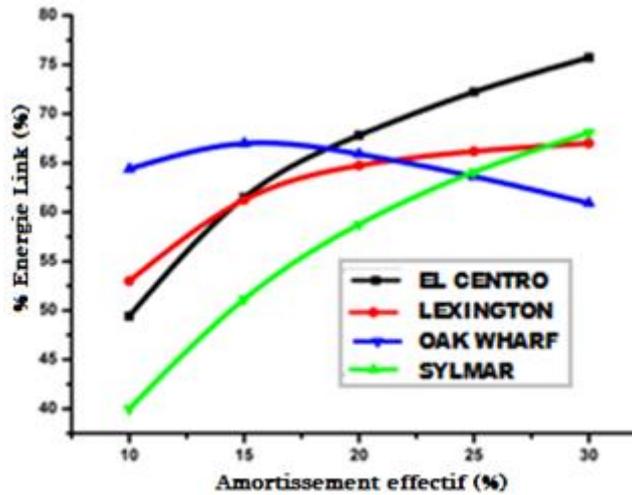


Figure III. 40: Énergies maximales absorbées par l'isolateur avec différents taux d'amortissement

Les courbes de la figure (III.40) représentent le pourcentage maximal de l'énergie absorbée par l'isolateur (énergie Link E_L) en fonction de son taux d'amortissement sous différentes excitations sismiques de nature différentes (champ proche et lointain), ainsi qu'aux contenus fréquentiels différents.

De l'analyse des résultats pour chaque excitation, nous pouvons déduire ce qui suit :

- Suite à l'excitation d'El Centro, on observe que l'énergie absorbée par l'isolateur est proportionnelle au taux d'amortissement. Mais cette variation n'est pas parfaitement linéaire, tel qu'on enregistre un taux de dissipation de (49,43% et 75,73%) respectivement à des taux d'amortissement de (10% à 30%). En conséquence, la valeur optimale (technico-économique) peut être atteinte à 20% (ce qui équivaut à 67,82% d'énergie d'entrée absorbée par le système d'isolation LRB).
- D'après l'accélérogramme de LEXINGTON, on observe, à 10%, une légère augmentation de dissipation d'énergie d'entrée égal à 52,99 % comparativement au cas d'EL CENTRO, comme on peut subdiviser la courbe en deux branches : La première est pratiquement croissante (entre 10% et 20%), et la seconde est quasi-monotone. Par conséquent, l'amortissement le plus adéquat est à 20% (ce qui

équivalait à 64,75% d'énergie d'entrée absorbée par le système LRB, qui est légèrement inférieure à celui d'EL CENTRO).

- D'après la courbe de l'excitation d'OAKWHAF, le pourcentage d'amortissement est inversement proportionnel à la dissipation d'énergie d'entrée. On constate une décroissance de la dissipation au fur et à mesure qu'on augmente le taux d'amortissement mais d'une manière parabolique. Mais il est aussi intéressant de signaler une forte dissipation de l'énergie sismique ' E_s ' (64,39%) enregistrée à un taux d'amortissement égal à 10% qui est équivalent au cas d'ELCENTRO et même proche de LEXINGTON à un taux de 20%. En conséquence, on opte pour un système d'isolation avec un taux d'amortissement de 10% pour une telle excitation.
- D'après L'accélérogramme de SYLMAR, on peut retenir que le mode de dissipation d'énergie par l'isolateur est analogue à celui d'ELCENTRO en respectant un certain décalage presque uniforme estimé à 9%. La valeur optimale du taux d'amortissement est prise à 20% où la dissipation de l'énergie sismique est estimée à 58,77%.

III.3.4.9 b) Énergie d'amortissement modal.

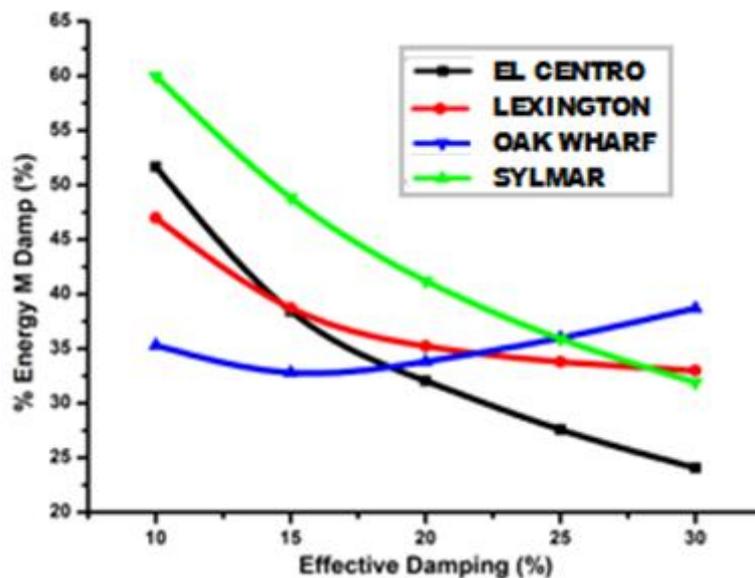


Figure III. 41: Énergies d'amortissement modales maximales sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur sous différentes excitations sismiques

Les courbes de la figure (III.41) montrent le taux de dissipation de l'énergie d'amortissement modal de la superstructure en fonction du taux d'amortissement de l'isolateur sous différentes excitations sismiques.

- Sous l'excitation d'El Centro, on constate que l'énergie modale d'amortissement structurel est inversement proportionnelle au taux d'amortissement effectif, sachant qu'on dénote une variation non linéaire de type hyperbole, le taux de dissipation d'énergie est estimé entre (51,68 % et 24,07 %) respectivement à des taux d'amortissement de (10% et 30%). On peut alors déduire que le pourcentage optimal du taux d'amortissement qui est de 20 % est équivalent à une énergie dissipée de l'ordre de 32,05 %
- La dissipation d'énergie modale d'amortissement structurelle sous la composante de Lexington Dam du séisme Loma Prieta est caractérisée par un taux légèrement inférieur par rapport à celle d'El Centro, qui est estimée à (46,99% et 32,99%) relativement à des amortissements effectifs de (10% et 30%). Comme on peut subdiviser la courbe en deux branches distinctes, la première sous forme d'une hyperbole entre les taux (10 % et 20 %), et la deuxième partie est pratiquement linéaire descendante. Par conséquent, le taux d'amortissement effectif à 20% correspondant à un taux de dissipation d'énergie modale de 35,23%, s'avère plus efficace pour cette excitation.
- Suite à la composante d'OAK WHARF, on aboutit au résultat suivant : Plus on augmente le taux d'amortissement au-delà de 15%, le taux de dissipation d'énergie modale structurelle augmente également d'une manière presque linéaire à faible pente. Par conséquent, le taux d'amortissement le plus adéquat est de 15 %, qui correspond à une réduction de 32,80 %.
- Sous la composante de SYLMAR, on peut dire que le mode de dissipation d'énergie modale structurelle est particulièrement analogue à celui d'EL CENTRO avec un pourcentage de décalage aux alentours de 9 % en plus par rapport à EL CENTRO. En conséquence la valeur optimale du taux d'amortissement est de 20 %, correspondant à une réduction de 41,22 %.

III.3.4.10. Tableau récapitulatif des taux d'énergies dissipées par l'isolateur et la superstructure

Les taux d'énergie modale structurale et celui absorbé par l'isolateur LRB sous différentes excitations sismique et à différents taux d'amortissement effectifs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

ξ_{eff} (%)	Taux d'énergies	ELCENTRO	LEXINGTON	OAK WHARF	SYLMAR
10 %	E_L (%)	49,43	52,99	64,39	40,00
	E_{MD} (%)	51,68	46,99	35,30	59,99
15 %	E_L (%)	61,50	61,25	66,99	51,61
	E_{MD} (%)	38,43	38,73	32,80	48,83
20 %	E_L (%)	67,82	64,75	65,91	58,77
	E_{MD} (%)	32,05	35,23	33,82	41,22
25 %	E_L (%)	72,32	66,19	63,63	64,08
	E_{MD} (%)	27,58	33,80	35,99	35,91
30 %	E_L (%)	75,73	67,00	60,91	68,09
	E_{MD} (%)	24,07	32,99	38,70	31,90

Tableau III. 5: Taux d'énergie dissipée par l'isolateur et la superstructure

III.3.4.11. Énergie absorbée par le système LRB

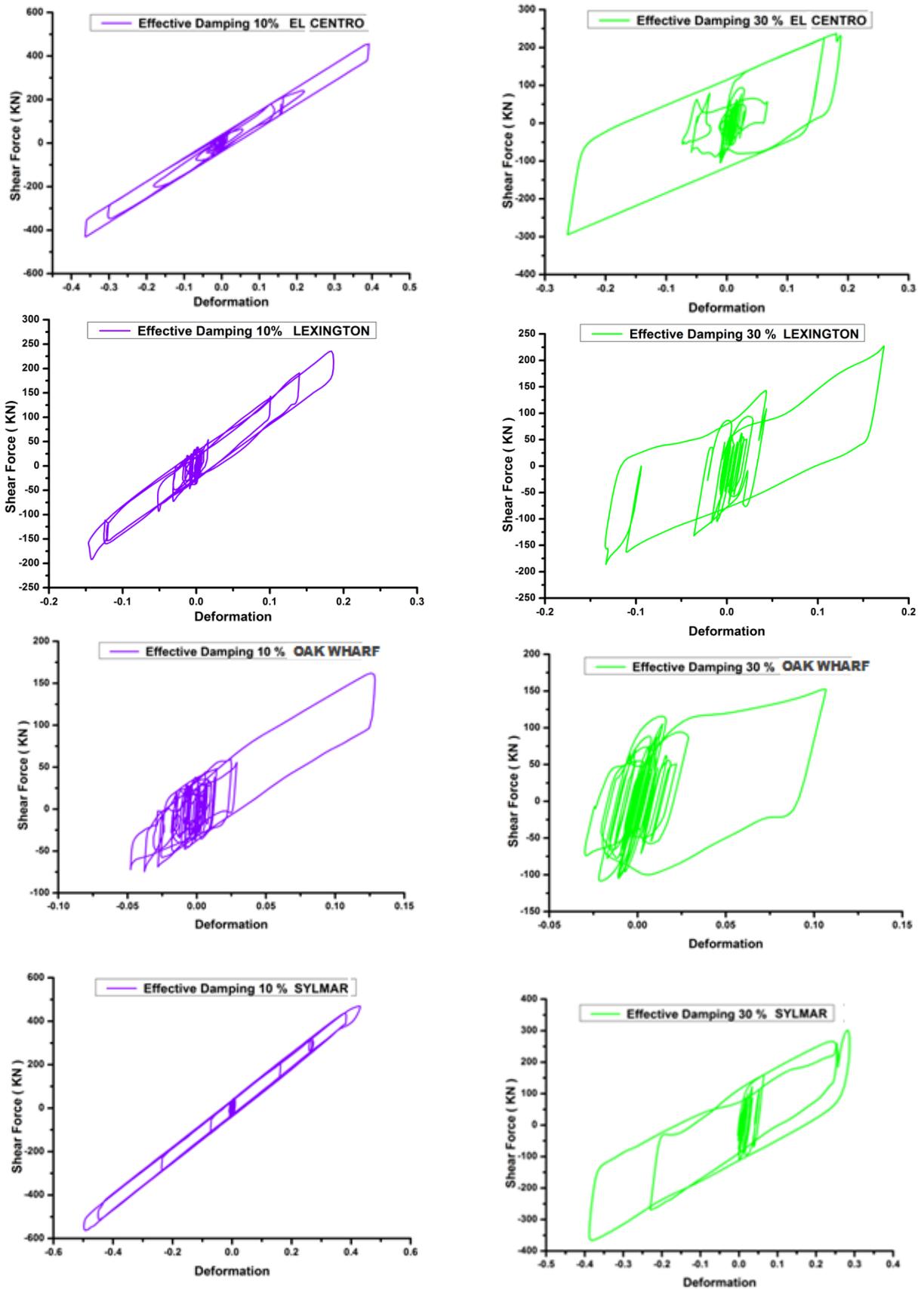


Figure IV. 4: Courbes hystérétiques Force-Déformation

La figure (III.42) regroupe un ensemble de courbes d'hystérésis décrivant la capacité d'absorption d'énergie de l'isolateur à des taux de 10% et 30%, sous les quatre excitations définies précédemment. On observe, d'après ces courbes, que plus on augmente le taux d'amortissement plus la surface de la courbe d'hystérésis augmente. Cela dénote l'efficacité de l'utilisation du système LRB traduite par une forte capacité d'absorption de l'énergie sismique en entrée.

III.4. Structure à 20 étages

Pour illustrer l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un bâtiment à base d'isolation, une investigation très large a été entreprise, en tenant compte de la variation de l'amortissement effectif, de la proximité de la source sismique et du nombre d'étages constituant la structure.

III.4.1. Description de la structure

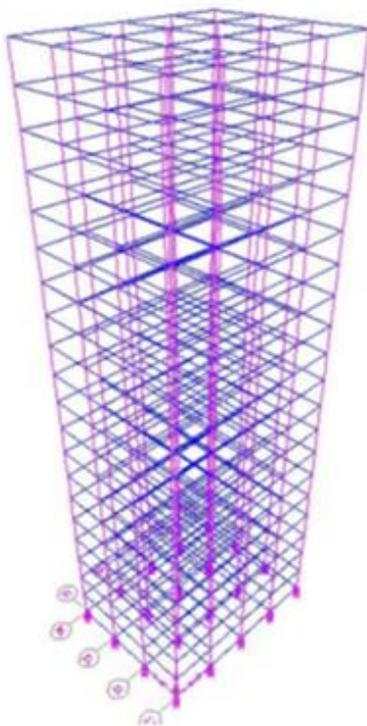


Figure III. 44: Vue en 3D

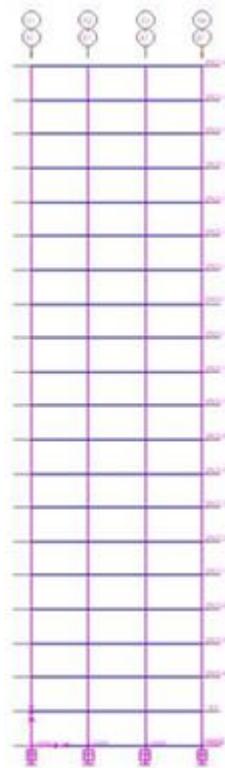


Figure III. 43: Vue en élévation

Il s'agit d'un bâtiment à vingt (20) étages en béton armé de forme rectangulaire en plan de $15 \times 20 \text{ m}^2$ comportant quatre travées dans le sens longitudinal et trois travées dans le sens transversal avec une longueur de 5 m chacune. Les poutres sont de section $30 \times 45 \text{ cm}^2$, les poteaux sont de section $50 \times 50 \text{ cm}^2$ et la hauteur d'étage est de 3 m avec des dalles pleines de 20 cm d'épaisseur.

Les excitations sismiques choisies pour cette investigation numérique sont similaires à celle utilisées pour le bâtiment à dix (10) étages.

Une étude paramétrique qui tient compte de la variation du pourcentage d'amortissement sous différentes excitations sismiques a été faite pour observer l'ampleur de la réponse sismique du bâtiment à base d'isolation LRB. Ce système d'isolation possède différents pourcentages d'amortissement effectif de 10% à 30% pour la même structure isolée.

III.4.2. Description du système d'isolation

La structure isolée comprend 15 appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) placés sous chaque poteau, les caractéristiques de ces appuis sont représentées dans le tableau (IV.6) comme suit :

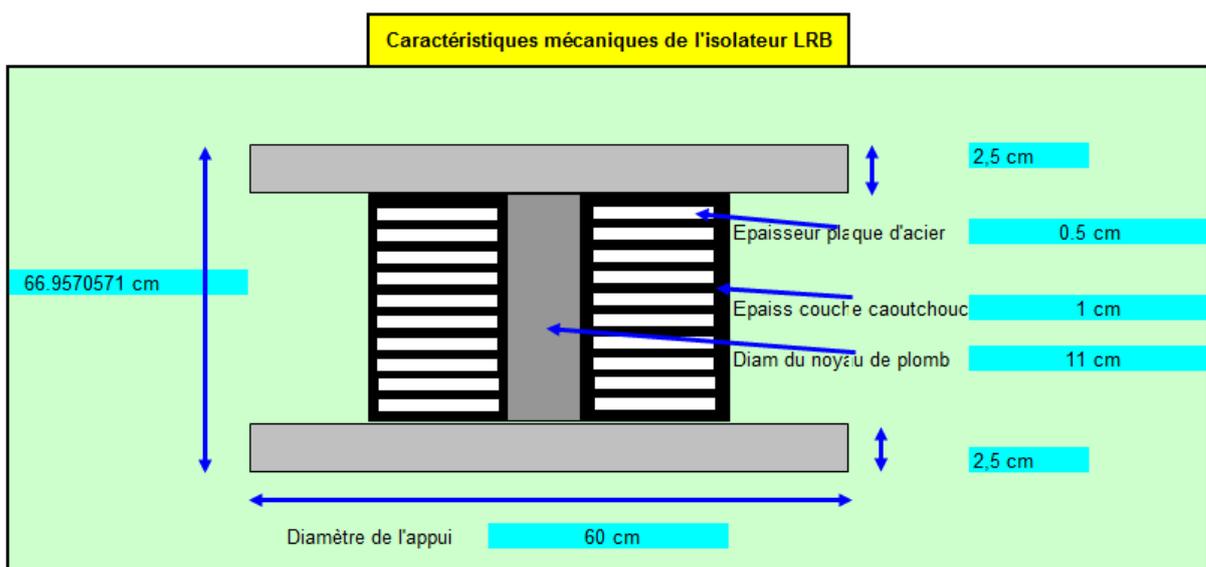


Figure III. 45: Caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB

Poteau	Période (sec)	B_{eff} (%)	K_{eff} (kN)	K_{ep} (kN)	K_v (kN)	Q (kN)	ϕ_{PB} (cm)	ϕ_{iso} (cm)	H (cm)
Angle	3.76	20	1183.91	827.195	1386276.62	78.48	11	60	67
Rive	3.76	20	1671.50	1167.87	1886876.51	110.80	13	70	67
Central	3.76	20	2332.26	11629.54	2464491.77	154.61	15	80	69

Tableau III. 6: Caractéristiques mécaniques des systèmes d'isolation LRB

III.4.3. Comparaison des résultats

III.4.3.1. Périodes et pulsations

Les résultats des périodes et des pulsations pour les deux structures encastree et isolée sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Mode	Structure encastree		Structure isolée	
	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)
1	3.014	2.084	3.745	1.677
2	2.886	2.176	3.637	1.727
3	2.479	2.534	3.265	1.923
4	0.980	6.406	1.242	5.058
5	0.944	6.654	1.197	5.246
6	0.556	11.281	1.045	6.011
7	0.541	11.600	0.681	9.215
8	0.385	16.305	0.663	9.463
9	0.375	16.725	0.591	10.625
10	0.288	21.790	0.460	13.634
11	0.281	22.291	0.449	13.988
12	0.222	28.232	0.376	16.678

Tableau III. 7: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastree et isolée

III.4.3.2. Déplacements Relatifs

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

Sous la composante d'El Centro, le système LRB, à faible taux d'amortissement (10%), permet de réduire le déplacement relatif de façon assez importante, d'un taux

de 29,20%. Comme on observe une réduction moyenne estimée à un taux de 38,54 % pour un système LRB à fort taux d'amortissement (30%).

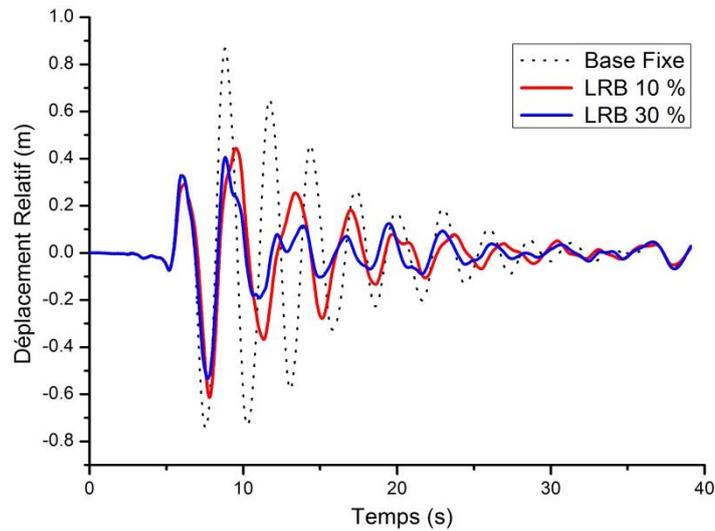


Figure III. 46: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

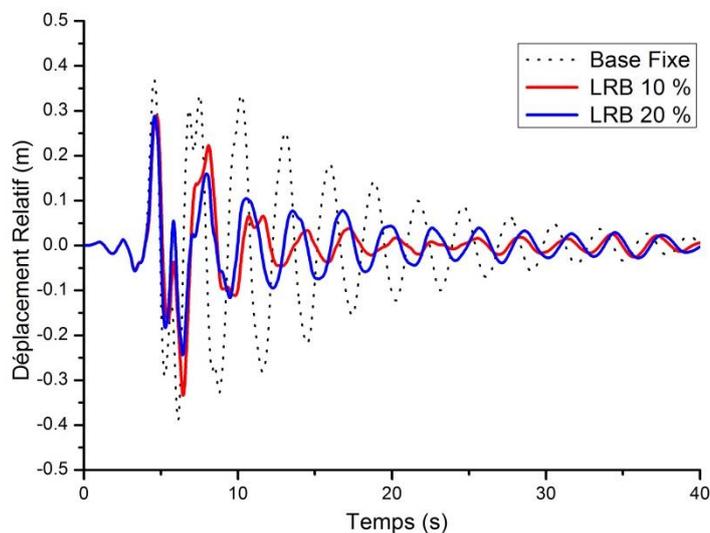


Figure III. 47: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Pour une structure souple, et sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, le système LRB n'est pas assez efficace. Cette conclusion est basée sur les résultats obtenus, où on enregistre de faibles taux de réduction des déplacements relatifs (14,26% et

25,89%) respectifs à des taux d'amortissement de 10% et 30% en comparaison avec les résultats d'une structure à base fixe.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

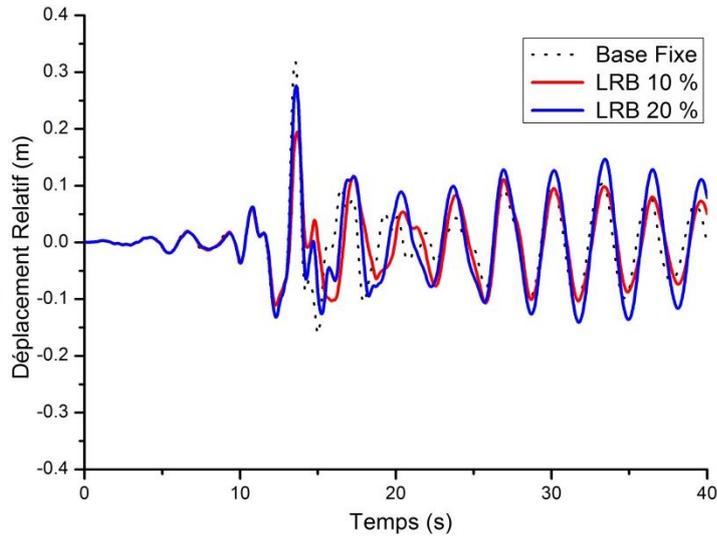


Figure III. 48: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

La figure (III.48) montre que sous ce genre d'excitation sismique, le système LRB à faible taux d'amortissement (10%) donne une forte réduction du déplacement relatif, estimée à 38,99 %. Contrairement au résultat donné par un système LRB à fort amortissement (30 %), évalué à 13,50 %, par rapport à la réponse d'une structure à base fixe.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

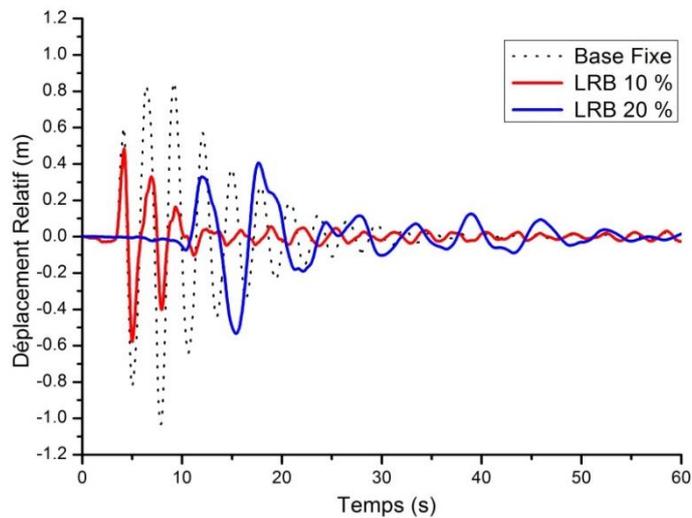


Figure III. 49: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, les résultats illustrés en figure (III.49) montrent que le système LRB donne pratiquement la même réduction du déplacement relatif soit à 10% ou 30% comme taux d'amortissement. Ces réductions sont estimées à 43,93 %, et 48,34 % pour un taux d'amortissement de 10 % et 30 %.

III.4.3.3. Déplacement inter-étages

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

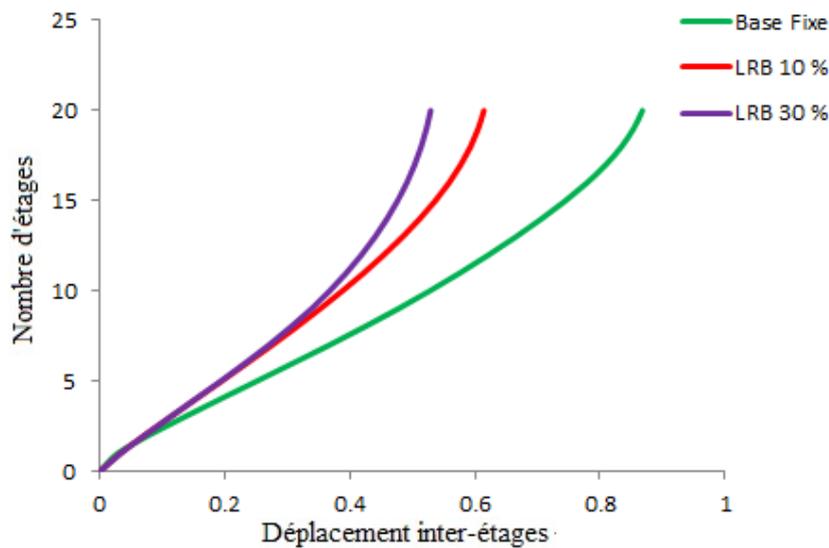


Figure III. 50: Déplacement inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (III.50) illustre une comparaison du déplacement inter-étages pour une structure à base fixe et une structure avec isolateur LRB. On remarque une réduction du déplacement inter-étages lorsque la structure est équipée d'isolateur LRB. Les taux de réductions sont de 29,20 % et 39,03 % respectivement à des taux d'amortissement de 10 % et 30 %.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Au sommet de la structure, on enregistre une réduction assez moyenne du déplacement inter-étages, estimée à 22.13 % et 25.89 % pour un faible puis un fort taux d'amortissement. Ce qui nous conduit à favoriser le système LRB à faible taux d'amortissement (10%). On peut également dire qu'au-delà du 14^{ème} niveau, le système LRB n'a pas raison d'être intégré à la structure.

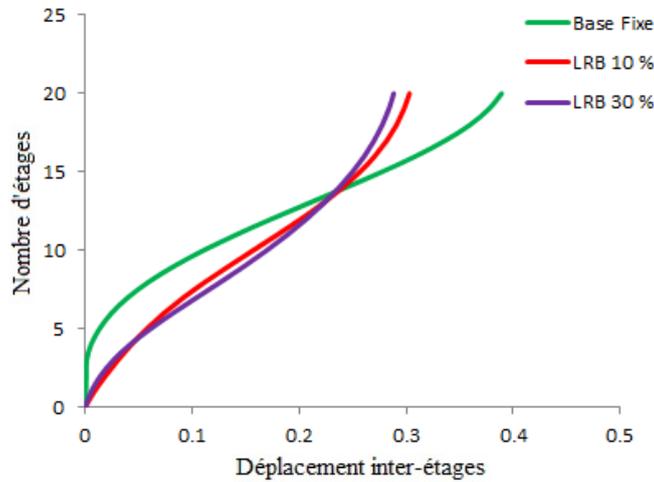


Figure III. 51: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

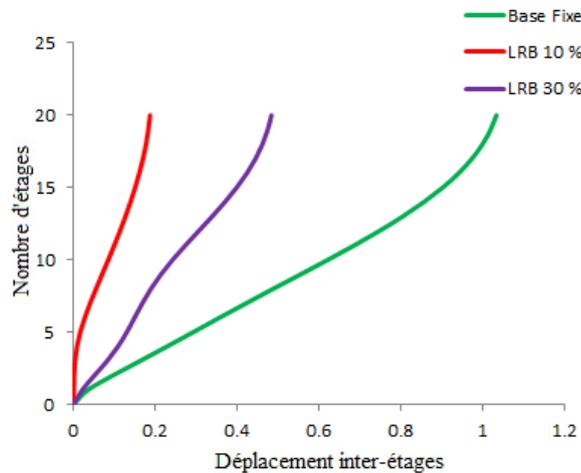


Figure III. 52: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

Pour ce type d'excitation, le système LRB s'avère très efficace et surtout à faible taux d'amortissement puisqu'on observe une réduction très prononcée des déplacements inter-étages évalués à 81,71 % et 73,28 % respectivement à de faible et fort taux d'amortissement, comparativement à une structure à base fixe.

e) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge.

La réduction de la réponse en terme de déplacement inter-étages sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge est frappante, avec un taux très élevé de 82,60 % relatif au système LRB à faible taux d'amortissement (10%). Par contre, pour un fort taux d'amortissement cette réduction est estimée à 51,42%.

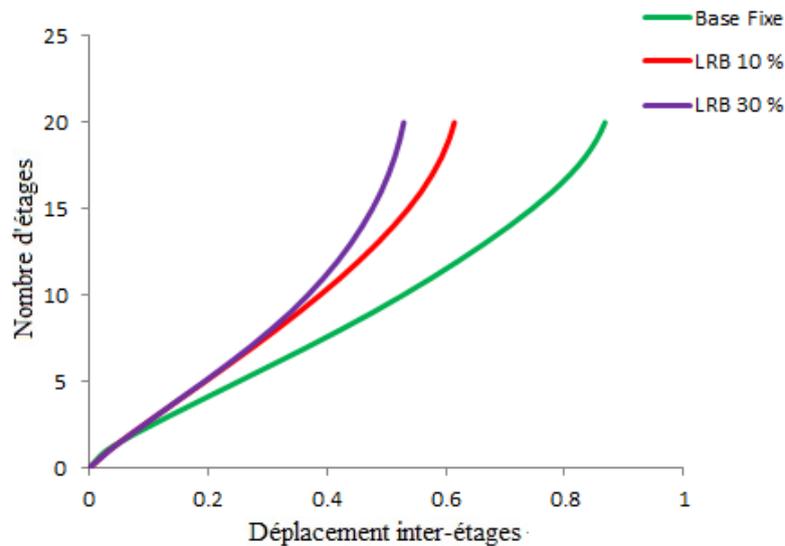


Figure III. 53: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

III.4.3.4. Effort Tranchant à la base.

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.

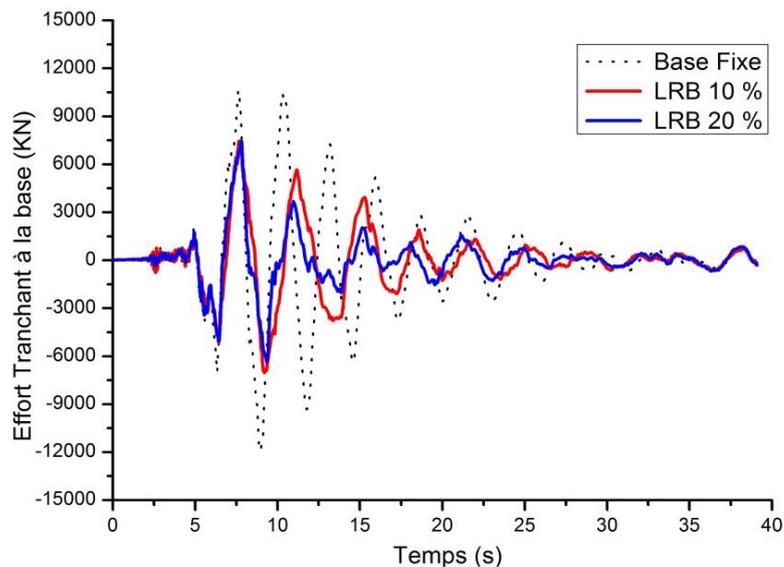


Figure III. 54: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (III.54) montre une réduction moyennement admissible de l'effort tranchant d'une structure isolée par système LRB par rapport à celle d'une base fixe. Elle est de l'ordre de 37,41 % et 37,25 % respectivement à des taux d'amortissements faible et fort. On peut donc opter pour un système LRB à 10 % de taux d'amortissement.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.

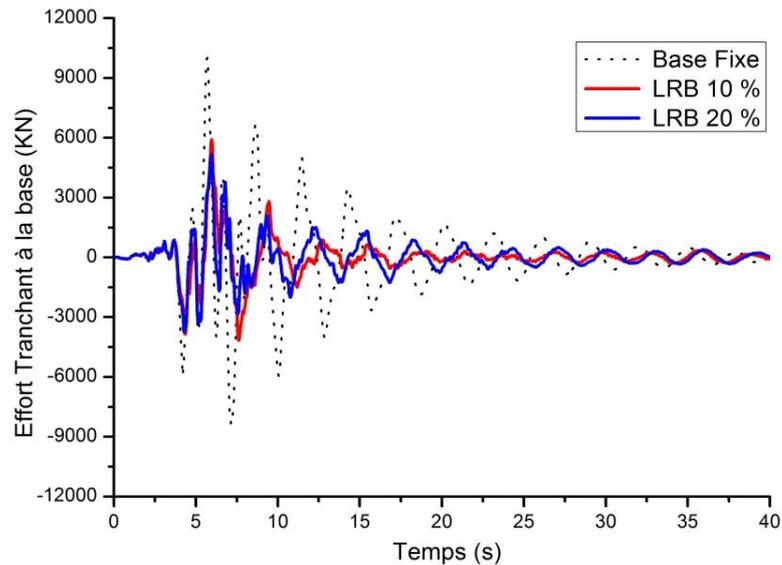


Figure III. 55: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

La figure (III.55) montre que le système d'isolation LRB réduit d'une manière satisfaisante la réponse en effort tranchant sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta. Les réductions sont estimées à 41,05 % et 48,40 % respectivement à des systèmes de faible et fort amortissement.

c) Composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.

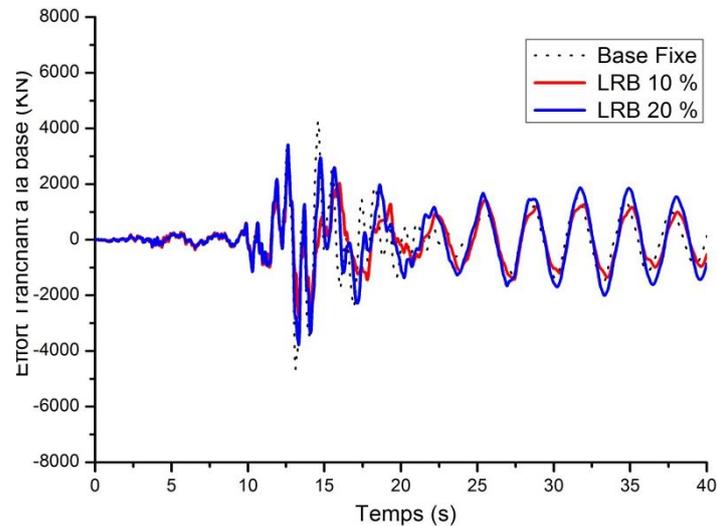


Figure III. 56: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

La figure (III.56) illustre la de l`excitation de la composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta. Elle est traduite par le fait que la réduction de l`effort tranchant est plus importante avec un taux de 38,01 % pour un faible amortissement de 10 %, contrairement au fort amortissement où la réduction est de 18,78 % seulement.

f) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge.

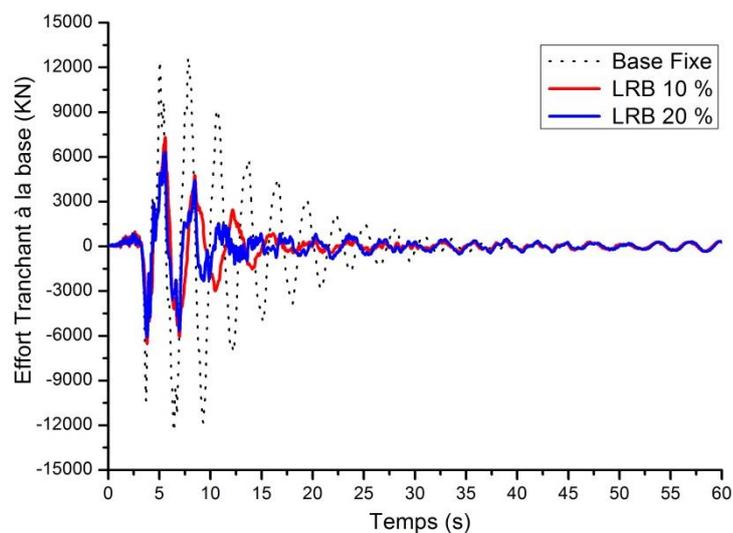


Figure III. 57: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Le système LRB s'avère appréciable sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, cela est vérifié par la réduction de l'effort tranchant à la base après comparaison des deux types de structures, à base fixe et isolée. Cette réduction à pour taux, 42,03% et 49,83 % relativement à des systèmes LRB à faible et fort amortissement.

III.4.3.5. Tableau récapitulatif de la réponse sismique.

Le tableau ci-dessous présente la synthèse de la réponse d'un bâtiment à vingt (20) étages isolé par un système LRB doté d'un faible (10 %) et fort (30%) taux d'amortissement, il englobe le taux de réduction de la réponse en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étages de la structure isolée comparativement à celle d'une base fixe.

Réponse		Taux de réduction (structure avec LRB / structure à base Fixe)			
		EL CENTRO	LEXINGTON	OAK WHARF	SYLMAR
Déplacement relatif	10 %	29,20	14,26	38,99	43,93
	30 %	38,54	25,89	13,50	48,34
Effort tranchant	10 %	37,41	41,05	38,01	42,03
	30 %	37,25	48,40	18,78	49,83
Déplacement inter-étage	10 %	29,20	22,13	81,71	82,60
	30 %	39,03	25,89	73,23	51,42

Tableau III. 8: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB par rapport à celle d'une base Fixe

III.4.3.6. Bilan énergétique

IV.4.3.6 a) Structure isolée avec système LRB à faible taux d'amortissement (10%).

a.1) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.

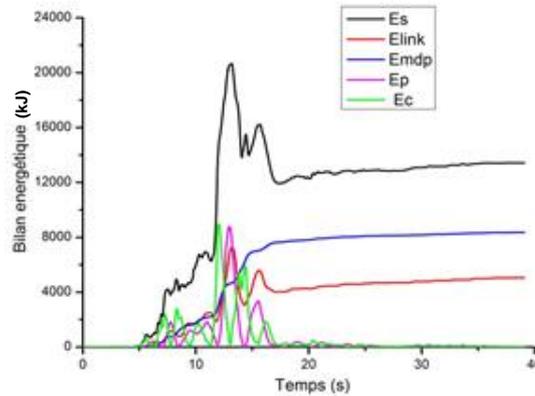


Figure III. 58: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La composante d'El Centro-Imperial Valley est caractérisée par une forte intensité sismique, égale à $E_S = 13422,41$ kJ. La dissipation de la majeure partie de cette énergie est assurée par l'amortissement modal structurel, estimé à 62,63 %, parallèlement l'énergie restante, estimée à 37,61%, a été déviée par le système LRB (10%).

a.2) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.

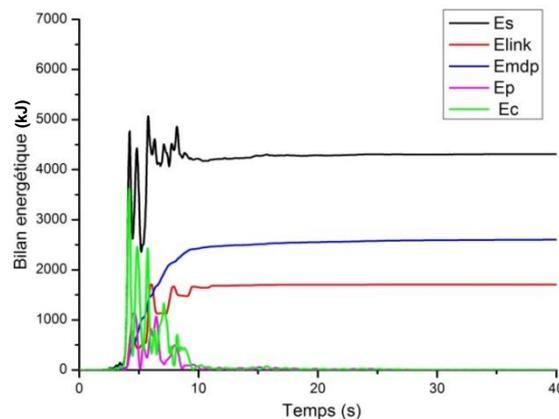


Figure III. 59: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Le bilan énergétique de la structure soumise à la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta est caractérisé par une faible énergie sismique induite, $E_S = 4310,908$ kJ comparée à celle d'El Centro. Cette énergie a été principalement dissipée par l'amortissement modal structurel d'un taux élevé de 60,38 %, et un taux de 39,55 % de cette énergie est dévié par le biais du système LRB (10%).

a.3) Composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.

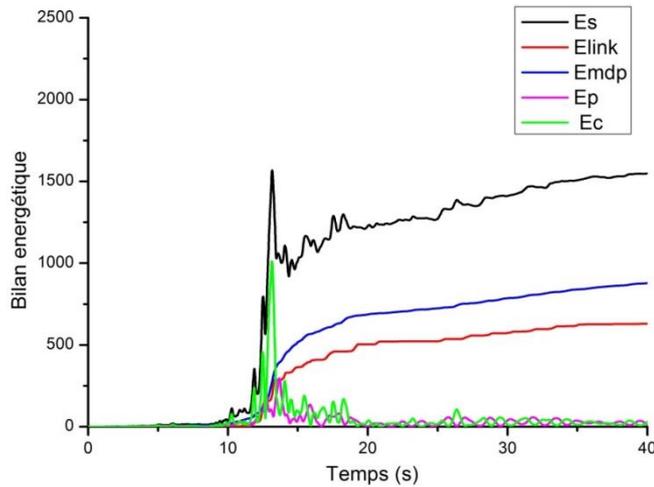


Figure III. 60: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

L'énergie sismique d'entrée induite par la composante d`Oakland Outer du séisme de Loma Prieta est assez faible, son intensité est de $E_s = 1548,876$ kJ. L'amortissement modal structurel dissipe une quantité de cette énergie évaluée à 56,67 %, parallèlement l'isolateur LRB prend en charge un taux de dissipation de 40,60 % de l'énergie d'entrée.

a.4) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

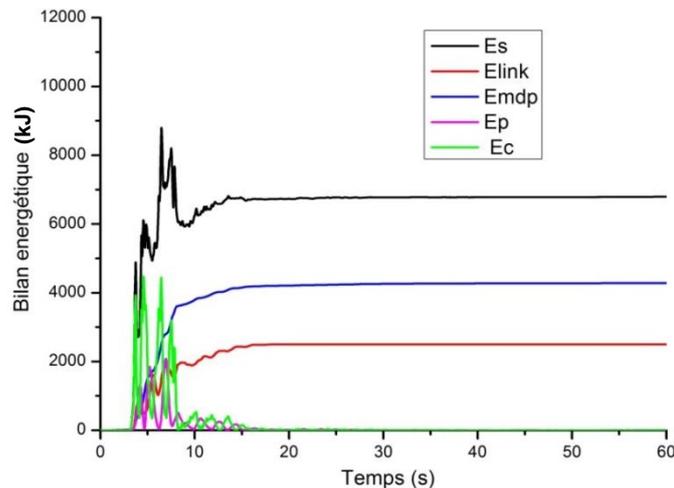


Figure III. 61: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

La figure (III.61) montre la dissipation de l'énergie sismique d'entrée sous l'excitation de Sylmar County du séisme de Northridge, dont l'intensité est égale à $E_s = 6791,473$ KJ. Un

taux de 63,00 % est dissipé par l'amortissement modal structural et une dissipation de 36,86 % est assurée par le système LRB de faible taux d'amortissement.

IV.4.3.6 b) Structure isolée avec système LRB à fort taux d'amortissement (30%)

b.1) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Cette excitation est caractérisée par une très forte énergie sismique d'entrée d'une intensité égale à $E_S = 20689,6909$ kJ. Le système d'isolation LRB à fort taux d'amortissement joue un rôle majeur en déviant une grande partie de cette énergie estimée à 61,98 %. L'amortissement modal structural dissipe, pour sa part, un taux de 37,49 % de l'énergie sismique d'entrée.

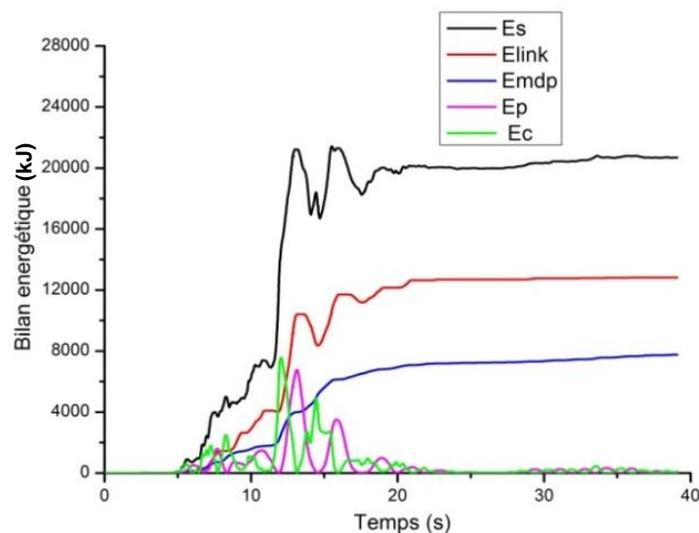


Figure III. 62: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

b.2) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

L'énergie sismique d'entrée de la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta est caractérisée par une faible intensité qui est égale à $E_S = 4883,239$ kJ. Le processus de dissipation est assuré conjointement par le système d'isolation qui dissipe 49,69 % d'une part, et l'amortissement modal structural qui à son tour dissipe 50,27 %.(Fig.IV.63).

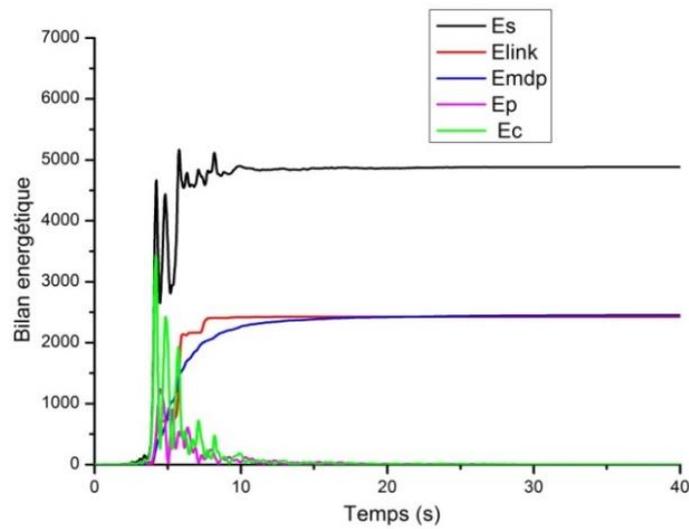


Figure III. 63: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

b.3) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

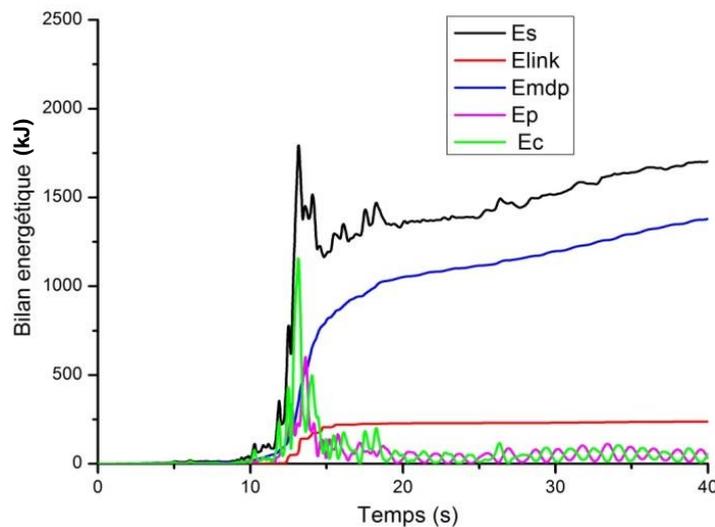


Figure III. 64: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

L'énergie d'entrée la plus faible est induite par la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta estimé, estimée à $E_s = 1703,661$ kJ. On remarque que l'effet du système d'isolation est pratiquement négligeable en matière de dissipation d'énergie avec un taux de 13,92 %. En fait, c'est l'amortissement modal structural qui est prépondérant et dissipe pratiquement la totalité de l'énergie, soit un taux de 80,93 %.

b.4) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

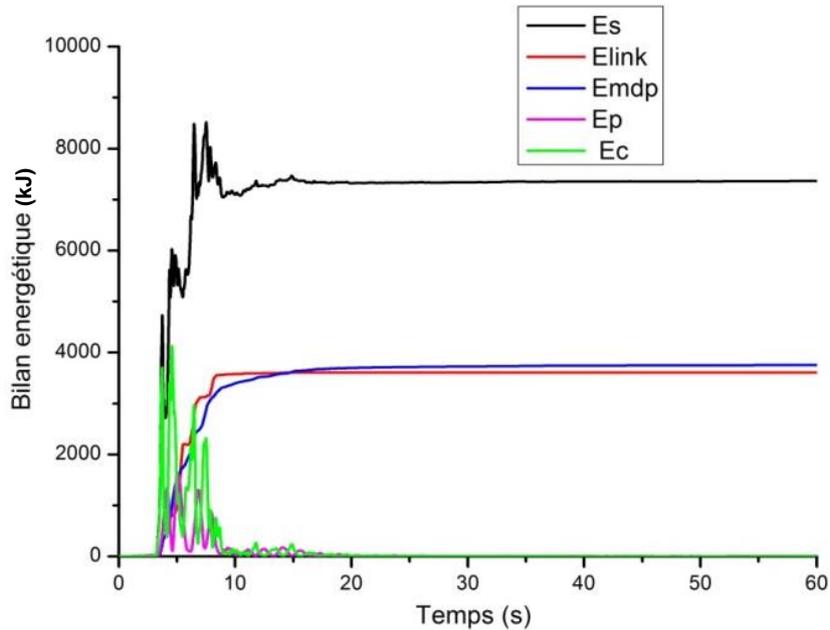


Figure III. 65: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

La composante de Sylmar County du séisme de Northridge donne une forte énergie sismique d'entrée égale à $E_s = 7366,774$ kJ. Le mode de dissipation est similaire à celui de la composante de Lexington. Cette dissipation presque égale que ce soit pour l'isolateur, avec un taux de 48,96 %, ou pour l'amortissement modal structurel, avec un taux de 50,96%.

III.4.3.7. Tableau récapitulatif du bilan énergétique

La synthèse du bilan énergétique est récapitulée dans le tableau ci-dessous, il s'agit d'un bâtiment à vingt étages isolé par un système LRB muni de faible (10%) et fort (30 %) taux d'amortissement sous différentes excitation sismiques.

ENERGIE		Bilan énergétique sous différentes excitations sismiques				
		ξ (%)	ELCENTRO	LEXINGTON	OAK WARF	SYLMAR
E_S	Intensité (kJ)	10 %	13422,41	4310,91	1548,88	6791,47
		30 %	20689,70	4883,24	1703,66	7366,77
E_L	Intensité (kJ)	10 %	5040,64	1704,81	628,90	2503,56
		30 %	12823,21	2426,39	237,18	3606,56
	Taux %	10 %	37,61	39,55	40,60	36,86
		30 %	61,98	49,69	13,92	48,96
E_{MD}	Intensité (kJ)	10 %	8352,96	2602,72	877,68	4281,47
		30 %	7757,04	2454,69	1378,86	3754,35
	Taux %	10 %	62,23	60,38	56,67	63,04
		30 %	37,49	50,27	80,93	50,96
E_P	Intensité (kJ)	10 %	03,93	2,05	12,21	4,99
		30 %	88,21	0,54	30,65	5,48
	Taux %	10 %	0,03	0,05	0,79	0,07
		30 %	0,43	0,01	1,80	0,07
E_C	Intensité (kJ)	10 %	17,77	1,22	30,06	1,22
		30 %	21,17	1,55	56,96	0,30
	Taux %	10 %	0,13	0,03	1,94	0,02
		30 %	0,10	0,03	3,34	0,00

Tableau III. 9: Bilan énergétique d'un bâtiment à vingt étages isolé avec système LRB muni des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques

Cette synthèse permet de comprendre l'effet du taux d'amortissement sur le mode de dissipation d'énergie entre le système d'isolation et l'amortissement modal structurel.

III.4.3.8. Énergie absorbée par l'isolateur LRB à faible taux d'amortissement (10%)

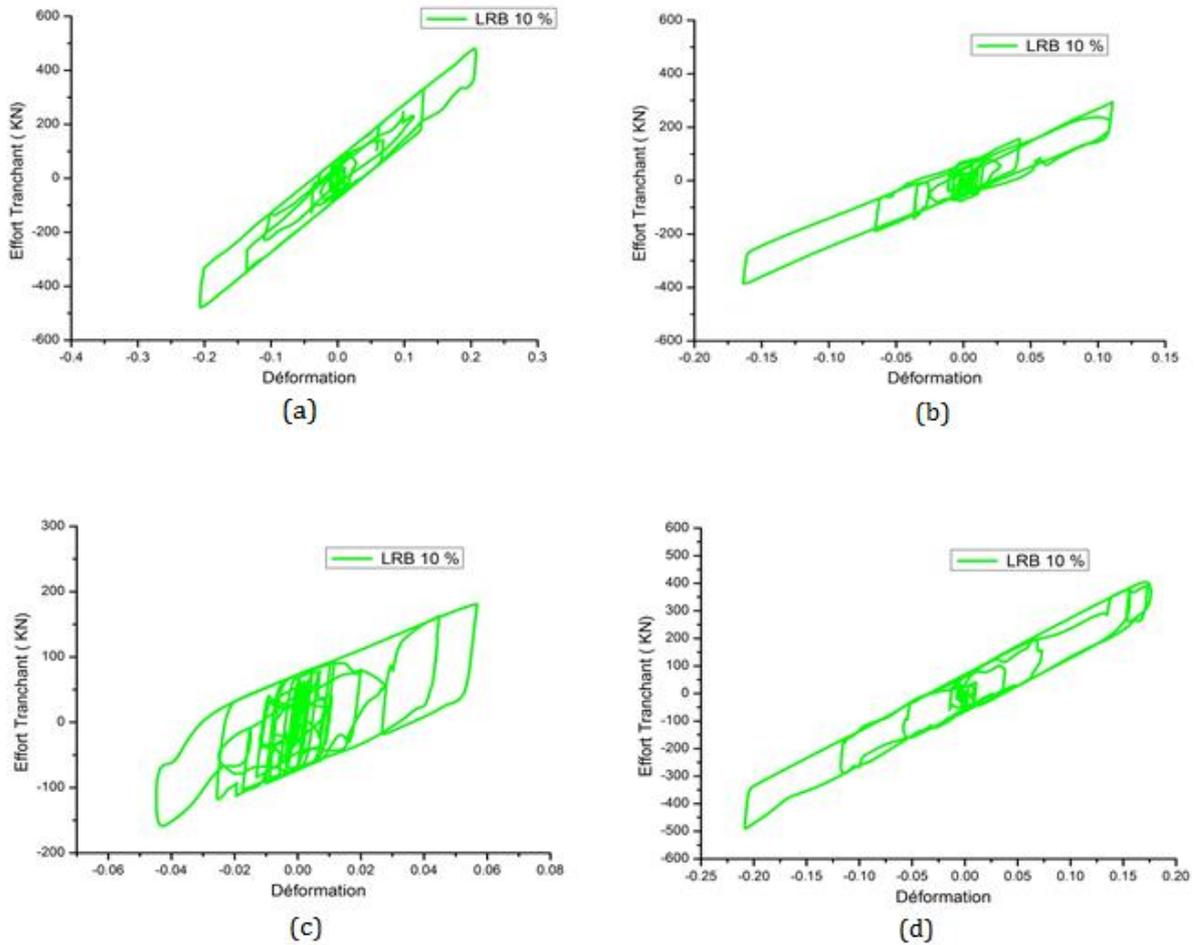


Figure III. 66: Hystérésis de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%)

- (a) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley
- (b) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta
- (c) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta
- (d) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

III.4.3.9. Énergie absorbée par l'isolateur LRB à fort taux d'amortissement (30%)

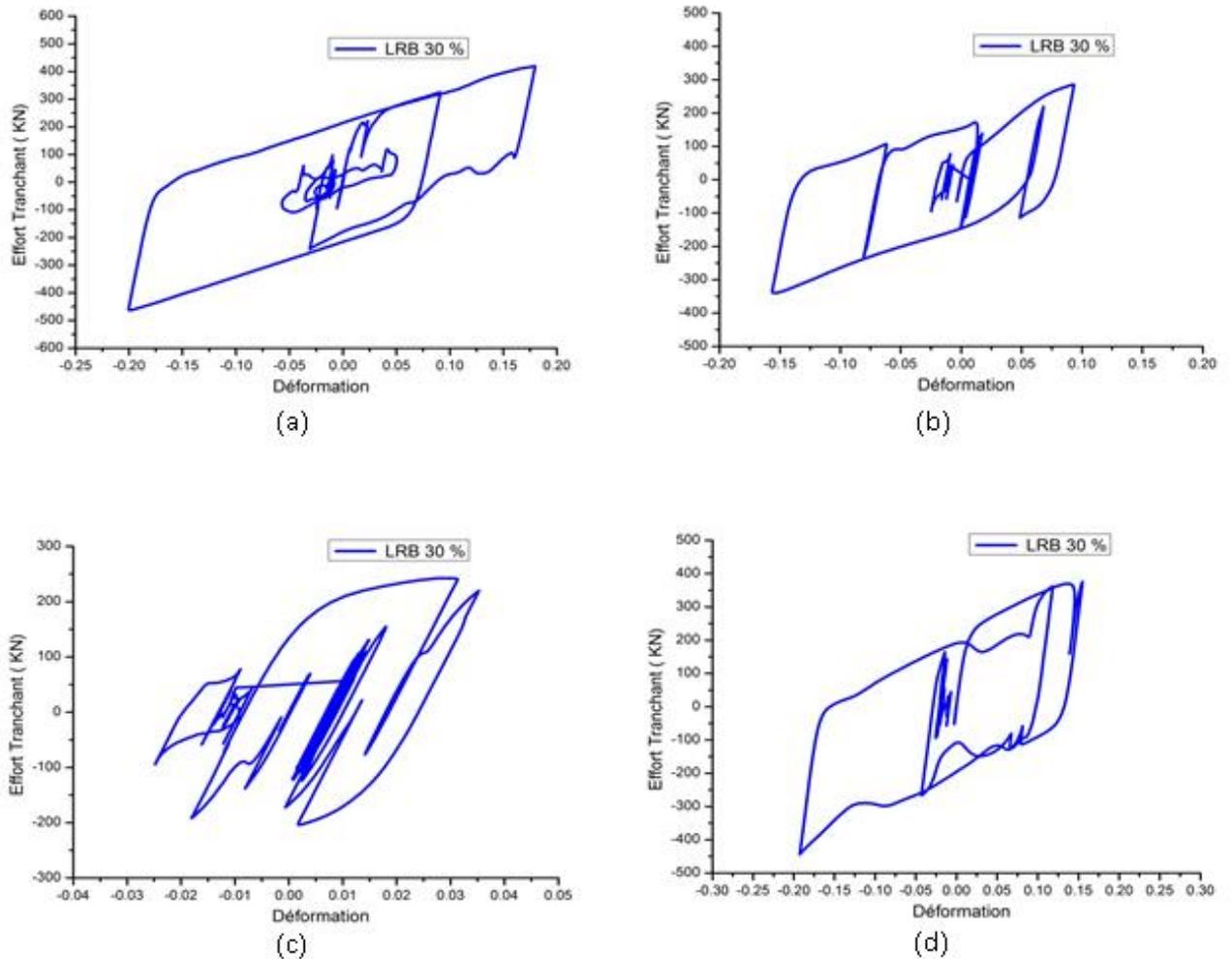


Figure III. 67: Hystérésis de la structure isolée par le système *LRB* avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%)

- (a) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley
- (b) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta
- (c) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta
- (d) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

III.5. Conclusion

Cette première partie, illustre une comparaison de la réponse sismique d'un bâtiment conventionnel à dix(10) étages à celle de ce même bâtiment avec isolation à la base de type LRB. Elle consiste en une étude paramétrique exhaustive qui a pour objectif de rechercher les caractéristiques optimales du système d'isolation LRB, sous différentes excitations sismiques de nature différentes pour différents paliers de taux d'amortissements (10% à 30 %). Cette simulation numérique a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Le déplacement relatif du plancher terrasse est fortement réduit, d'un taux approximatif de 65% pour quasiment toutes les excitations, mis à part celle d'El Centro. Par conséquent, à 20% de taux d'amortissement le système LRB s'avère le plus adéquat.
- Il est à noter que le déplacement inter-étages dépend principalement de la nature de l'excitation sismique sachant qu'on enregistre une réduction moyenne estimée à 40% à fort taux d'amortissement pour l'excitation d'El Centro. Par contre on relève une forte réduction du déplacement inter-étages de (65% et 70%) à faible taux d'amortissement (10%) respectivement aux excitations de Lexington et d'Oakwhaf. Comme on enregistre pour ces deux excitations une coïncidence parfaite des deux courbes à des taux d'amortissements différents (10% et 30 %). Une forte atténuation du déplacement inter-étages a été observée pour l'excitation de Sylmar même à faible taux d'amortissement (10%) estimée à 61%, bien que l'excitation soit caractérisée par un fort PGA (0,604 g). En conséquence, l'isolateur LRB avec un faible taux d'amortissement (10%) permet de réduire le déplacement inter-étages, d'une moyenne de 65%.
- L'isolateur LRB joue un rôle majeur pour lequel il a été conçu ; cela se traduit d'une part par l'augmentation de la surface de la courbe d'hystérésis, et d'autre part, par une grande absorption d'énergie estimée par un taux moyen de 65% relatif à un taux optimum d'amortissement de 20%. Cela dénote l'effet majeur de l'isolateur LRB comme dissipateur d'énergie.

La seconde partie, consiste en une étude comparative de la réponse sismique d'un bâtiment à vingt (20) étages entre une structure à base fixe et celle d'une base isolée avec un système LRB, et cela sous différentes natures de sources sismiques et également à une variation progressive du taux d'amortissement (10% à 30%). Cette simulation numérique a pour objectif d'étudier l'effet de la hauteur du bâtiment sur l'efficacité du système d'isolation LRB. Les résultats obtenus dans cette investigation sont les suivants :

- Le déplacement relatif du dernier niveau est moyennement réduit ; on enregistre un taux moyen de 31%, que ce soit pour un taux d'amortissement de 10% ou 30%, cela signifie que le système d'isolation n'est pas efficace car d'une part il s'agit d'un faible taux de réduction du déplacement relatif, qui représente moins de la moitié de la réduction observée dans un bâtiment de dix étages. D'autre part, l'augmentation du taux d'amortissement devient insignifiante en raison de la stagnation du taux de réduction.
- En ce qui concerne le déplacement inter-étages, on observe une forte corrélation entre la réponse et la source sismique. Pour ce qui est des composantes d'El Centro et de Lexington, on enregistre de faibles taux de réduction, estimés à 25% et 35% pour des taux d'amortissement respectifs de (10% et 30%). Par ailleurs, pour les excitations d'OAK Wharf et Sylmar, une très forte réduction a été observée de l'ordre de 81 % relative à un taux de 10 % puis une diminution du taux, évaluée à 73,23% pour Oak Wharf et 51,42 % pour Sylmar, et cela pour un taux d'amortissement de 30%.
- La réponse en effort tranchant est estimée à 40 % pour toute excitation et cela pour les deux taux d'amortissement (10% et 30%). On remarque que le taux de réduction est un peu élevé par rapport à la réponse en déplacement relatif, mais on observe une stagnation presque parfaite du taux de réduction et par conséquent c'est l'efficacité du système d'isolation qui est remise en cause pour les bâtiments de grande hauteur.

- Le bilan énergétique de la structure montre que le système d'isolation LRB peut absorber l'énergie sismique induite à la structure avec des taux moyens admissibles estimés à 38% et 53%, pour des pourcentages d'amortissements de (10% et 30%) ; spécifiquement pour la composante d'OAK Wharf, on enregistre un très faible taux de réduction estimé à 13,92%

En conclusion, on peut dire que la réponse dépend non seulement des caractéristiques de l'isolateur mais aussi de la nature de la source sismique. D'après l'analyse numérique effectuée, le système d'isolation LRB ne peut être qualifié comme un système d'isolation efficace pour les bâtiments de grande hauteur.

Contenu

III.1.	Modélisation de la superstructure.....	66
III.2.	Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation.....	67
III.2.1.	Modélisation du système LRB.....	68
III.2.2.	Modèle structurel du bâtiment isolé.....	69
III.2.3.	Modélisation mathématique du système LRB.....	71
III.2.4.	Solution de l'équation de mouvement.....	72
III.3.	Structure à 10 étages.....	73
III.3.1.	Description de la structure.....	73
III.3.2.	Description du système d'isolation.....	74
III.3.3.	Description des excitations sismiques.....	75
III.3.4.	Comparaison des résultats.....	80
III.3.4.1.	Périodes et pulsations.....	80
III.3.4.2.	Déplacements Relatifs.....	81
III.3.4.3.	Déplacements Maximaux.....	83
III.3.4.4.	Déplacement inter-étages.....	84
III.3.4.5.	Effort tranchant à la base.....	87
III.3.4.6.	Tableau récapitulatif de la réponse sismique.....	89
III.3.4.7.	Bilan énergétique.....	89
III.3.4.8.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique.....	94
III.3.4.9.	Énergie absorbée.....	96
III.3.4.10.	Tableau récapitulatif des taux d'énergies dissipées par l'isolateur et la superstructure	99
III.3.4.11.	Énergie absorbée par le système LRB.....	99
III.4.	Structure à 20 étages.....	101
III.4.1.	Description de la structure.....	101
III.4.2.	Description du système d'isolation.....	102
III.4.3.	Comparaison des résultats.....	103
III.4.3.1.	Périodes et pulsations.....	103
III.4.3.2.	Déplacements Relatifs.....	103
III.4.3.3.	Déplacement inter-étages.....	106
III.4.3.4.	Effort Tranchant à la base.....	108

III.4.3.5.	Tableau récapitulatif de la réponse sismique.	111
III.4.3.6.	Bilan énergétique	112
III.4.3.7.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique.....	116
III.4.3.8.	Énergie absorbée par l'isolateur LRB à faible taux d'amortissement (10%)	118
III.4.3.9.	Énergie absorbée par l'isolateur LRB à fort taux d'amortissement (30%)	119
III.5.	Conclusion	120

Figure III. 1: Appui fretté à noyau en plomb	69
Figure III. 2 : Isolateur élastomérique avec noyau	69
Figure III. 4: Modèle rhéologique du système LRB.....	69
Figure III. 3: Courbe hystérésis force-déformation du système LRB.....	69
Figure III. 5.....	70
Figure III. 6.....	70
Figure III. 7.....	70
Figure III. 8: Vue en plan de la structure	73
Figure III. 9: Vue en 3D de la structure.....	73
Figure III. 10:caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	74
Figure III. 11: Accélérogramme de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley (1979).	76
Figure III. 12: Accélérogramme de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma	76
Figure III. 13: Accélérogramme de la composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	77
Figure III. 14:Accélérogramme de la composante de Sylmar County du séisme de Northridge (1994).	77
Figure III. 15: Contenu fréquentiel de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	78
Figure III. 16: Contenu fréquentiel de La composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	79
Figure III. 17: Contenu fréquentiel de La composante 0 degrés de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	79
Figure III. 18: Contenu fréquentiel de La composante de Sylmar County du séisme de Northridge.	80
Figure III. 19: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	81
Figure III. 20: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrie	82
Figure III. 21: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	82
Figure III. 22: Déplacements Relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) soumis à la composante de Sylmar County du séisme de Northridge...	83
Figure III. 23: Déplacements relatifs maximaux du dernier niveau sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur soumis à différentes excitations sismiques	84
Figure III. 24: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	84
Figure III. 25: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.....	85
Figure III. 26: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	86
Figure III. 27: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge.....	86
Figure III. 28: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro - Imperial Valley	87
Figure III. 29: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	87

Figure III. 30: Effort Tranchant à la base sous la composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	88
Figure III. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County – Northridge	88
Figure III. 32: Bilan énergétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	90
Figure III. 33: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	91
Figure III. 34: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	91
Figure III. 35: Bilan énergétique de la structure avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County – Northridge	92
Figure III. 36: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB pour un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	92
Figure III. 37: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	93
Figure III. 38: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	93
Figure III. 39: Bilan énergétique de la structure isolée avec système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	94
Figure III. 40: Énergies maximales absorbées par l'isolateur avec différents taux d'amortissement	96
Figure III. 41: Énergies d'amortissement modales maximales sous différents taux d'amortissement effectifs de l'isolateur sous différentes excitations sismiques	97
Figure III. 42.....	101
Figure III. 43: Vue en élévation.....	101
Figure III. 44: Vue en 3D	101
Figure III. 45: Caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	102
Figure III. 46: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	104
Figure III. 47: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.....	104
Figure III. 48: Déplacements relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	105
Figure III. 49: Déplacement relatif du dernier niveau avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	105
Figure III. 50: Déplacement inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	106
Figure III. 51: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.....	107
Figure III. 52: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous à la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	107
Figure III. 53: Déplacements inter-étages avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge	108

Figure III. 54: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	108
Figure III. 55: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.....	109
Figure III. 56: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	110
Figure III. 57: Effort Tranchant à la base avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge	110
Figure III. 58: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	112
Figure III. 59: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.	112
Figure III. 60: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta ...	113
Figure III. 61: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge ..	113
Figure III. 62: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	114
Figure III. 63: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta.	115
Figure III. 64: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta ...	115
Figure III. 65: Bilan Energétique de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%) : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge ..	116
Figure III. 66: Hystérésis de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (10%).....	118
Figure III. 67: Hystérésis de la structure isolée par le système LRB avec un pourcentage d'amortissement effectif de (30%).....	119

Tableau III. 1: Caractéristiques du système d'isolation LRB.....	74
Tableau III. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée	80
Tableau III. 3: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB.....	89
Tableau III. 4: Bilan énergétique d'un bâtiment à dix étages isolé avec système LRB avec des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques	95
Tableau III. 5: Taux d'énergie dissipée par l'isolateur et la superstructure	99
Tableau III. 6: Caractéristiques mécaniques des systèmes d'isolation LRB	103
Tableau III. 7: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée	103
Tableau III. 8: Taux de réduction de la réponse d'une structure avec LRB.....	111
Tableau III. 9: Bilan énergétique d'un bâtiment à vingt étages isolé avec système LRB muni des pourcentages d'amortissement effectif de (10%) et (30%) sous différentes excitations sismiques	117

**IV. PERFORMANCES DES SYSTEMES
D'ISOLATION
ANALYSE COMPARATIVE**

IV.1.Introduction

L'objectif de l'isolation à la base est de réduire simultanément le déplacement inter-étage et l'accélération du plancher pour limiter ou éviter des dommages non seulement de la structure, mais aussi de son contenu d'une manière rentable.

Les systèmes d'isolation à la base sont de nouveaux dispositifs qui sont utilisés pour protéger les structures contre les risques sismiques. L'isolation sismique est la séparation des structures des mouvements nuisibles du sol en fournissant la flexibilité et la capacité de dissipation de l'énergie grâce à l'insertion de ce qu'on appelle des isolateurs entre la fondation et la superstructure. La première structure isolée à la base a été construite aux Etats-Unis en 1985 (Zayas et al., 1987). Les isolateurs sont classés en deux groupes majeurs : les isolateurs en élastomères et les isolateurs à friction. Kelly (1986), Su et al. (1989) et Skinner et al. (1993) ont fourni des revues détaillées sur les équipements et les techniques d'isolation. Le dispositif de système de glissement le plus simple est un système à friction pure (PF), sans aucune force de rappel (Mostaghel et Tanbakuchi, 1983). Le système PF supportant une superstructure relativement rigide est très efficace pour un large éventail de fréquence d'entrées et transmet une force sismique limitée égale à la limite maximale de la force de frottement (Mostaghel et Tanbakuchi, 1983). Les systèmes PF génèrent de large glissements et des déplacements résiduels lors des forts mouvements sismiques en raison de l'absence d'une force de rappel. Pour résoudre ce problème, différents systèmes de glissement avec une force de rappel ont été inventés et étudiés, comme le système (R-FBI) isolateur à la base à frottement élastique (Mostaghel et Khodaverdian, 1987), le système Electricité de France (EDF) (Gueraud et al, 1985), le système de pendule à frottement (FPS) (Zayas et al, 1990) et le système de pendule à frottement variable (VFPS) (Murnal et Sinha, 2002; Panchal et Jangid, 2008). L'appui FPS est un système d'isolation sismique de type coulissant qui utilise sa courbure de surface pour produire une force de rappel à partir de l'action de pendule du poids de la structure sur le système FPS. La période naturelle de la structure isolée devient indépendante de la masse de la superstructure car elle ne dépend que du rayon de la surface de glissement. Un autre mécanisme important est le mécanisme de dissipation d'énergie liée à la friction dépendant de la vitesse entre la surface de glissement articulé et le matériau composite du coulisseau (Tsopeles et al. , 1996) . La réponse des structures isolées à plusieurs étages montées sur des systèmes FPS a été étudiée pour obtenir un système FPS optimum, pour

des structures soumises à des excitations sismiques à champs proche (Jangid, 2005). Il a été conclu que le coefficient de friction optimale du système FPS varie entre 0,05 à 0,15. En outre, la réponse stochastique d'un pont isolé avec ce système a été étudié par Jangid (2008), qui a montré que les paramètres essentiels (par exemple, la période d'isolation du système FPS, le contenu fréquentiel et l'intensité sismique) ont des effets significatifs sur le coefficient de frottement optimal du système FPS. D'autant plus, les réponses des structures isolées à glissement sont fortement influencées par l'interaction bidirectionnelle des forces de frottement ainsi que l'incorporation de la composante verticale des séismes (Khoshnoudian et Haghdoost, 2009). Les effets de la composante verticale des séismes sur la réponse des structures isolées à la base utilisant le système FPS ont été examinés par Rabiei et Khoshnoudian (2011). L'appui en pendule de friction à double concave (DCFP) est un dispositif récemment développé, qui est similaire au système FPS avec deux surfaces de glissement. Le comportement du système FPS peut être plus efficace par l'introduction d'une seconde surface de glissement. Les systèmes DCFP ont été utilisés dans quelques bâtiments au Japon (Hyakuda et al., 2001) et d'un pont au Canada (Constantinou, 2004). La modélisation théorique de l'appui DCFP a été réalisée par Constantinou (2004), Tsai et al. (2003, 2004, 2005) et Fenz et Constantinou (2006). Kim et Yun (2007) ont étudié les avantages d'un système DCFP tri-linéaire par rapport à un DCFP bilinéaire pour les ponts isolés soumis à des forts mouvements sismiques. Il a été noté que le DCFP tri-linéaire a provoqué une réduction de l'effort tranchant à la base de la pile de 15% à 40% par rapport à la DCFP bilinéaire. L'investigation de Kim et Yun (2007) a cependant été réalisée que pour les ponts et des études spéciales sur des bâtiments isolés avec des appuis DCFP bilinéaire ou trilineaire ne sont pas connues à ce jour. Les investigations précédentes ont presque tous mis l'accent sur les structures isolées sur appuis DCFP sous un ou deux composantes sismiques horizontales. L'effet de la composante verticale d'un séisme sur la réponse des structures isolées à l'aide de systèmes DCFP a été étudiée en utilisant quelques paramètres essentiels (Khoshnoudian et rabiei, 2010), et il a été démontré que l'erreur maximale causée en négligeant la composante verticale d'un séisme dans la détermination du déplacement pic et de l'effort tranchant à la base de l'appui de la structure a été respectivement de 5% et 22%. (Faramarz.K et Al., 2013) étudie l'effet des trois composantes de mouvements du sol d'une structure isolée utilisant des appuis DCFP à comportements bilinéaires et tri-linéaires sans structures adjacentes et une

tentative est faite pour comparer les comportements des structures isolées de types DCFP bilinéaire ou tri-linéaires. Les avantages et les inconvénients des appuis DCFP avec des boucles force-déplacement tri-linéaire au lieu de celles bilinéaires sont examinés, tenant compte de la variation de divers paramètres essentiels. En outre, bien que la recherche précédente a été menée sur l'entrechoquement des bâtiments parasismiques isolés, comme déjà décrit, il y a toujours un besoin pour une investigation plus approfondie du problème en utilisant des approches de modélisation efficaces et de nouveaux systèmes d'isolation à la base. Par conséquent, l'influence de trois composants de mouvements du sol sur des bâtiments isolés à l'aide d'appui DCFP lors de l'impact avec les structures adjacentes est examinée et les effets de certains paramètres, tels que la distance de séparation, la rigidité de l'élément d'impact, la période d'isolation et le comportement de DSPFC sont étudiés.

IV.2. Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation FPS

IV.2.1. Propriétés mécanique du système FPS

L'appui à pendule de friction appartenant à la famille des appuis de types coulissants, est développé en introduisant une interface de glissement sphérique pour fournir une rigidité de restauration. Alors que le frottement entre les interfaces de glissements aide à la dissipation d'énergie, en conséquence le système FPS est fonctionnellement équivalent au système LRB et HDRB dans le décalage de la période fondamentale, avec des avantages supplémentaires tels que l'invariance de la période, la résistance à la torsion, l'insensibilité à la température et sa durabilité. Bien que les appuis en élastomères ont été largement adoptés pour l'isolation parasismique, récemment le système FPS trouve une large application (Buckle Al., 1990 ; Zayas et Al., 1987 ; Kawamura et Al., 1988). L'appui à pendule de frottement fournit une résistance et une stabilité qui excèdent celles des appuis en élastomères. Leurs propriétés ne seront pas affectées par le vieillissement et la température. Ce système compact de faible dimension, de grande résistance et de forte rigidité verticale, réduisent le coût de l'installation. Ces appuis offrent diverses propriétés qui peuvent satisfaire plusieurs exigences des bâtiments, des ponts et des installations industrielles.

L'isolateur FPS avec une seule surface concave et un coulissant articulé a été inventé par (Victor Zayas, 1985), comme il a été prouvé à l'aide des études expérimentales et

numériques très vastes comme étant un outil efficace pour isoler l'énergie sismique transmise aux structures.

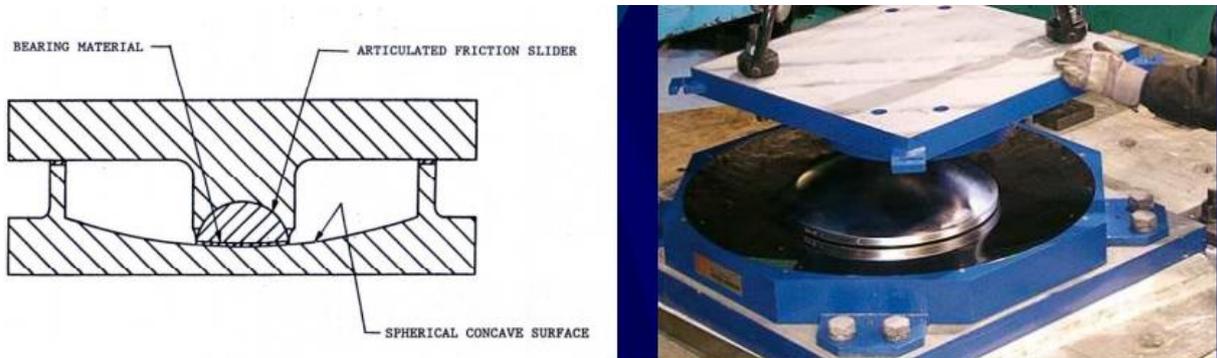


Figure IV. 1: Système d'isolation de type FPS

Une étude a été reportée par (E. Gandelli et al. 2012), dans laquelle il présente la distribution de la température sur la surface de glissement du système FPS, comme montrée à la figure (IV.2) :

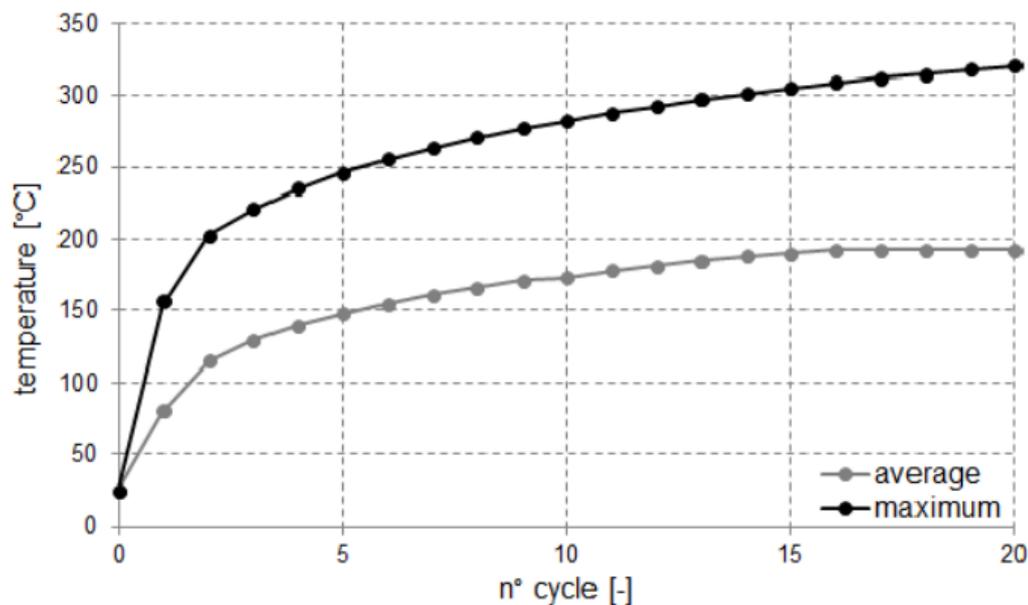


Figure IV. 2: Variation de la température moyenne et maximale sur la surface de glissement du système FPS Test D4 selon le code AASHTO (E. Gandelli et al. 2012)

Les deux températures moyenne et maximale augmentent très rapidement dans les premiers cycles, puis le taux devient plus petit après 15 cycles, la température moyenne semble se rapprocher d'une valeur asymptotique, alors que le maximum augmente encore avec un taux constant, notant que la température de fusion du téflon est de 327 °C. (E. Gandelli et al. 2012).

L'appuis de type (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.

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

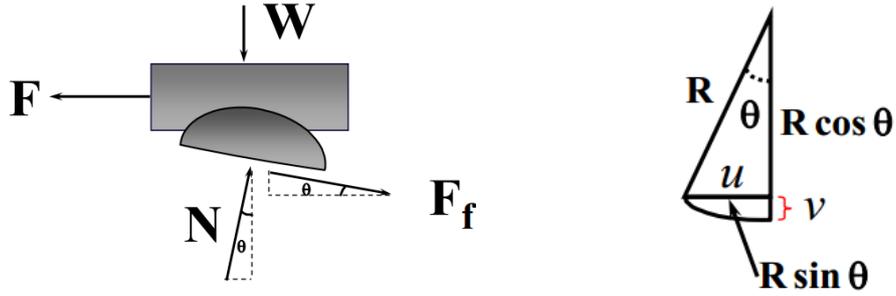


Figure IV. 3: Bilan des forces d'un système FPS

$$F = W \tan \theta + \frac{F_f}{\cos \theta} \quad (4.1)$$

Pour $u < 0.2R$ alors $\theta \approx 0$: par conséquent

$$\begin{cases} \sin \theta \approx \theta - \frac{\theta^3}{3} \approx \theta \\ \cos \theta \approx 1 - \frac{\theta^2}{2} \approx 1 \end{cases} \quad (4.2)$$

Dans ce cas

$$\theta = \frac{u}{R} \quad (4.3)$$

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

$$v = R(1 - \cos \theta) = \frac{R\theta^2}{2} \quad (4.4)$$

L'effort normal est donné par :

$$N = \frac{W}{\cos \theta} \approx W \quad (4.5)$$

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

$$F_f = \mu N \operatorname{sgn}(\dot{u}) = \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (4.6)$$

μ est le coefficient du frottement, qui dépend de la pression de contact entre le téflon du glisseur et l'acier inoxydable de la surface concave.

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

$$F = N \sin \theta + F_f \cos \theta \quad (4.7)$$

Alors
$$F = \frac{W}{R}u + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u}) = F_r + F_f \quad (4.8)$$

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure.

La rigidité effective est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (4.9)$$

D : Le déplacement de conception

L'amortissement effectif est donnée par :

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \quad (4.10)$$

Le diamètre de la surface sphérique :

$$d \geq 2D \quad (4.11)$$

La période naturelle effective du système FPS est donnée par :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (4.12)$$

IV.2.2. Modélisation du système FPS

Le système d'isolation éprouve souvent un mouvement multidirectionnel sous excitation multidirectionnelle, dans lequel chaque élément d'isolation subit un mouvement différent et lorsque l'appui de glissement est présent dans le système d'isolation de multiples conditions de glissement-adhérence en résultent. Les appuis de glissements sont habituellement faits avec une interface téflon-acier. Les interfaces téflon-acier subissent de très petit déplacement élastique avant le début de glissement. Ce déplacement se compose principalement de la déformation élastique de cisaillement du Téflon. Le système d'isolation est modélisé avec distribution spatiale et les caractéristiques force-déplacement

non linéaires explicites de dispositifs individuels d'isolation. Les dispositifs d'isolation sont généralement rigide dans la direction verticale et les dispositifs individuels sont supposés qu'ils ont une résistance négligeable à la torsion (Mokha et al., 1990).

IV.2.2.1. Modélisation bilinéaire du système FPS

La courbe de la boucle d'hystérésis idéalisée du système FPS est représentée comme suit :

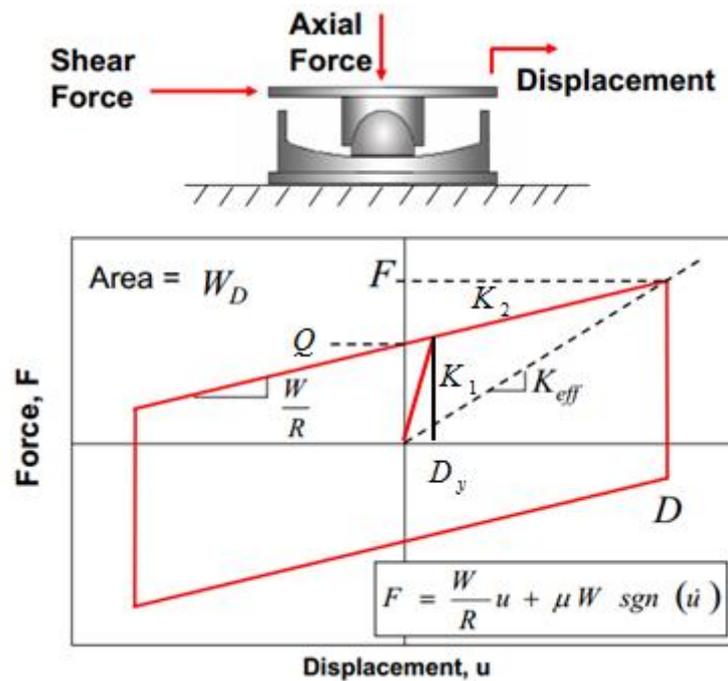


Figure IV. 4: Courbe de la boucle d'hystérésis idéalisée du système FPS (Michael. D et Al.,1987)

Le modèle bilinéaire d'hystérésis peut refléter les caractéristiques non linéaires des systèmes de pendule à friction qui sont couramment utilisés par les systèmes d'isolation. Pour modéliser le comportement non-linéaire 'force-déformation' du système d'isolation à partir de la boucle d'hystérésis bilinéaire, trois paramètres sont très importants à savoir (i) la rigidité élastique, K_1 , (ii) la rigidité post-élastique, K_2 , (iii) la résistance caractéristique Q est liée au coefficient de frottement du système d'isolation de type glissement. (Matsagar et Jangid, 2004).

La rigidité élastique K_1 est estimée comme étant une valeur multiple de la rigidité post-élastique K_2 pour les appuis de pendule à friction.

La rigidité effective, définie comme étant la pente de la sécante des valeurs pics dans une boucle d'hystérésis, qui est donnée par :

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (4.13) \quad D \geq D_y$$

Où D_y est le déplacement d'écoulement élastique :

$$D_y = \frac{Q}{(K_1 - K_2)} \quad (4.14)$$

L'aire de la boucle d'hystérésis est l'énergie dissipée par un cycle W_d ; elle est donnée par :

$$W_d = 4Q(D - D_y) \quad (4.15)$$

L'amortissement effectif est défini par :

$$\xi_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (4.16)$$

Avec une période T spécifiée, la rigidité effective K_{eff} est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (4.17)$$

Par conséquent l'énergie globale dissipée par cycle est calculée comme suit :

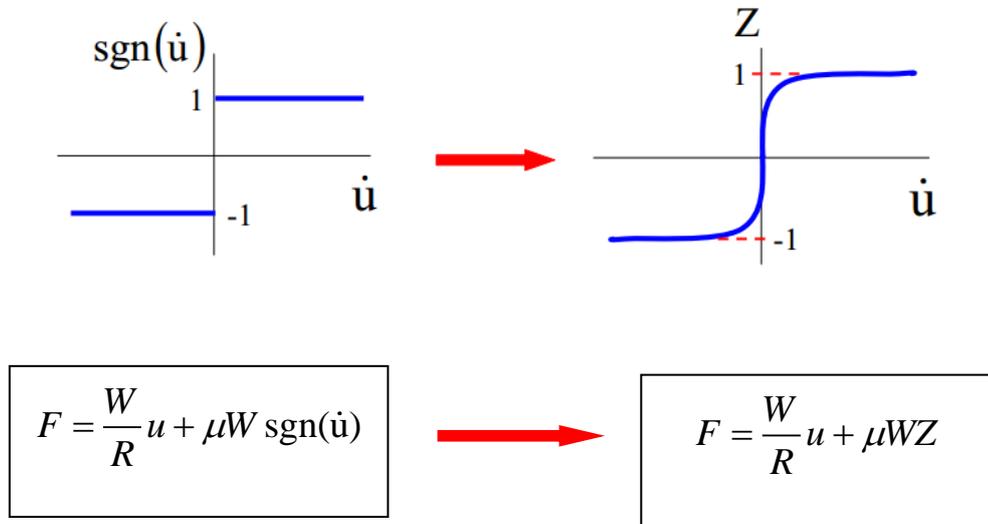
$$W_d = 2\pi K_{eff} D^2 \xi_{eff} \quad (4.18)$$

En ce point le déplacement D_y est négligé, et Q est estimé à partir de l'équation (4.15). Il est aussi possible d'estimer K_2 à partir de l'équation (4.13). Puis D_y est calculé à partir de l'équation (4.14), en supposant une relation entre la rigidité élastique K_1 et la rigidité post-élastique K_2 . Pour le système FPS on suppose la relation suivante $K_1 = 100K_2$. Puis à nouveau Q a été estimée à partir de l'équation (4.15). Le nouveau processus d'itération D_y a été poursuivi jusqu'à ce que la solution converge dans la limite d'une erreur acceptable pour Q , K_2 , D_y .

IV.2.2.2. Modèle raffiné du comportement du système FPS

L'appui du pendule à friction d'une seule surface concave est le système de pendule à friction original [7] et représente le premier appui coulissant fabriqué à pour principe le concept d'un pendule. Il est utile de récapituler les aspects essentiels de son comportement,

alors que la modélisation de l'appui FPS à double concaves est une extension du système FPS à simple concave. La relation force-déplacement de l'appui FPS à une seule concave a été modélisée comme un montage en parallèle d'éléments de ressort élastique linéaire avec une rigidité basée sur la courbure de la cuvette sphérique et un élément de friction avec une plasticité gouvernée par le modèle de Bouc-Wen modifié (Nagarajaiah, S. et Al., 1989 ; Tsopelas, P.C. et Al., 2005).



Le modèle visco-plastique est représenté par l'équation évolutionnaire, s'écrivant comme suit :

$$Y\dot{Z} + \alpha|\dot{u}|Z|Z|^{\eta-1} + \beta\dot{u}|Z|^{\eta} - \gamma\dot{u} = 0 \quad (4.19)$$

La force horizontale, F, exercée par l'élément FPS est donnée par :

$$F = \frac{W}{R}u + \mu WZ \quad (4.20)$$

Où W est le poids supporté par l'appui FPS, et Z est une variable hystérétique comprise entre $[-1 ; 1]$ qui est régie par l'équation différentielle (Tsopelas, P.C. et Al.,2005):

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{1}{u_y} \left\{ A - |Z|^{\eta} [\gamma \operatorname{sgn}(\dot{u}Z) + \beta] \right\} \dot{u} \quad (4.21)$$

Où u_y est le déplacement d'écoulement, \dot{u} est la vitesse de glissement sur la surface donnée et γ , β , η et A sont des variables adimensionnelles qui contrôlent la forme de la boucle d'hystérésis.

Les coefficients de frottement de glissement du système FPS sont modélisés comme des coefficients dépendant de la vitesse de frottement comme suit (Constantinou, 2004; Moka et al, 1988).

$$\mu = f_{\max} - (f_{\max} - f_{\min}) \exp(-\alpha |\dot{u}|) \quad (4.22)$$

Où f_{\max} est le coefficient de friction glissement maximum à haute vitesse de glissement, f_{\min} est le coefficient de friction glissement minimum à vitesse de glissement égale à zéro; \dot{u} est la vitesse de glissement totale et α est un paramètre contrôlant la variation du coefficient de vitesse de glissement, qui est pris comme 100 s/m, ce qui représente le matériau polytétrafluoroéthylène (PTFE) (Fenz et Constantinou, 2000).

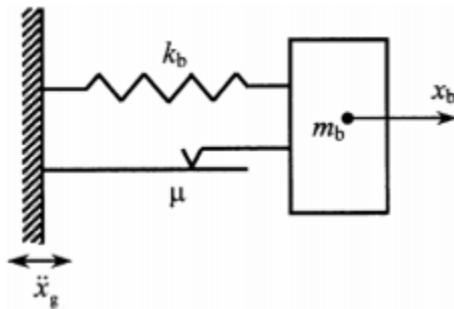


Figure IV. 6: Modèle rhéologique du système FPS

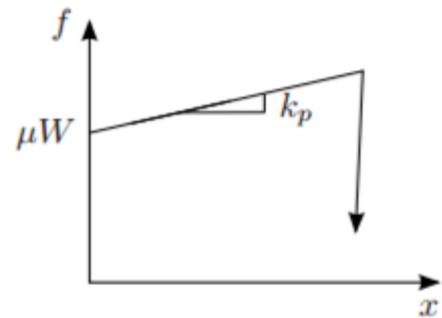


figure IV 5: Comportement hystérétique du système FPS

IV.2.3. Modèle structurel du bâtiment isolé à base d

La figure (IV.7) montre le système structurel, qui est un bâtiment à N étages monté sur le système FPS. Le système FPS est de forme sphérique, avec des appuis de glissement articulés. La caractéristique spécifique du système FPS est que le mouvement d'une partie de l'appui par rapport aux autres ressemble à un mouvement pendulaire en présence de frottement. La force latérale nécessaire pour induire un déplacement latéral du bâtiment monté sur système FPS dépend principalement de la courbure de la surface de glissement sphérique, et de la charge verticale sur l'appui. La force latérale est proportionnelle à la

charge verticale, une propriété qui minimise les mouvements de torsion indésirables dans les structures avec une distribution de masse asymétrique. Pour l'étude du système structural les hypothèses retenues sont les suivantes :

1. Les planchers de chaque étage de la superstructure sont supposés rigides,
2. Le comportement force-déformation de la superstructure est considéré comme linéaire avec amortissement visqueux,
3. Le coefficient de frottement du système FPS est supposé indépendant de la vitesse relative de l'interface de glissement (ceci est basé sur les conclusions que ces effets n'ont pas été perceptibles sur la réponse pic du système structural isolé (R.S Jangid et Al., 1998)).
4. La force de rappel fournie par le système FPS est considérée comme linéaire (c'est à dire proportionnelle au déplacement relatif).

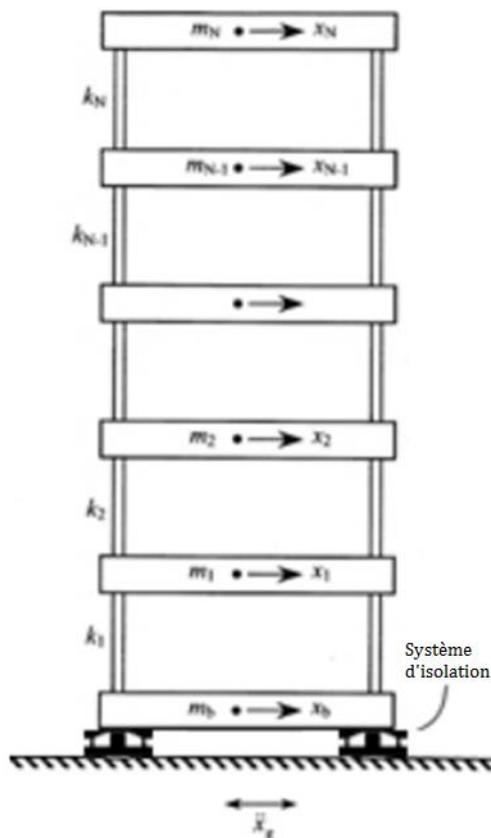


Figure IV. 7: Modèle d'un bâtiment isolé à la base avec système FPS

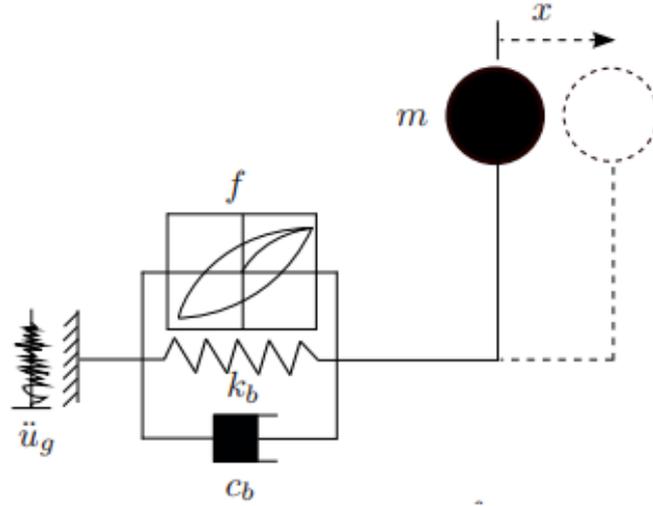


Figure IV. 8: Structure isolée avec système FPS à un seul degré de liberté

À la base et à chaque étage, un degré de liberté dynamique latéral est considéré. Par conséquent, pour la superstructure de N étages, les degrés de liberté dynamiques sont (N +1). Les équations régissant le mouvement pour le modèle de superstructure de N étages à base fixe sont exprimées sous la forme matricielle suivante :

$$[M_s]\{\ddot{x}_s\} + [C_s]\{\dot{x}_s\} + [K_s]\{x_s\} = -[M_s]\{r\}(\ddot{x}_b + \ddot{x}_g) \quad (4.23)$$

$[M_s]$, $[C_s]$, $[K_s]$ sont respectivement les matrices masse, d'amortissement et de rigidité de la superstructure

$\{x_s\} = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}^T$, $\{\dot{x}_s\}$, $\{\ddot{x}_s\}$ sont respectivement les vecteurs de déplacement relatif, de vitesse et d'accélération de la structure

\ddot{x}_b , \ddot{x}_g , sont les accélérations de la masse à la base et l'accélération sismique du sol

$\{r\}$ est le vecteur des coefficients d'influences

L'équation de mouvement correspondant à la masse de la base sous l'accélération sismique du sol est exprimée par :

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + F_b - k_1 x_1 - c_1 \dot{x}_1 = -m_b \ddot{x}_g \quad (4.24)$$

m_b , F_b sont respectivement la masse de la base et la force s'opposant aux actions internes développée dans le système FPS

k_1 , c_1 sont respectivement la rigidité et l'amortissement du premier étage

La force s'opposant aux actions internes F_b du système FPS est exprimée par :

$$F_b = F_x + k_b x_b \quad (4.25)$$

Où F_x est la force frictionnelle dans le système FPS ; et k_b est la rigidité du système FPS fournie par la courbure de la surface sphérique sous l'action de la gravité vers l'intérieur.

La valeur limite de la force de frottement, Q , sous laquelle le système FPS peut être soumis (avant glissement) est exprimée comme :

$$Q = \mu W \quad (4.26)$$

Où μ est le coefficient de frottement du système FPS; $W = Mg$ représente le poids total du bâtiment isolé, avec $M = m_b + \sum_{j=1}^n m_j$ est la masse totale du bâtiment isolé, g est l'accélération terrestre ; m_j est la masse du plancher (j)

La rigidité k_b du système FPS est conçue de manière à fournir la valeur spécifique de la période d'isolation, T_b , exprimée comme suit :

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_b}} \quad (4.27)$$

La formulation mathématique des systèmes à plusieurs degrés de liberté avec un système d'isolation à friction indiquée sur la figure (IV.8) a été présentée ci-dessus. Le mouvement se compose de deux phases : (1) la phase de non glissement ou en phase d'adhérence, lorsque la résistance de frottement glissement à la base n'est pas dépassée, dans ce cas la structure se comporte comme celle à base fixe classique, et (2) la phase de glissement lorsque le mouvement relatif entre la surface de glissement aura lieu. La réponse globale consiste en une série de phases successives glissement et non-glissement (Patro et Sinha, 2004).

Ainsi, la modélisation du système FPS nécessite la spécification de deux paramètres, à savoir la période d'isolation (T_b) et le coefficient de frottement (μ). Les équations régissant le mouvement de la structure à base isolée ne peuvent être résolues en utilisant la technique de superposition modale classique. Cela est dû au comportement non linéaire de

la relation force-déformation du système FPS. Par conséquent, les équations de mouvement sont résolues sous la forme incrémentale pas à pas par la méthode de Newmark en supposant une variation linéaire de l'accélération sur un petit intervalle de temps Δt . Le système reste en phase de non-glissement ($\dot{x}_b = \ddot{x}_b = 0$) si la force de frottement mobilisée à l'interface du système FPS est inférieure à la force de frottement limite ($|F_x| < Q$). Le système commence à glisser ($\dot{x}_b \neq 0$ et $\ddot{x}_b \neq 0$) dès que la force de frottement atteint la force de frottement limite ($|F_x| = Q$). L'équation qui régit le mouvement de la masse à la base est également incluse pour la solution durant la phase de glissement du mouvement. Chaque fois que la vitesse relative à la masse de la base devient nulle (c'est à dire $\dot{x}_b = 0$), la phase du mouvement est contrôlée dans l'ordre de déterminer si le système reste dans la phase de glissement ou d'adhérence par rapport à la fondation. L'intervalle de temps maximum choisi pour résoudre les équations du mouvement est 0.02/20 s.

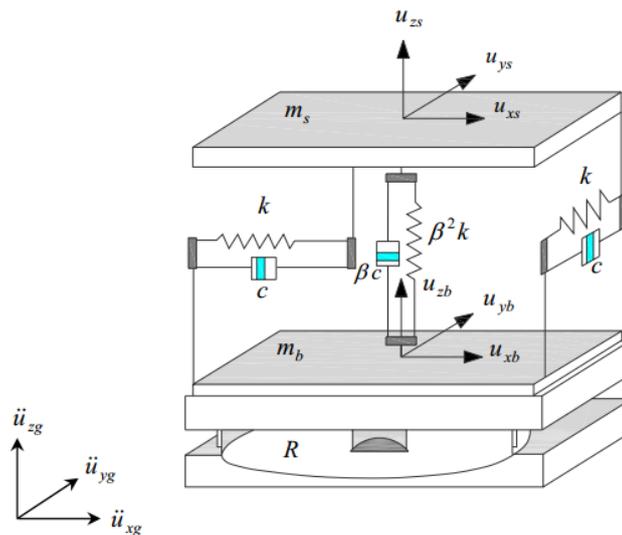


Figure IV. 9: Structure tridimensionnelle idéalisée à un seul étage montée sur un système FPS

IV.2.4. Description de la structure

La mise en évidence des performances du système d'isolation FPS nécessite une analyse comparative de la réponse sismique entre un bâtiment isolé à la base avec un système de type FPS et le même bâtiment à base fixe en tenant compte de la variation de la source sismique.

Il s'agit du même bâtiment traité au chapitre précédent.

IV.2.5. Description du système d'isolation

La période naturelle de la structure isolée afin d'éviter les risques de secousses sismiques les plus fortes. La période de l'appui est sélectionnée simplement en choisissant le rayon de courbure de la surface concave. Elle est indépendante de la masse de la structure supportée. Les mouvements de torsion de la structure sont réduits au minimum car le centre de rigidité des appuis coïncide automatiquement avec le centre de masse de la structure supportée.

Le système d'isolation dans la structure isolée consiste en 20 appuis à pendule de friction (FPS) placés sous chaque poteau, les caractéristiques de ces appuis sont représentées dans le tableau (V.1), comme suit :

Poteau	Période (sec)	K_{eff} (kN)	K_1 (kN)	K_v (kN)	W_{pot} (kN)	R (cm)
Angle	2.553	689,061	27032,38	59630,25	795,07	155,46
Rive	2.553	1057,16	41473,30	91485,00	1219,80	155,46
Central	2.553	1725,35	67686,86	149309,25	1990,79	155,46

Tableau IV. 1: Caractéristiques du système d'isolation FPS

Avec :

K_{eff} : Rigidité effective horizontale de l'isolateur.

K_1 : Rigidité élastique de l'isolateur.

K_v : Rigidité verticale de l'isolateur.

W_{pot} : Poids revenant au poteau

R : Rayon de courbure de la surface concave de l'isolateur FPS.

Une analyse non linéaire des réponses par accélérogrammes est effectuée avec les mêmes chargements sismiques considérés dans le chapitre 4.

IV.3. Résultats et discussion

IV.3.1. Périodes et pulsations

Les résultats des périodes et des pulsations pour les deux structures encastree et isolée sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Mode	Structure encastree		Structure isolée	
	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)	Période (sec)	Pulsation (rad/sec)
1	1.4222	4.4176	2.553	2.461
2	1.3800	4.5527	2.494	2.519
3	1.2168	5.1633	2.017	3.113
4	0.4561	13.7741	0.645	9.746
5	0.4439	14.1518	0.614	10.233
6	0.2549	24.6499	0.084	74.173
7	0.2494	25.1845	0.073	86.538
8	0.1683	37.3203	0.066	94.646
9	0.1654	37.9831	0.0025	24.74E+2
10	0.1202	52.2339	0.0011	52.86E+2
11	0.1186	52.9530	0.0000	10.16 E+3
12	0.0905	69.3808	0.0000	43.81 E+5

Tableau IV. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastree et isolée.

IV.3.2. Déplacements Relatifs

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

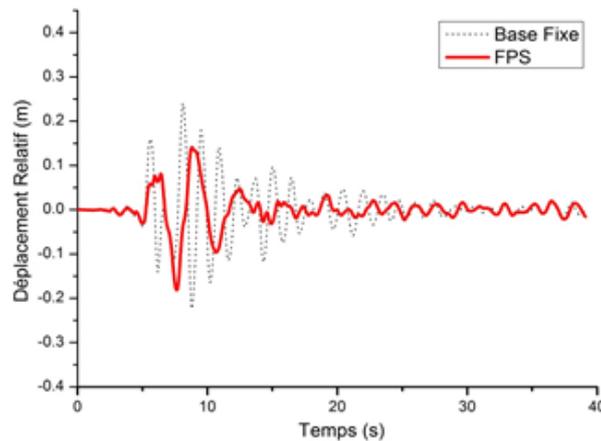


Figure IV. 10: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

Sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley, une importante réduction a été enregistrée pour une structure isolée sur un système de pendule à friction (FPS) comparativement à celle d'une base fixe. Cette réduction est estimée à un taux de 24,57 %.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

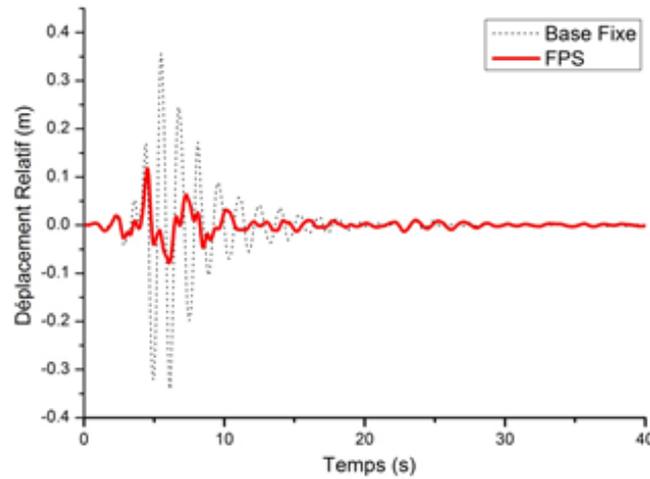


Figure IV. 11: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

On constate que le système de pendule à friction s'avère très efficace pour le bâtiment à 10 étages sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta. On enregistre une réduction importante estimée à 68,47 % entre la structure montée sur un système FPS et celle à base fixe. Cela se traduit par la forte dissipation d'énergie de ce type de système.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

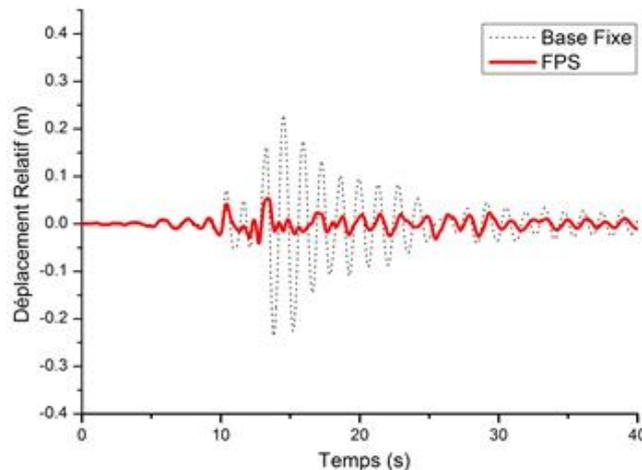


Figure IV. 12: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

A l'instar de la composante de Lexington Dam, le système FPS affiche des performances très élevées sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta. La réponse en

déplacement relatif a été fortement réduite ; elle est estimée à 77,28 %, comparativement à celle d'une structure à base fixe.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

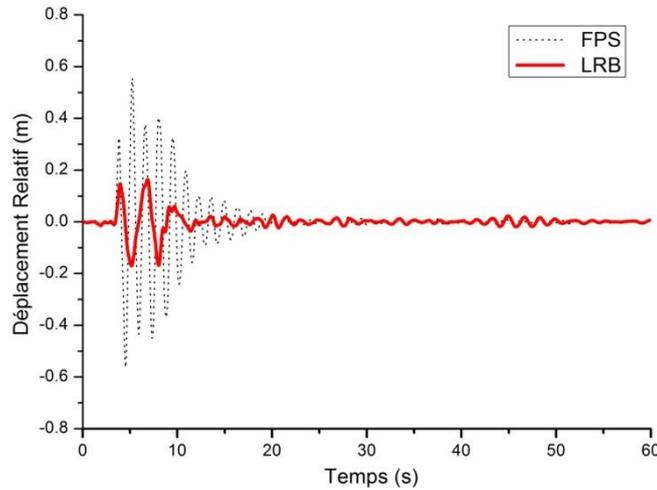


Figure IV. 13: Déplacement relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County - Northridge

Sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, le déplacement relatif est fortement réduit par le système d'isolation FPS. La réduction est de 69,63 %. Par conséquent ce système s'impose à chaque fois comme étant une solution idéale pour la protection sismique des structures.

IV.3.3.Effort Tranchant à la base

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

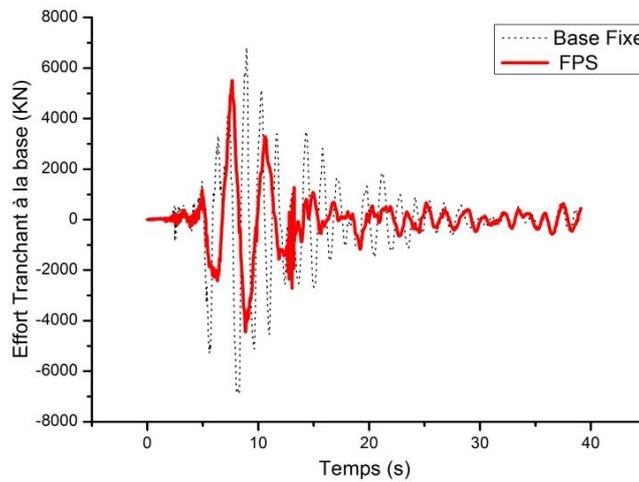


Figure IV. 14: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley

La figure (IV.14) montre la réduction de l'effort tranchant d'une structure isolée montée sur un système FPS par rapport à celle d'une base fixe. Sous l'excitation de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley, cette réduction est estimée à un taux de 22,82% qui s'avère insuffisante.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

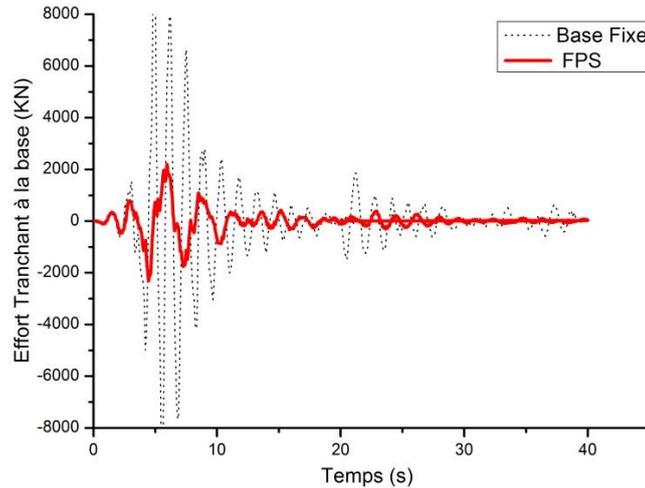


Figure IV. 15: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta

Sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, on enregistre une forte réduction de l'effort tranchant estimée à un taux de 77,12 % entre une structure avec système FPS et une structure à base fixe. Ce dispositif est donc très efficace.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

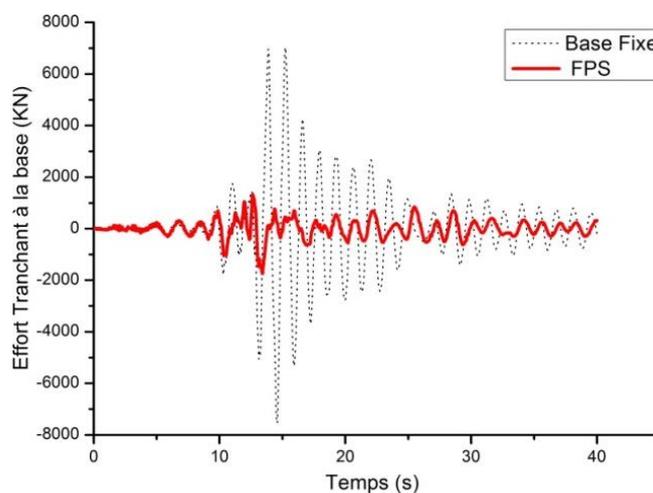


Figure IV. 16: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta

Le comportement d'une structure montée sur un système FPS, soumise à la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta est pratiquement similaire à celui de Lexington, la grande efficacité du système FPS se traduit par une forte réduction de l'effort tranchant estimé à un taux de 76,01 %.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

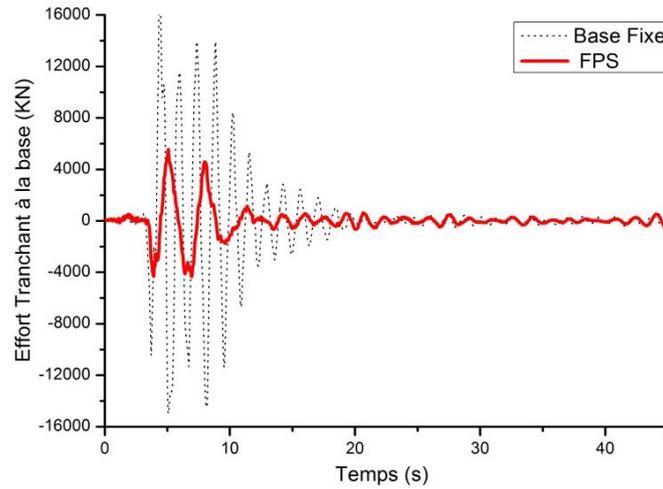


Figure IV. 17: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, la figure (IV.17) montre le comportement positif du système FPS et ses performances, cela s'explique par sa forte réduction de l'effort tranchant estimée à un taux de 68,97 %.

IV.3.4. Déplacement inter-étages

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

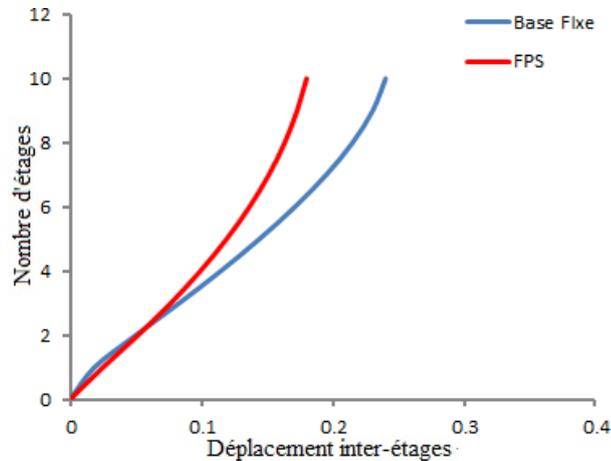


Figure IV. 18: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (IV.18) illustre le résultat d'une étude comparative sur le déplacement inter-étages d'une structure avec isolateur FPS et sans isolateur, sous l'excitation sismique de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley. Cette analyse montre une réduction estimée à un taux de 25,06 %, par conséquent le système FPS affiche une efficacité assez importante.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

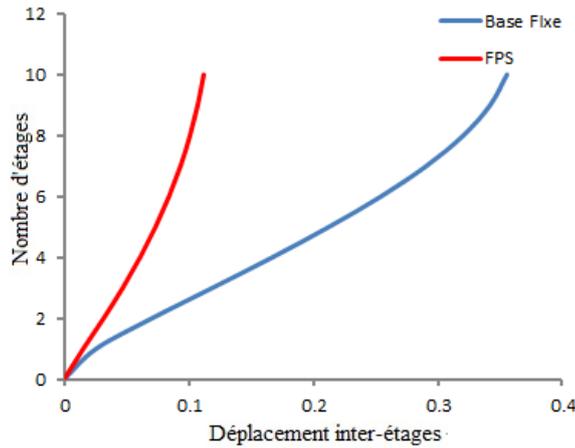


Figure IV. 19: Déplacements inter-étages sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Sous l'excitation de la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, on enregistre une forte réduction du déplacement inter-étage évaluée à un taux de 68,47 %, cela confirme la grande efficacité du système FPS.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

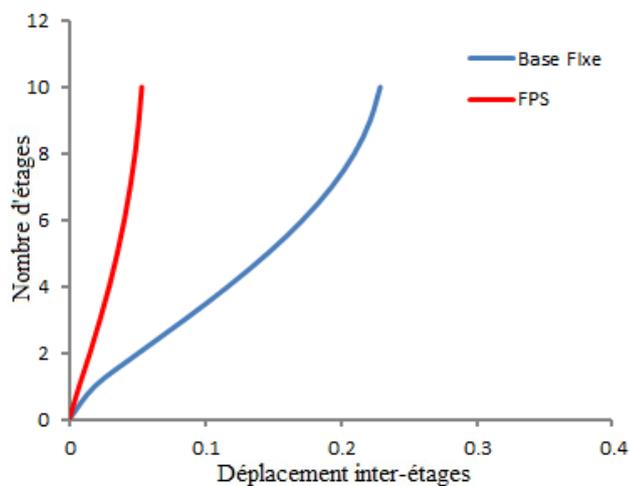


Figure IV. 20: Déplacements inter-étages sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

La figure (IV.20) illustre la réponse en déplacement inter-étages sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta. On enregistre une très forte réduction du déplacement inter-étages estimée à un taux 76,60 % comparativement à celle d'une base fixe. Par conséquent, le système FPS s'avère très efficace pour cette excitation.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

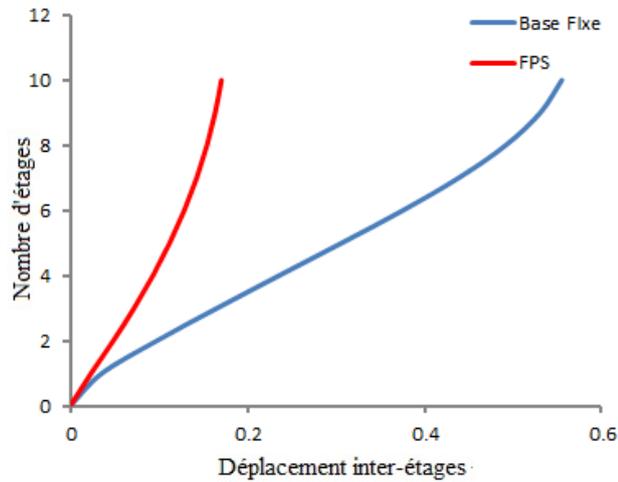


Figure IV. 21: Déplacements inter-étages sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

La figure (IV.21) montre une très forte réduction du déplacement inter-étages sous l'excitation de la composante Sylmar County du séisme de Northridge. Cette réduction est estimée à 69,24%. Le comportement dynamique est similaire à la composante de Lexington Dam, et le système FPS s'avère encore plus efficace.

IV.3.5. Tableau récapitulatif du taux de réduction de la réponse entre une structure avec isolateur FPS et sans isolateur.

Réponse	Taux de réduction (structure avec FPS / structure à base fixe)			
	El Centro	Lexington	OakWahrf	Sylmar
Déplacement relatif	24.57%	68.47%	77.28%	69.63%
Effort tranchant	22.82%	77.12%	76.01%	68.97%
Déplacement inter-étage	25.06%	68.47%	76,60%	69.24%

Tableau IV. 3: Taux de réduction de la réponse sismique d'une structure avec isolateur FPS et une structure à base fixe

IV.3.6. Bilan énergétique d'une structure avec isolateur FPS

Le bilan énergétique d'une structure soumise à une excitation sismique, est donné par l'expression suivante :

$$E_S = E_C + E_P + E_L + E_{MD}$$

Les paramètres E_S , E_C , E_P , E_L et E_{MD} ont été définis précédemment.

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

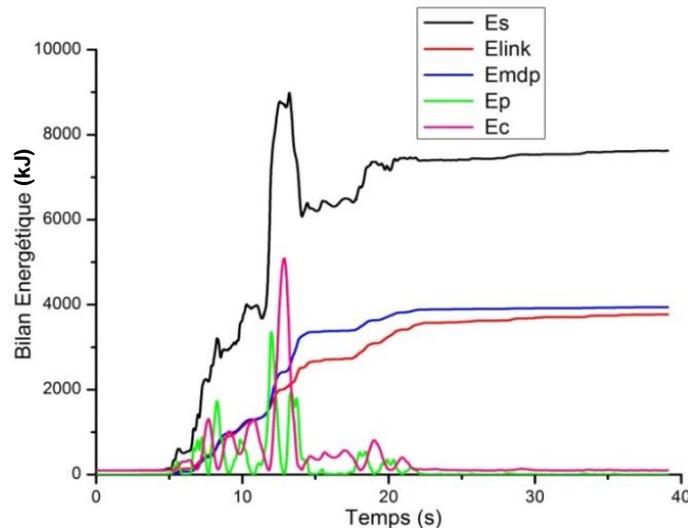


Figure IV. 22: Bilan Énergétique de la structure isolée par le système FPS : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

L'énergie sismique d'entrée à forte intensité $E_S = 7622.1901$, induite à la structure sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley sera dissipée équitablement par l'amortissement modal structurel, d'un taux de 51,68 % et par le système d'isolation FPS, d'un taux de 49,43 %.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

L'excitation sismique de la composante de Lexington Dam induit une faible énergie à la structure, égale à $E_S = 2234,2054$ kJ. Le mode de dissipation est assuré d'une part par le système FPS avec un taux de 52,62 % et d'autre part par l'amortissement modal structurel d'un taux de 43,15 %. (Fig.V.23)

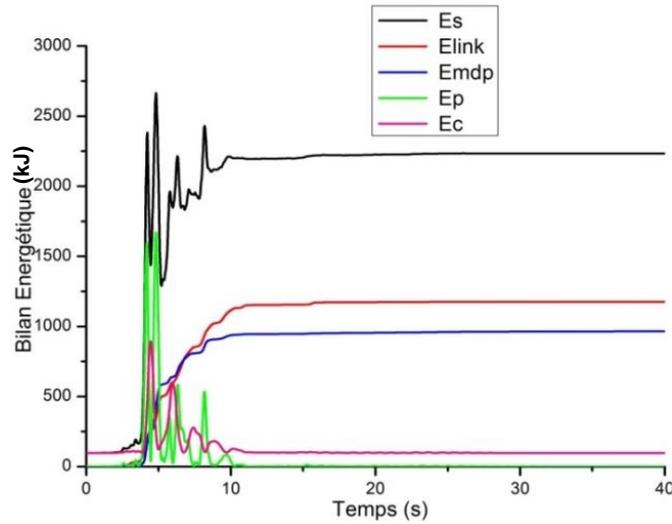


Figure IV. 23: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS : Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

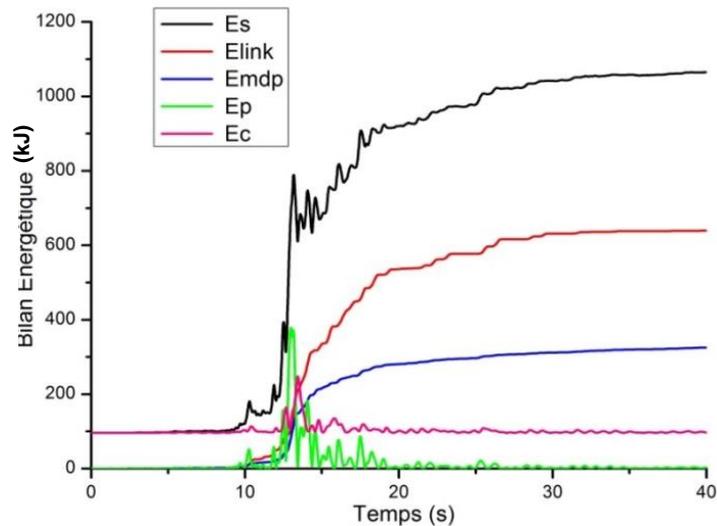


Figure IV. 24: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS : Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

Une très faible énergie sismique est induite à la structure, estimée à $E_s = 1064.723$, sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta. Cette énergie a été dissipée sous trois formes : une grande partie de l'énergie est déviée par le système FPS d'un taux de 60,02 %, une partie a été absorbée par l'amortissement modal structurel, d'un taux de 30,54 %, comme on enregistre une part acceptable dissipée sous forme d'énergie cinétique d'un taux de 9,11%.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

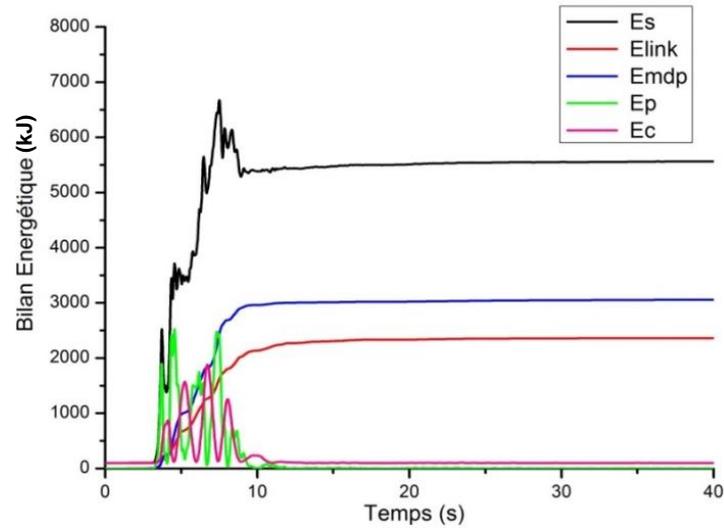


Figure IV. 25: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS : Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

La figure (IV.25) montre une forte énergie sismique induite égale à $E_s = 5576.288$ sous la composante de Sylmar County. Cette énergie est dissipée avec une légère supériorité de la part de l'amortissement modal structurel d'un taux de 55,03 % par rapport au système FPS d'un taux de 42,41 %.

IV.3.7. Tableau récapitulatif du bilan énergétique de la structure avec système FPS

Le tableau (V.4) illustre une synthèse du bilan énergétique de la structure isolée à la base par un système FPS sous différentes excitations sismiques. Il s'agit d'une comparaison entre les deux types d'énergies, celle dissipée par l'isolateur FPS et celle dissipée par la structure. On observe une dissipation quasi-équitable entre le système d'isolation FPS et la structure ; cela dépend principalement de la nature de l'excitation sismique.

Énergie	Bilan énergétique sous différentes excitations sismiques				
		ELCENTRO	LEXINGTON	OAK WARF	SYLMAR
E_S	Intensité	7622,1901	2234,2054	1064,724	5576,2886
	Taux %	46,93 %	52,62 %	60,02 %	42,41 %
E_L	Intensité	3767,7395	1175,6621	639,037	6409,2364
	Taux %	46,93 %	52,62 %	60,02 %	42,41 %
E_{MD}	Intensité	3939,3667	964,1026	325,2044	3068,5216
	Taux %	51,68 %	43,15 %	30,54 %	55,03 %
E_P	Intensité	0,54892	0,3055	3,1728	0,1665
	Taux %	0,01 %	0,01 %	0,30 %	00 %
E_C	Intensité	99,7584	96,2519	96,986	96,1809
	Taux %	01,31 %	04,31 %	09,11 %	1,72 %

Tableau IV. 4: Bilan Energétique de la structure avec isolateur FPS

IV.3.8.Énergie absorbée par l'isolateur

La figure (IV.26) montre l'énergie dissipée par le système FPS sous différentes excitations sismiques. Une forte absorption d'énergie a été enregistrée par les composantes sismiques d'El Centro et de Sylmar, qui sont caractérisées par de forts PGA (Peak Ground Acceleration).

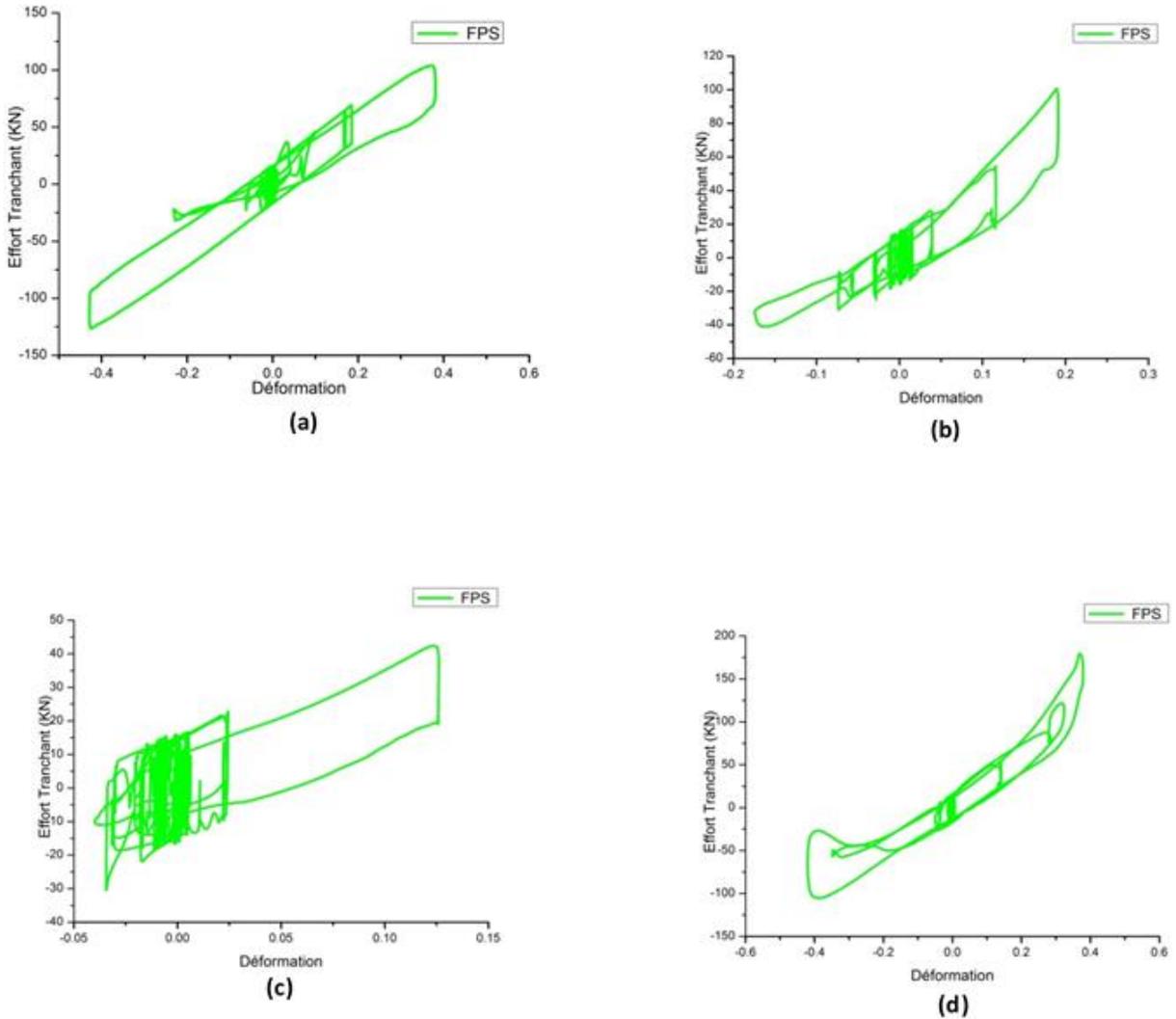


Figure IV. 26: Hystérésis de la structure isolée par le système FPS

- (a) sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley
- (b) sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta
- (c) sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta
- (d) sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge

IV.4. Analyse comparative des performances des systèmes LRB et FPS

IV.4.1. Déplacements relatifs

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

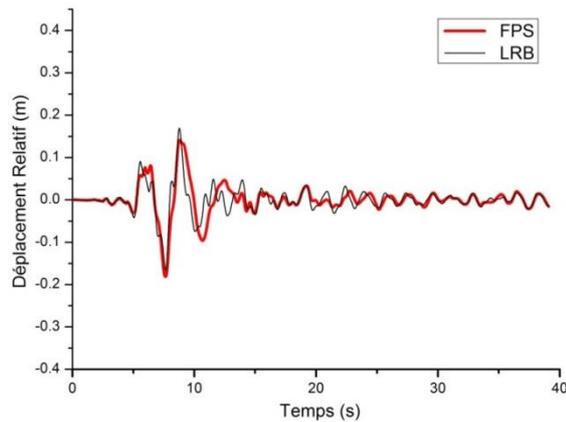


Figure IV. 27: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'El Centro -Imperial Valley

La figure (IV.27) montre une comparaison du déplacement relatif sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley, entre deux structures isolées avec systèmes FPS et LRB. Le système FPS réduit le déplacement relatif d'un taux de 10,14 % par rapport au système LRB, par conséquent le système FPS s'avère plus efficace.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

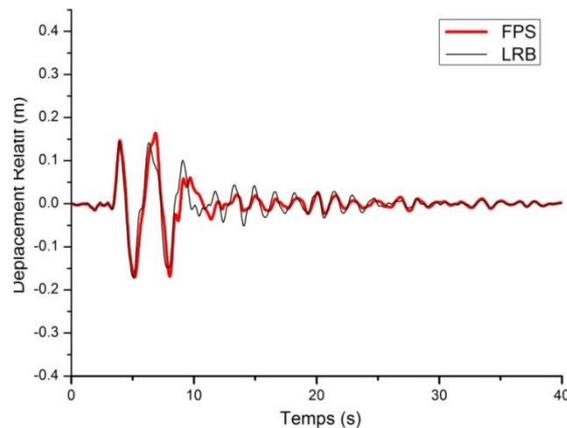


Figure IV. 28: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam- Prieta

Sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, le système FPS donne un taux de réduction de 5,08 % en termes de déplacement relatif par rapport au système LRB, ce qui justifie les performances du système FPS.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

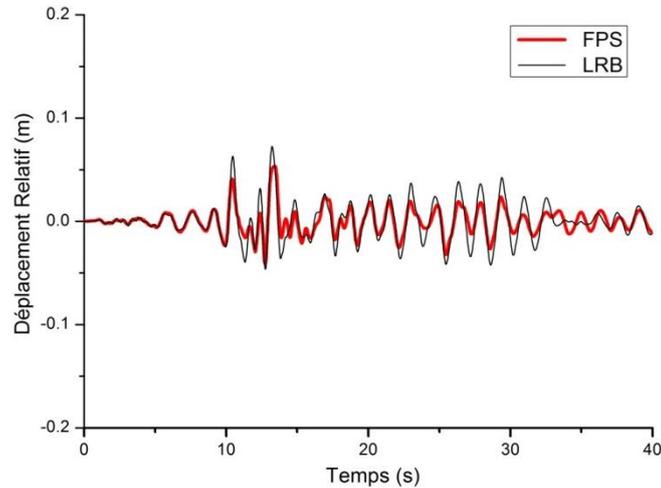


Figure IV. 29: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer – L. Prieta

On constate une forte réduction du déplacement relatif du système FPS comparativement au système LRB, sous l'excitation de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta, d'un taux élevé de 21,80 %, cela dénote la grande efficacité du système FPS.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

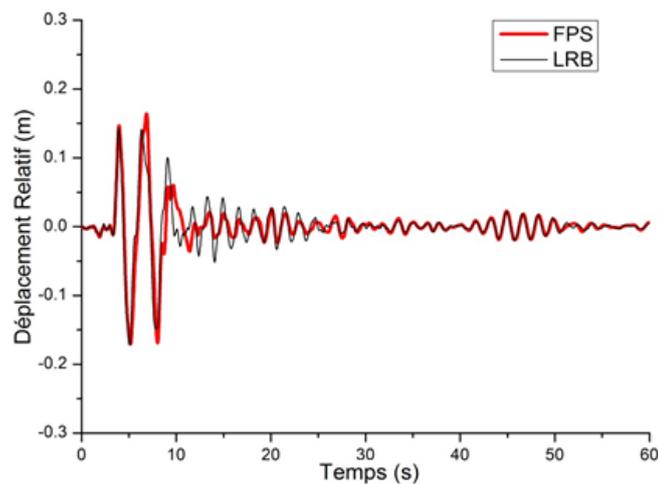


Figure IV. 30: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County – Northridge

Le système FPS démontre sa plus grande efficacité, du fait de la forte réduction du déplacement relatif au sommet du bâtiment sous la composante de Sylmar County du

séisme de Northridge, cette réduction est estimée à un taux de 24, 25% par rapport au système LRB.

IV.4.2.Effort Tranchant à la base

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

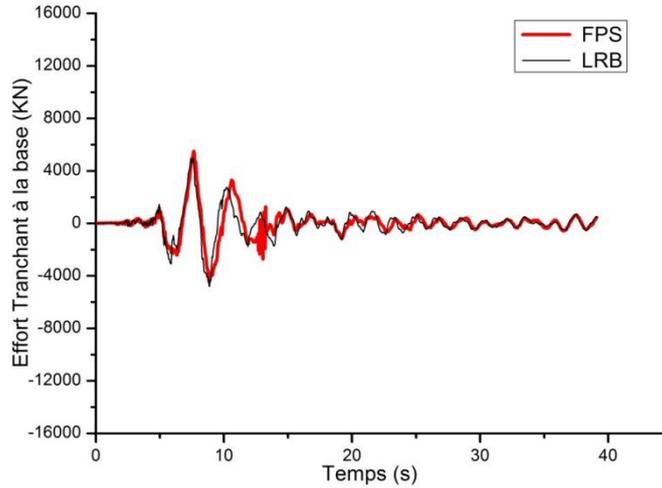


Figure IV. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro-Imperial Valley

Sous l'excitation sismique de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley, la réduction de l'effort tranchant est évaluée à 16,28 %, par conséquent le système FPS s'avère plus efficace.

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

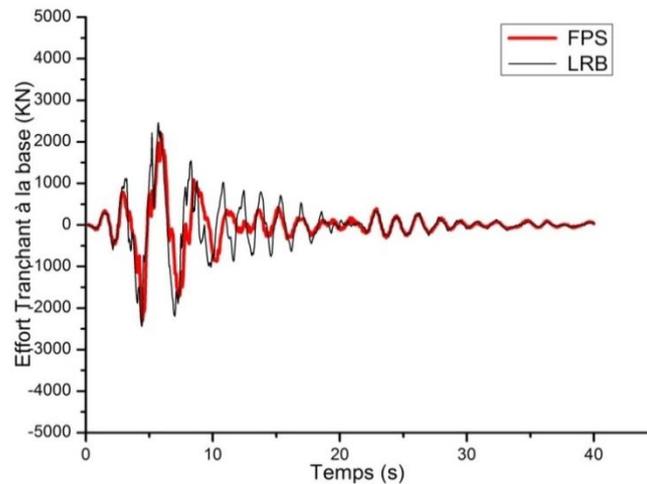


Figure IV. 32: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, le système FPS réduit encore plus l'effort tranchant d'un taux de 18,52 % comparativement au système LRB, ce qui valide à chaque fois l'efficacité du système FPS.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

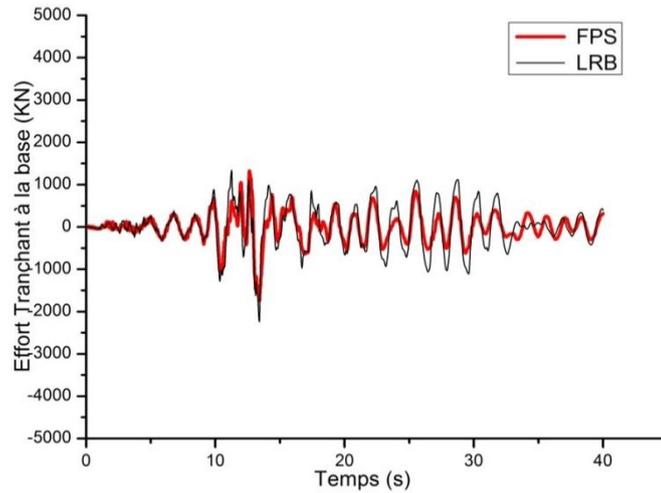


Figure IV. 33: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta

On enregistre une forte réduction de l'effort tranchant du système FPS devant le système LRB sous l'excitation de la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta, d'un taux estimé à 25,58.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

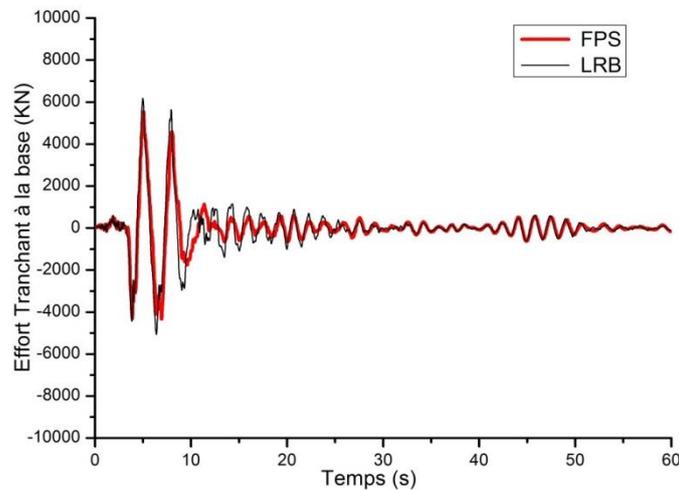


Figure IV. 34: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County - Northridge

Une très forte réduction de l'effort tranchant a été enregistrée d'un taux estimé à 28,67% sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge du système FPS comparativement au système d'isolation LRB.

IV.4.3. Déplacement inter-étages

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

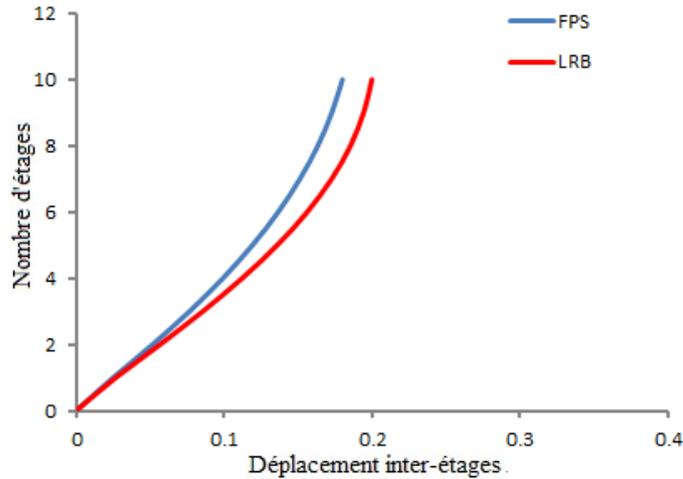


Figure IV. 35: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley

La figure (IV.35) montre la réduction du déplacement inter-étage d'une structure avec système FPS par rapport à celle montée sur un système LRB sous l'excitation sismique de la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley. Cette réduction est estimée à 9,95%,

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

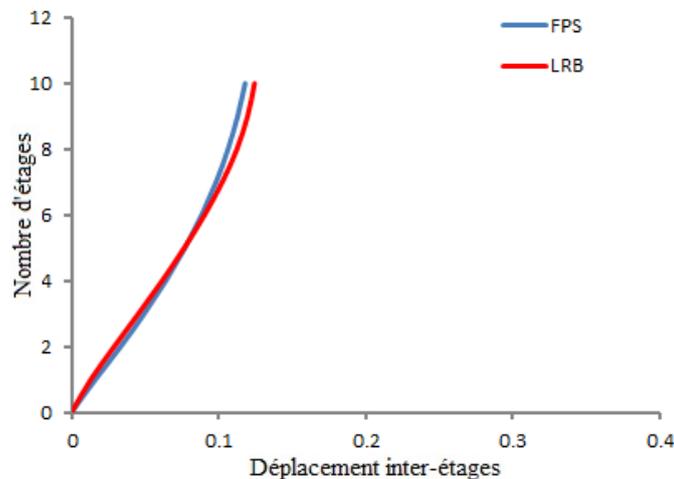


Figure IV. 36: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta

Sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, le déplacement inter-étage du système FPS est faiblement réduit comparativement au système LRB, cela est estimée à un taux de 5,15 %. Par conséquent, le système FPS est peu avantageux par rapport au système LRB.

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

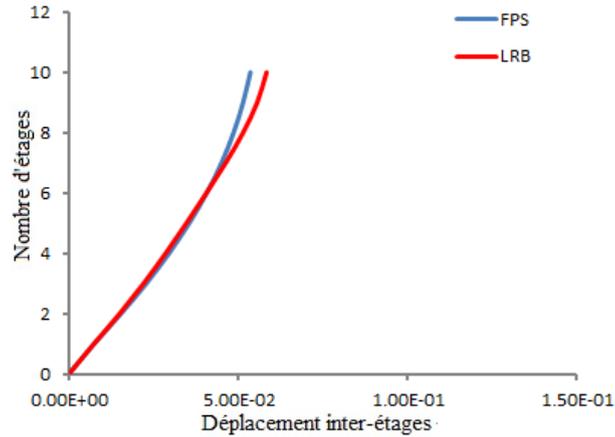


Figure IV. 37: Déplacements inter-étages : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta

Le taux de réduction du déplacement inter-étages estimé à 8,22 % sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta est étalé par rapport à la composante de Lexington Dam. Ce qui signifie que le système FPS est légèrement plus avantageux que le système LRB.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

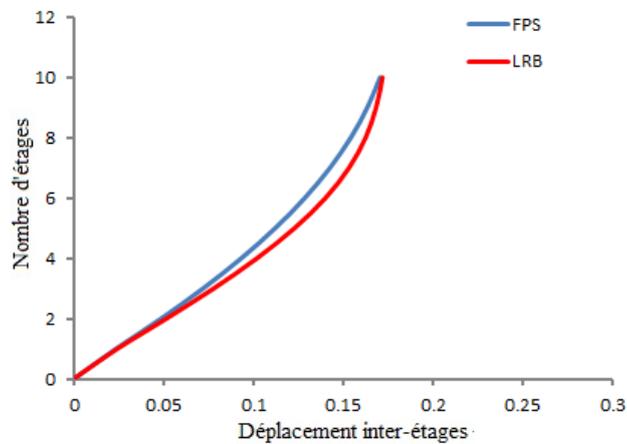


Figure IV. 38: Déplacements inter-étages : composante de Sylmar County- Northridge

On enregistre sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge pratiquement une réduction négligeable au sommet évaluée à **0.78 %** du déplacement inter-étage d'un bâtiment isolé sous FPS par rapport à une structure montée sur un système LRB. Cependant, on observe au sixième étage une augmentation remarquable de cette réduction estimée à un taux de 8.23 %.

IV.4.4. Tableau récapitulatif de la réponse entre les deux structures isolées FPS-LRB

Ce tableau est la synthèse de la réponse en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étages.

Réponse	Taux de réduction (structure avec FPS / structure avec LRB)			
	El Centro	Lexington	OakWahrf	Sylmar
Déplacement relatif	10.14%	5.08%	21.80%	24.25%
Effort tranchant	16.28%	18.52%	25.58%	28.67%
Déplacement inter-étage	9.95%	5.15%	08.22%	0.78%

Tableau IV. 5: Taux de réduction de la réponse d'une structure isolée avec FPS par rapport à celle isolée avec système LRB

IV.5. Couplage des deux systèmes d'isolation à la base FPS-LRB

Cette partie consiste en l'étude de l'effet du couplage des deux systèmes FPS et LRB sur la réponse dynamique de la structure dont le but de chercher la configuration optimale. À cet effet, six configurations ont été envisagées. Le taux d'amortissement des deux dispositifs est de 20%. Ce choix du taux d'amortissement est dicté par les résultats obtenus par les simulations numériques précédentes, donnant le taux de 20% comme étant le plus optimal.

IV.5.1. Configuration géométrique de l'emplacement des isolateurs

Il s'agit, dans les différentes configurations géométriques étudiées, de procéder au couplage des deux systèmes FPS et LRB. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des deux types d'isolateurs peuvent être déterminées principalement à partir de la descente des charges revenant à chaque poteau. Par conséquent, on retient trois types d'isolateurs pour les deux systèmes désignés comme suit :

- les types LRBA et FPSA qui sont en nombres de quatre (04) sont affectés sous les poteaux d'angle ;

- les types LRBB et FPSB avec dix (10) unités de chacun sont placés sous les poteaux de rive ;
- les types LRBC et FPSC dont le nombre de chacun est de six (06) unités intégrés sous les poteaux centraux.

IV.5.1.1. Structure à base Fixe

Il s'agit du bâtiment conventionnel à base fixe de dix (10) étages dont les caractéristiques géométriques sont similaires à celles décrites dans le chapitre précédent.

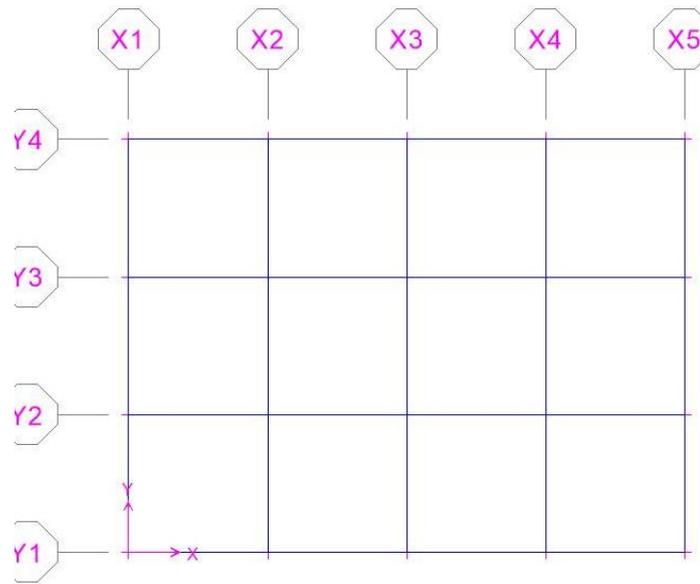


Figure IV. 39: Structure à base fixe

IV.5.1.2. Première configuration (système FPS)

Le bâtiment considéré est une structure isolée à la base avec un système FPS. On considère 3 types d'isolateurs FPS : 04 FPSA (angle), 10 FPSB (rive) et 06 FPSC (centre).

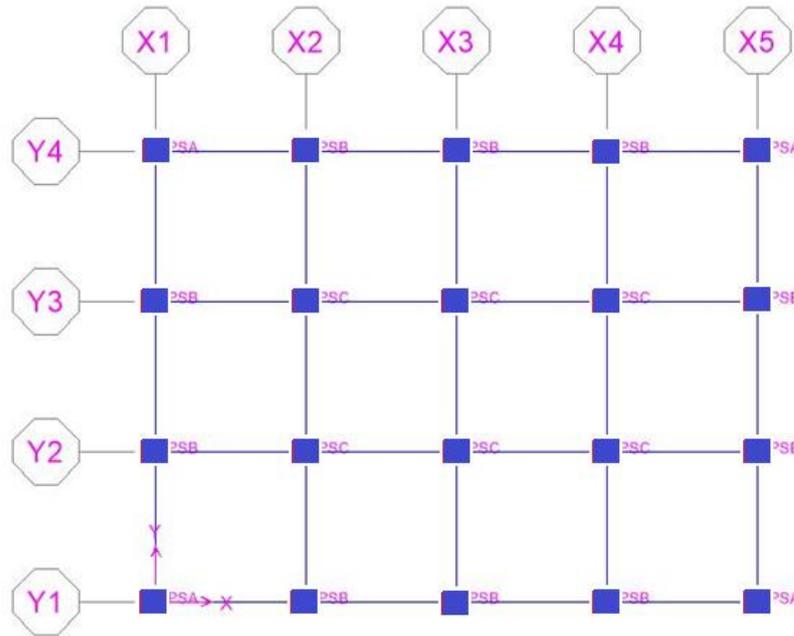


Figure IV. 40: Structure avec système d'isolation FPS

IV.5.1.3. Deuxième configuration (système LRB)

Le bâtiment est monté sur un système LRB. La répartition des appareils est analogue à la première configuration : 04 LRBA (angle) 10 LRBB (rive) et 06 LRBC (centre)..

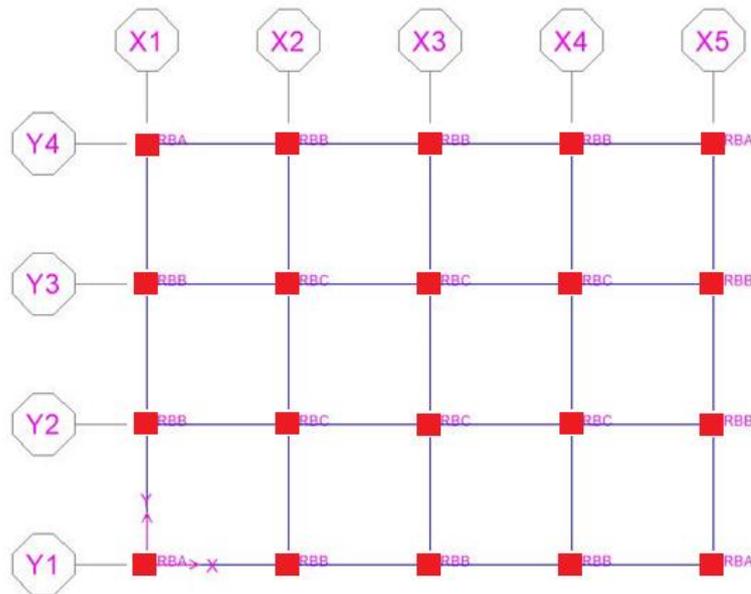


Figure IV. 41: Structure avec système d'isolation LRB

IV.5.1.4. Troisième configuration - couplage FPS-FPS-LRB

Cette configuration est composée des isolateurs suivants : 14 FPS sont intégrés en périphérie, (FPSA et FPSB), et 6 LRB sont placés au centre (LRBC).

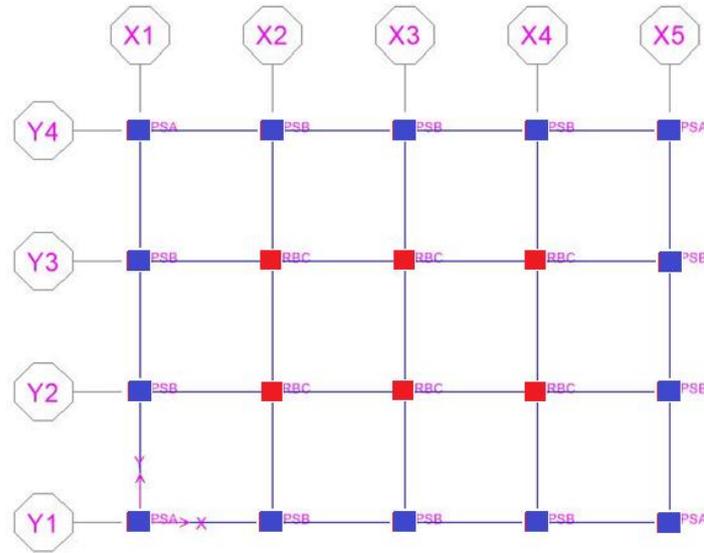


Figure IV. 42: Couplage des systèmes d'isolation (FPS+FPS+LRB)

IV.5.1.5. Quatrième configuration – couplage FPS-LRB

La configuration du couplage **FPS-LRB** est la suivante : 4 FPS (FPSA) et 14 LRB (10LRBB + 4 LRBC).

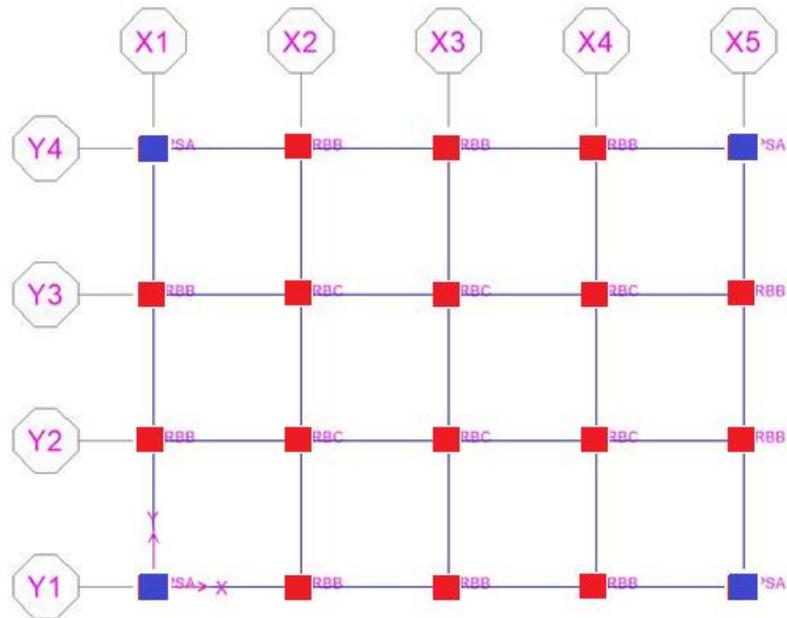


Figure IV. 43: Couplage des systèmes d'isolation (FPS +LRB)

IV.5.1.6. Cinquième configuration - couplage LRB-FPS

Cette configuration comprend : 14 LRB (4 LRBA, 10 LRBB) et 6 FPS (FPSC).

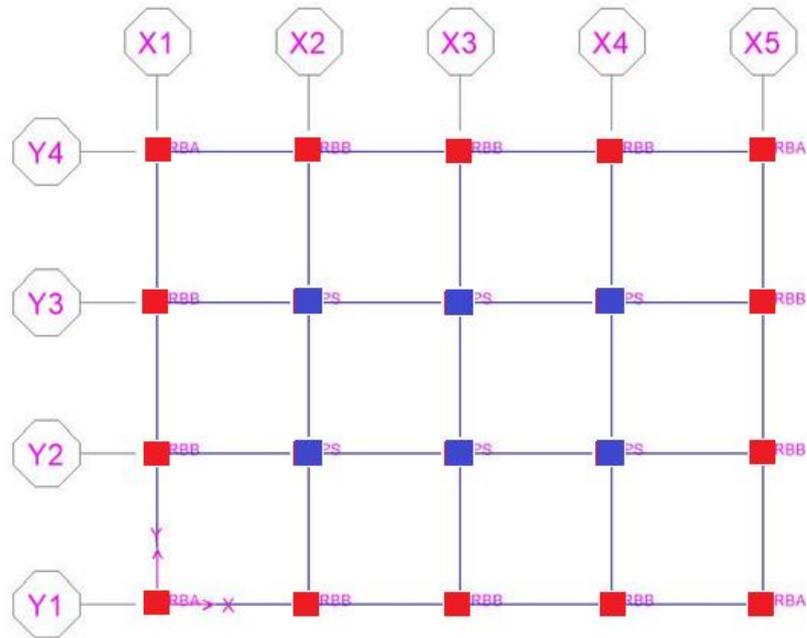


Figure IV. 44: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + FPS)

IV.5.1.7. Sixième configuration - couplage LRB-LRB-FPS

Dans cette configuration nous avons retenus : 4 LRB (LRBA) et 14 FPS (10 FPSB + 4FPSC).

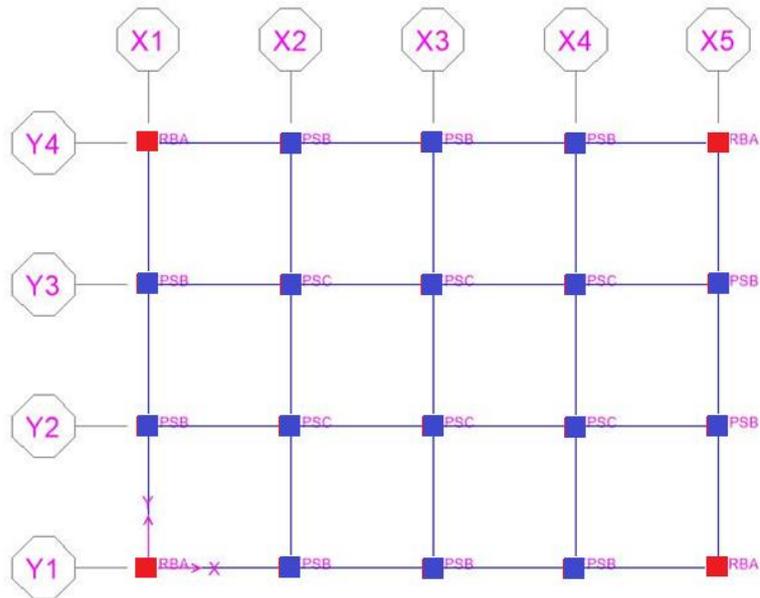


Figure IV. 45: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + LRB + FPS)

IV.6. Résultats et discussion

Les résultats de la simulation numérique des différentes configurations des systèmes d'isolation à la base et de couplage des dispositifs LRB et FPS, sont présentés en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étage.

IV.6.1. Déplacements Relatifs

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (IV.46) illustre le résultat d'une étude comparative entre plusieurs configurations de couplage entre les systèmes FPS et LRB. Les résultats sont présentés en termes de déplacement relatif au sommet du bâtiment. L'objectif de cette analyse est de trouver la configuration optimale et performante. Il en résulte de cette étude comparative que le système couplé **LRB-LRB-FPS** réduit considérablement le déplacement relatif avec un taux estimé à 31,23% par rapport à la même structure à base fixe, sachant que le déplacement relatif de cette dernière est de 0,2403 m

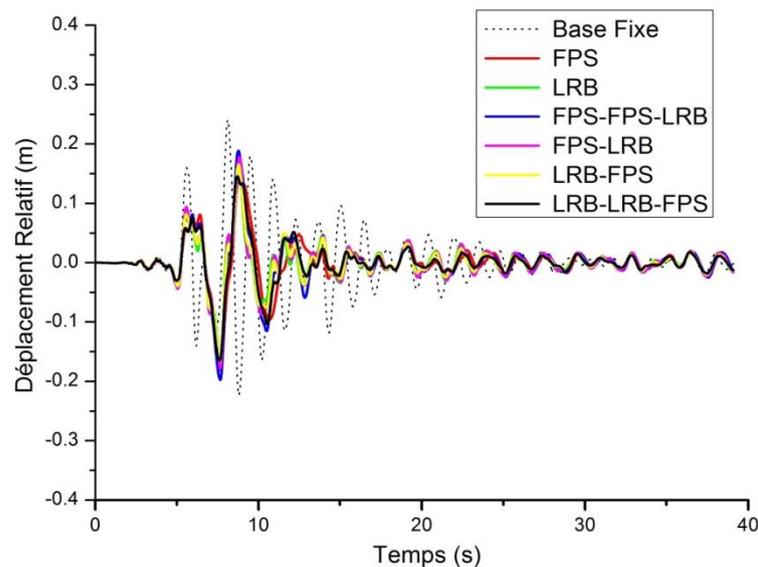


Figure IV. 46: Déplacements relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

Sous l'excitation de la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta, qui a donné un déplacement relatif de 0,355 m pour une structure à base fixe, c'est toujours la configuration **LRB-LRB-FPS** qui s'est avéré la plus efficace, présentant une forte

réduction du déplacement relatif, estimée à 69,69 % par rapport à celle de structure à base fixe.

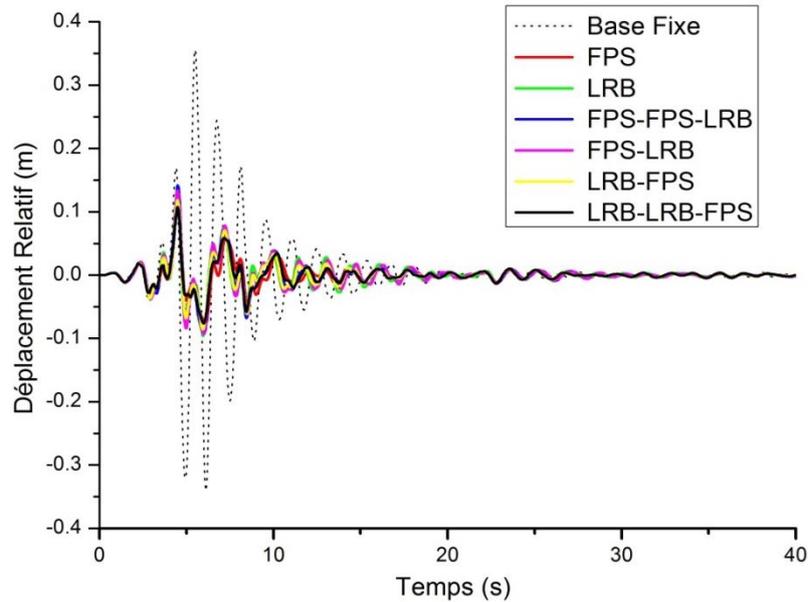


Figure IV. 47: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam -Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

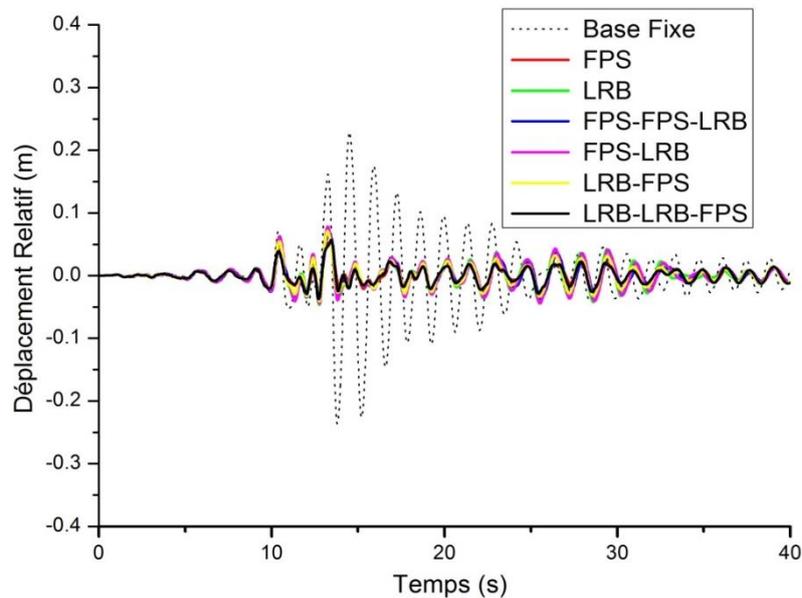


Figure IV. 48: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer - Prieta

On constate, à la figure (IV.48), sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta, une très forte réduction donnée par les deux configurations suivantes : **FPS** et **(LRB-LRB-FPS)** estimées respectivement à 76,57 % et 75,14 % par rapport à la structure à base fixe, qui a réagi avec un déplacement relatif de 0,229 m

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

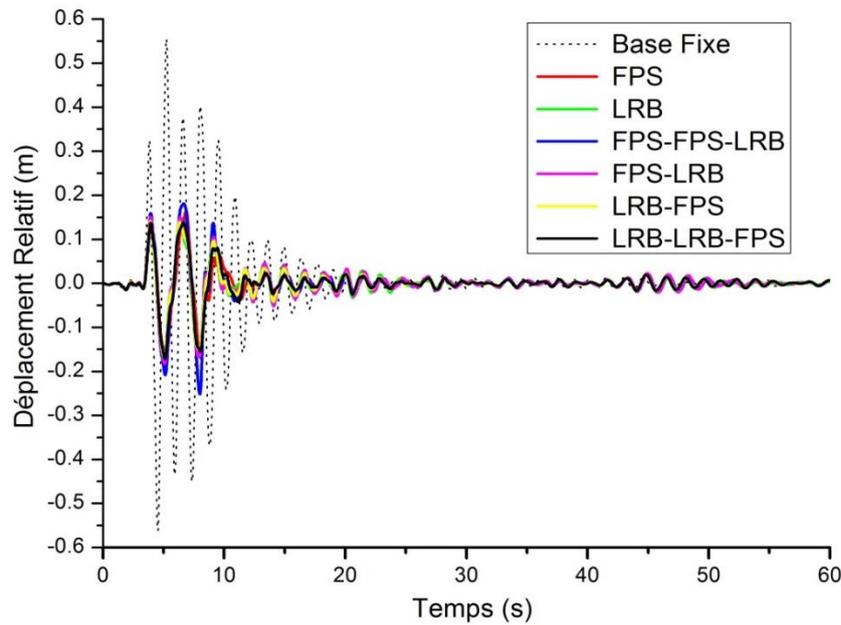


Figure IV. 49: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County- Northridge

La figure (IV.49) montre que sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, la quasi-totalité des configurations, impliquent pratiquement le même taux moyen, avoisinant 69 % mis à part la configuration (**FPS-FPS-LRB**) dont le taux est estimé à 52,21% par rapport à la structure à base fixe, dont le déplacement relatif est évalué à 0,562 m.

IV.6.2.Effort Tranchant à la base

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (IV.50) illustre le résultat de la simulation numérique portant sur le couplage des dispositifs d'isolation sismique selon plusieurs configurations. Le système le plus efficace est le dispositif LRB qui affiche une réduction estimée à 30,29 % par rapport à la structure à base fixe, caractérisée par un effort tranchant évalué à 6876,9 kN.

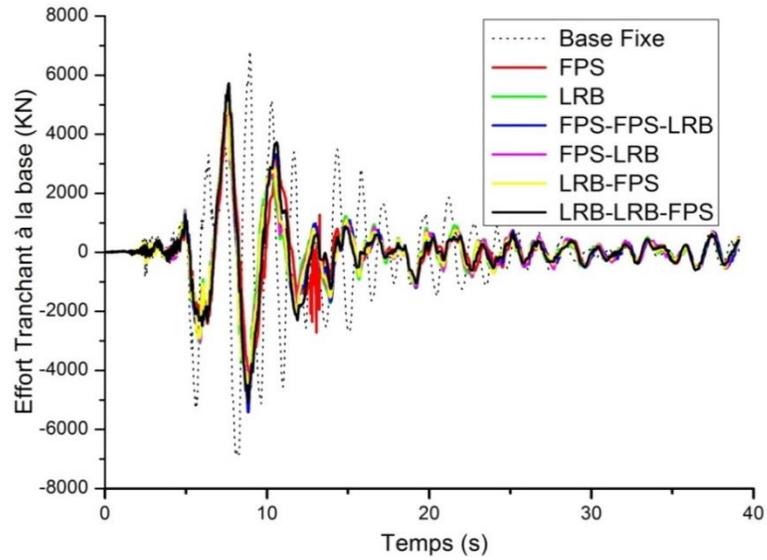


Figure IV. 50: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

On observe sur la figure (V.51) une très forte réduction enregistrée par l'ensemble des configurations envisagées, qui, en moyenne, est de l'ordre de 75%, et particulièrement le système FPS qui affiche de bonnes performances en matière de réduction de l'effort tranchant. Cette réduction atteint une valeur de 77,12% par rapport à la structure à base fixe qui a pour effort tranchant à la base 10093 kN.

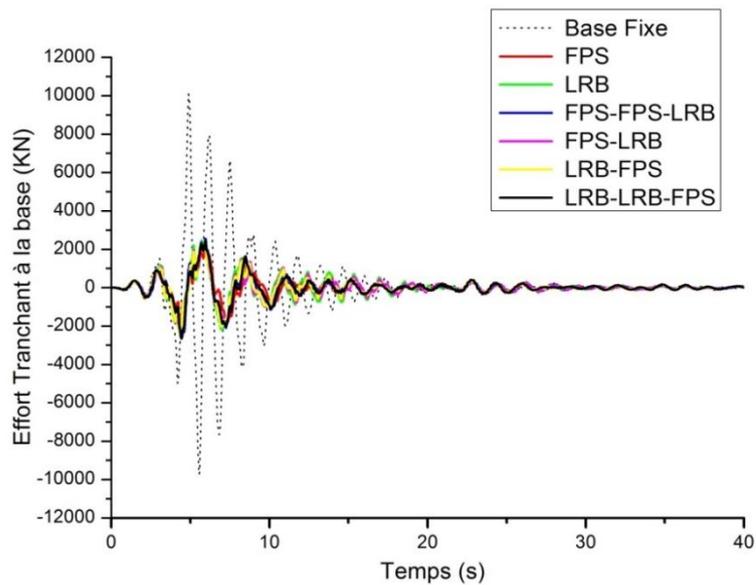


Figure IV. 51: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

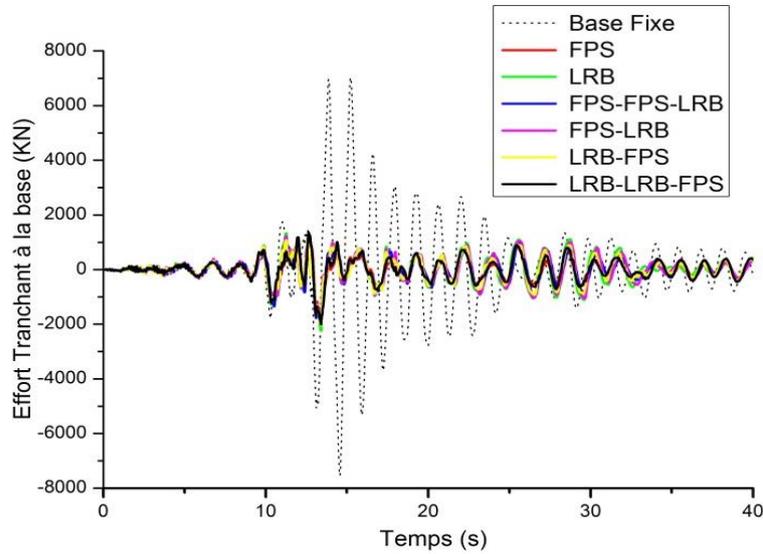


Figure IV. 52: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

On observe sur la figure (IV.52) une très forte atténuation de l'effort tranchant pour les différentes configurations envisagées avec un taux moyen de 73%. Le système FPS implique une réduction de 76,91 % par rapport à l'effort tranchant de la même structure à base fixe, évalué à 7541,12 kN.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

Sous l'excitation de la composante de Sylmar County du séisme de Northridge, on enregistre également une forte réduction de la réponse en effort tranchant estimée à une moyenne de 65% pour toutes les configurations. Le système FPS présente une réduction notable évaluée à 68,97 % comparativement à la structure à base fixe sollicité par un effort tranchant à la base de 17867,25 kN.

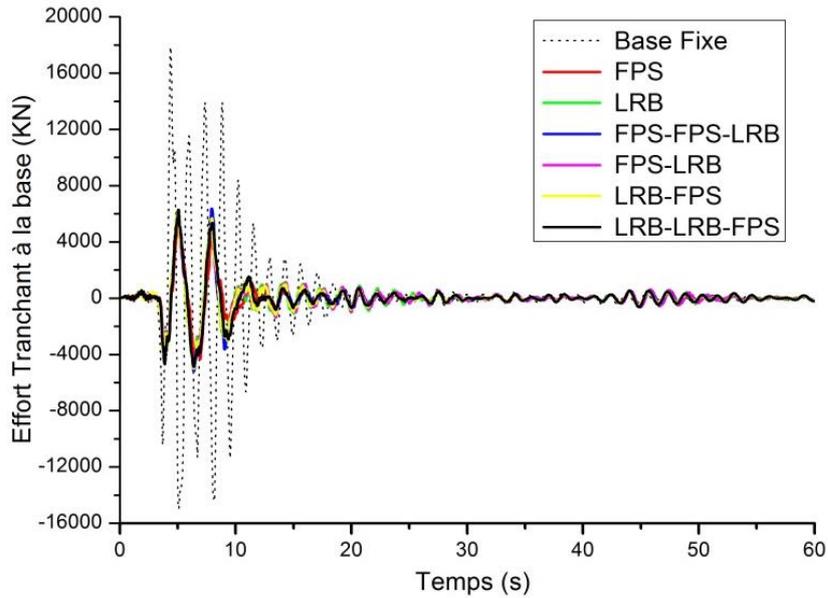


Figure IV. 53: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge

IV.6.3. Déplacement inter-étages

a) Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley

La figure (IV.54) montre une forte réduction en termes de déplacement inter-étage impliquée par la configuration (**LRB-LRB-FPS**) avec un taux de réduction de 31,42 % par rapport à la même structure à base fixe qui affiche un déplacement inter-étage de 0.24 m.

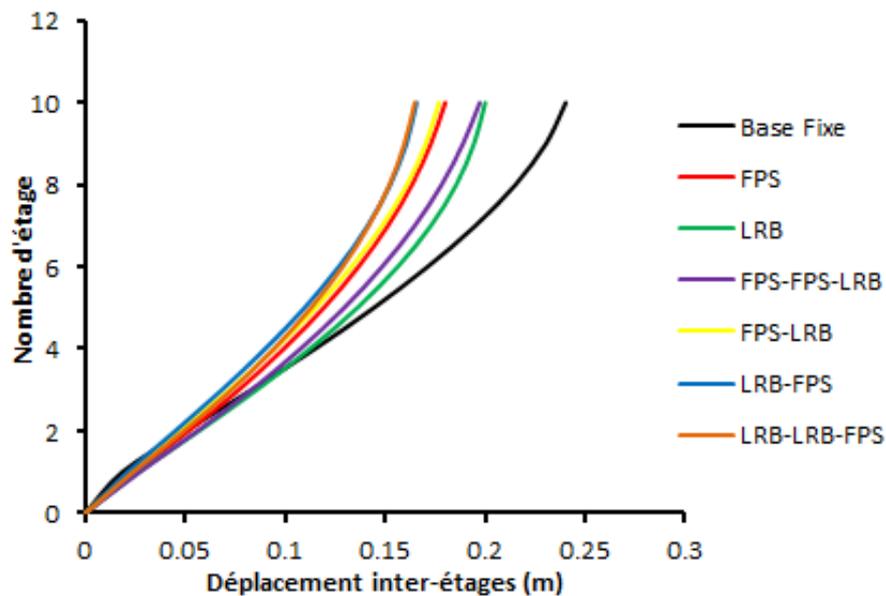


Figure IV. 54: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley

b) Composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta

On remarque que la configuration optimale est donnée par le couplage (LRB-LRB-FPS) qui offre une très forte réduction estimée à 69,84% par rapport à celle d'une structure à base fixe, où le déplacement inter-étage est de 0,355 m.

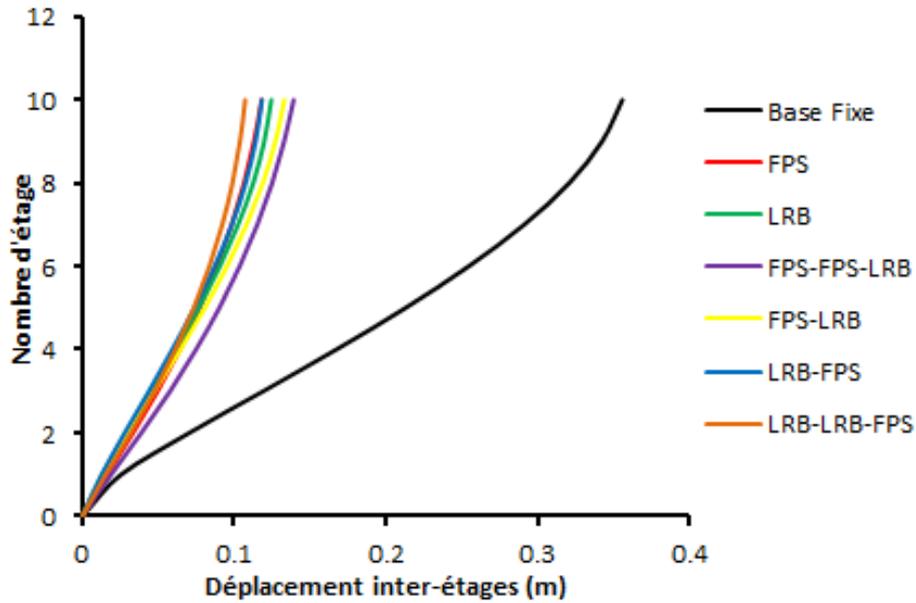


Figure IV. 55: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta

c) Composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

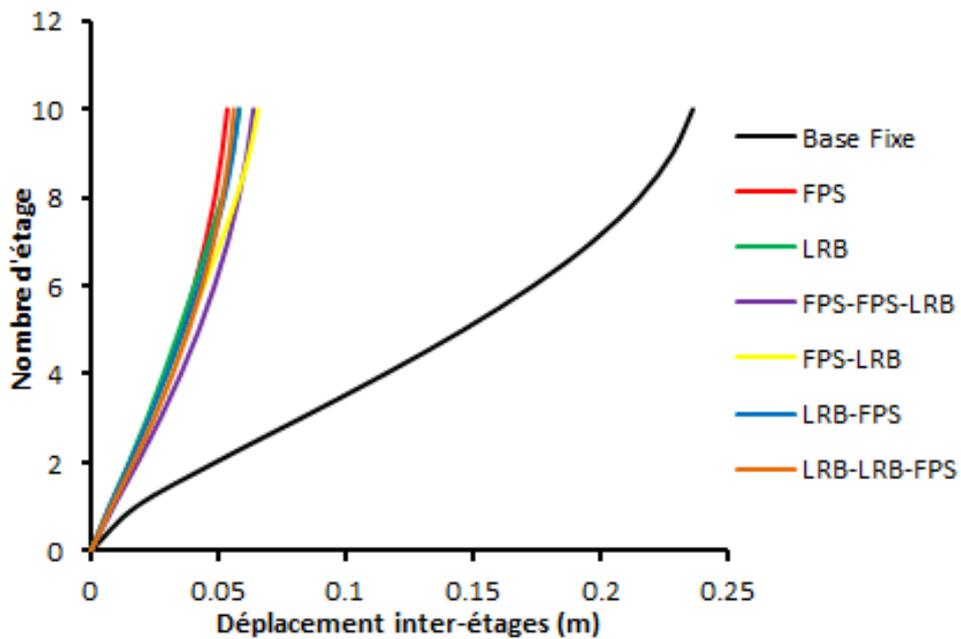


Figure IV. 56: Déplacements inter-étages : d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta

La figure (IV.56) montre une forte réduction pour toutes les configurations envisagées qui sont estimées en moyenne à 75%, et on peut signaler en particulier que les deux systèmes **FPS** et **(LRB-LRB-FPS)** sont les plus performants, avec des taux de réductions respectifs de 77,32% et 76,24 % par rapport à la structure à base fixe caractérisée par un déplacement inter-étage de 0,236 m.

d) Composante de Sylmar County du séisme de Northridge

L'excitation de la composante de Sylmar County du séisme de Northridge implique un grand déplacement inter-étage de la structure à base fixe évalué à 0,535 m. On observe sur la figure (IV.57) une forte réduction du déplacement inter-étage dans les différentes configurations, estimée en moyenne à 68 %.

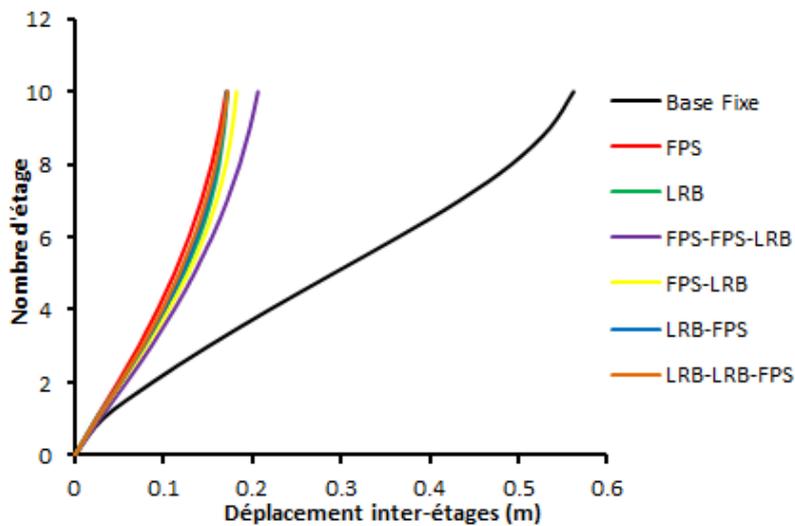


Figure IV. 57: Déplacements inter-étages : de Sylmar County du séisme de Northridge

IV.6.4. Tableau récapitulatif de la réponse des différentes configurations de couplage

Le tableau (IV.6) illustre une synthèse de la réponse en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étages, il s'agit du taux de réduction de la réponse considérée entre différentes configurations couplées de système (FPS et LRB) par rapport à celle d'une base fixe.

Réponses	Excitation	(m, KN, m)	Taux de réduction en (%) par rapport à la base fixe					
		Base Fixe	FPS	LRB	FP-FP-LB	FPS-LRB	LRB-FPS	LB-LB-FP
Déplacement relatif Base fixe (m)	El Centro	0,240	24,57	29,69	17,82	26,01	30,98	31,23
	Lexington	0,355	66,70	64,99	60,28	62,36	67,46	69,69
	Oak Wharf	0,229	76,57	63,38	65,99	38,41	68,87	75,14
	Sylmar	0,562	69,63	69,39	55,21	67,54	69,49	69,36
Effort tranchant à la base Base fixe (kN)	El Centro	6876,9	20,00	30,29	18,18	26,82	25,69	16,68
	Lexington	10093	77,12	75,66	74,02	76,06	75,76	73,69
	Oak Wharf	7541,12	76,91	70,25	75,43	73,11	72,82	73,26
	Sylmar	17867,25	68,97	65,46	64,30	66,80	65,30	64,80
Déplacement inter-étages Base Fixe (m)	El Centro	0,240	25,06	16,79	17,90	26,36	31,04	31,42
	Lexington	0,355	66,80	64,99	60,85	62,60	66,74	69,84
	Oak Wharf	0,236	77,32	75,29	72,98	72,21	75,45	76,24
	Sylmar	0,535	69,63	69,39	63,28	67,56	69,50	69,37

Tableau IV. 6 Taux de réduction de la réponse sismique pour différentes configurations couplées de système (FPS et LRB) par rapport à celle d'une base fixe

IV.7. Conclusion

À l'issue d'une investigation élargie basée principalement sur l'étude des performances du système d'isolation FPS, il s'avère que ces dispositifs offrent des propriétés très performantes qui peuvent satisfaire les diverses exigences des bâtiments, des ponts et des installations industrielles.

Pour la mise en évidence des performances du système FPS, une étude comparative a été menée sur le comportement dynamique d'un bâtiment régulier de dix (10) étages, monté sur un système d'isolation FPS comparé à celui d'une base fixe. Les résultats obtenus montrent une réduction importante de la réponse en termes de déplacement relatif, déplacement inter-étage et effort tranchant à la base évalué à 70 %. Ces résultats sont obtenus sous différentes excitation sismiques, sauf celle d'EL Centro, où la réduction est de l'ordre de 24 %.

D'après l'analyse du mode de dissipation d'énergie du système FPS sous différentes excitations sismiques, qui se résume par l'élaboration d'un bilan énergétique, on enregistre un fort taux de réduction de l'énergie sismique induite estimé à plus de 50 %, ce qui renforce la fiabilité de ce système en tant que dissipateur d'énergie.

Sur la base d'une étude comparative entre les deux systèmes d'isolations FPS et LRB, sous différentes excitations sismiques, on observe que le taux moyen de réduction des réponses en termes de déplacement relatif, effort tranchant à la base et déplacement inter-étages du système FPS par rapport au système LRB est estimé à plus de 15 %. Cela signifie que la technologie du système FPS représente un outil efficace pour isoler l'énergie sismique transmise aux structures.

Pour mieux évaluer les performances de ces systèmes d'isolation, une simulation numérique par couplage des deux systèmes FPS et LRB a été effectuée sur un ensemble de configurations. Cette simulation multicritères a pour but de chercher la configuration optimale. Les résultats de couplage ont donné une très forte réduction de la réponse en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étages, qui peut atteindre plus de 70 % sous la combinaison LRB(A)-LRB(B)-FPS.

Comme on peut conclure que la nature de la source sismique influe fortement sur la réponse dynamique de la structure, ce qui rend la décision sur le choix de la configuration optimale, pratiquement très délicate.

À l'issue de cette étude paramétrique très exhaustive, le système d'isolation FPS est le plus efficace dans la majorité des cas. Les taux de dissipation d'énergie peuvent parfois atteindre en moyenne 65 % par rapport à une structure à base fixe.

Contenu

IV.1.	Introduction	123
IV.2.	Analyse dynamique et comparaison des réponses d'une structure avec et sans le système d'isolation FPS	125
IV.2.1.	Propriétés mécanique du système FPS	125
IV.2.2.	Modélisation du système FPS	128
IV.2.2.1.	<i>Modélisation bilinéaire du système FPS</i>	129
IV.2.2.2.	<i>Modèle raffiné du comportement du système FPS</i>	130
IV.2.3.	Modèle structurel du bâtiment isolé à base de système FPS	132
IV.2.4.	Description de la structure.....	136
IV.2.5.	Description du système d'isolation	137
IV.3.	Résultats et discussion	138
IV.3.1.	Périodes et pulsations.....	138
IV.3.2.	Déplacements Relatifs.....	138
IV.3.3.	Effort Tranchant à la base	140
IV.3.4.	Déplacement inter-étages.....	142
IV.3.5.	Tableau récapitulatif du taux de réduction de la réponse entre une structure avec isolateur FPS et sans isolateur.....	144
IV.3.6.	Bilan énergétique d'une structure avec isolateur FPS	145
IV.3.7.	Tableau récapitulatif du bilan énergétique de la structure avec système FPS	148
IV.3.8.	Énergie absorbée par l'isolateur	149
IV.4.	Analyse comparative des performances des systèmes LRB et FPS.....	150
IV.4.1.	Déplacements relatifs	150
IV.4.2.	Effort Tranchant à la base	152
IV.4.3.	Déplacement inter-étages.....	154
IV.4.4.	Tableau récapitulatif de la réponse entre les deux structures isolées FPS-LRB.....	156
IV.5.	Couplage des deux systèmes d'isolation à la base FPS-LRB.....	156
IV.5.1.	Configuration géométrique de l'emplacement des isolateurs	156
IV.5.1.1.	<i>Structure à base Fixe</i>	157
IV.5.1.2.	<i>Première configuration (système FPS)</i>	157
IV.5.1.3.	<i>Deuxième configuration (système LRB)</i>	158
IV.5.1.4.	<i>Troisième configuration - couplage FPS-FPS-LRB</i>	158
IV.5.1.5.	<i>Quatrième configuration – couplage FPS-LRB</i>	159

IV.5.1.6.	<i>Cinquième configuration - couplage LRB-FPS</i>	159
IV.5.1.7.	<i>Sixième configuration - couplage LRB-LRB-FPS</i>	160
IV.6.	Résultats et discussion	161
IV.6.1.	Déplacements Relatifs.....	161
IV.6.2.	Effort Tranchant à la base	163
IV.6.3.	Déplacement inter-étages.....	166
IV.6.4.	Tableau récapitulatif de la réponse des différentes configurations de couplage.....	168
IV.7.	Conclusion	169

Figure IV. 1: Système d'isolation de type FPS	126
Figure IV. 2: Variation de la température moyenne et maximale sur la surface de glissement du système FPS Test D4 selon le code AASHTO (E. Gandelli et al. 2012).....	126
Figure IV. 3: Bilan des forces d'un système FPS	127
Figure IV. 4: Courbe de la boucle d'hystérésis idéalisée du système FPS (Michael. D et Al.,1987)	129
figure IV 5: Comportement hystérétique du système FPS.....	132
Figure IV. 6: Modèle rhéologique du système FPS.....	132
Figure IV. 7: Modèle d'un bâtiment isolé à la base avec système FPS.....	133
Figure IV. 8:Structure isolée avec système FPS à un seul degré de liberté.....	134
Figure IV. 9: Structure tridimensionnelle idéalisée à un seul étage montée sur un système FPS .	136
Figure IV. 10: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	138
Figure IV. 11: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante de Lexington Dam du séisme de LomaPrieta	139
Figure IV. 12: Déplacement relatif du dernier niveau sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	139
Figure IV. 13: Déplacement relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County - Northridge	140
Figure IV. 14: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley	140
Figure IV. 15: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	141
Figure IV. 16: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta.....	141
Figure IV. 17: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge	142
Figure IV. 18: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	142
Figure IV. 19: Déplacements inter-étages sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	143
Figure IV. 20: Déplacements inter-étages sous la composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	143
Figure IV. 21: Déplacements inter-étages sous la composante de Sylmar County du séisme de Northridge	144
Figure IV. 22: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS : Composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley	145
Figure IV. 23: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	146
Figure IV. 24: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	146
Figure IV. 25: Bilan Energétique de la structure isolée par le système FPS :	147
Figure IV. 26: Hystérésis de la structure isolée par le système FPS	149
Figure IV. 27: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'El Centro -Imperial Valley	150
Figure IV. 28: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam- Prieta..	150

Figure IV. 29: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer – L. Prieta	151
Figure IV. 30: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County – Northridge	151
Figure IV. 31: Effort Tranchant à la base sous la composante d'El Centro-Imperial Valley	152
Figure IV. 32: Effort Tranchant à la base sous la composante de Lexington Dam du séisme de Loma Prieta	152
Figure IV. 33: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	153
Figure IV. 34: Effort Tranchant à la base sous la composante de Sylmar County - Northridge	153
Figure IV. 35: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley	154
Figure IV. 36: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta	154
Figure IV. 37: Déplacements inter-étages : composante d'Oakland Outer - Loma Prieta	155
Figure IV. 38: Déplacements inter-étages : composante de Sylmar County- Northridge	155
Figure IV. 39: Structure à base fixe	157
Figure IV. 40: Structure avec système d'isolation FPS	158
Figure IV. 41: Structure avec système d'isolation LRB	158
Figure IV. 42: Couplage des systèmes d'isolation (FPS+FPS+LRB)	159
Figure IV. 43: Couplage des systèmes d'isolation (FPS +LRB)	159
Figure IV. 44: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + FPS)	160
Figure IV. 45: Couplage des systèmes d'isolation (LRB + LRB + FPS).....	160
Figure IV. 46: Déplacements relatif du dernier niveau sous la composante d'El Centro du séisme d'Imperial Valley.....	161
Figure IV. 47: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Lexington Dam -Prieta..	162
Figure IV. 48: Déplacements relatif du dernier niveau : composante d'Oakland Outer - Prieta...	162
Figure IV. 49: Déplacements relatif du dernier niveau : composante de Sylmar County- Northridge	163
Figure IV. 50: Effort Tranchant à la base : composante d'El Centro - Imperial Valley	164
Figure IV. 51: Effort Tranchant à la base : composante de Lexington Dam - Loma Prieta.....	164
Figure IV. 52: Effort Tranchant à la base : composante d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta	165
Figure IV. 53: Effort Tranchant à la base : composante de Sylmar County du séisme de Northridge	166
Figure IV. 54: Déplacements inter-étages : composante d'El Centro -Imperial Valley	166
Figure IV. 55: Déplacements inter-étages : composante de Lexington Dam - Loma Prieta	167
Figure IV. 56: Déplacements inter-étages : d'Oakland Outer du séisme de Loma Prieta.....	167
Figure IV. 57: Déplacements inter-étages : de Sylmar County du séisme de Northridge.....	168

Tableau IV. 1: Caractéristiques du système d'isolation FPS.....	137
Tableau IV. 2: Les périodes et les pulsations pour les deux structures : encastrée et isolée.	138
Tableau IV. 3: Taux de réduction de la réponse sismique d'une structure avec isolateur FPS et une structure à base fixe.....	144
Tableau IV. 4: Bilan Energétique de la structure avec isolateur FPS.....	148
Tableau IV. 5: Taux de réduction de la réponse d'une structure isolée avec FPS par rapport à celle isolée avec système LRB.....	156
Tableau IV. 6 Taux de réduction de la réponse sismique pour différentes configurations couplées de système (FPS et LRB) par rapport à celle d'une base fixe	169

**V. NOUVELLE APPROCHE DE
CONCEPTION DES BATIMENTS
AVEC ISOLATION A LA BASE
EN ACCORD AVEC LA
REGLEMENTATION PARASISMIQUE
ALGERIENNE (RPA 99 REV. 2003)**

V.1. Introduction

Le risque du séisme a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes (H.Bachmann, 2002).

Une des plus grandes victimes de l'histoire enregistrée lors du séisme qui a eu lieu à Huaxian en Chine en 1556, faisant plus de 830.000 morts (Kanamori, 1978). Tangshan, Le grand séisme qui a frappé le nord-est de la Chine en 1976 a tué 242 769 personnes, selon des sources officielles, bien que certaines estimations du nombre de morts soient aussi élevées à 650.000 (Kanamori, 1978). Le séisme d'une magnitude de 7,0 à l'échelle Richter (Eberhard et al., 2010) qui a frappé la république de Haïti le 12 Janvier 2010, a donné lieu à un nombre de morts, tel que rapporté par le gouvernement de Haïti, dépassant 217.000 ainsi que plus de 300.000 personnes blessées. Le séisme a endommagé près de 190.000 maisons, dont 105.000 ont été complètement détruites, à long terme une souffrance flagrante a touché les habitants du pays. Le séisme de magnitude 9.0 du Tohoku (Takewakin et al., 2011) qui a frappé l'est du Japon le 11 Mars 2011, est l'un des cinq tremblements de terre les plus puissants dans le monde depuis que les mesures modernes ont commencé en 1900, tuant plus de 20.000 personnes et causant d'énormes dégâts et de pertes économiques qui ne peuvent être ignorés (Wanda I. Cameron et Al, 2007).

A l'échelle nationale et suite aux séismes qui bouleversaient cycliquement l'Algérie, des dommages inestimables et des pertes humaines importantes ont été enregistrés à cet effet, cela est dû aux insuffisances de nos pratiques de conception, voire l'inadaptation du processus de contrôle, par conséquent nous, concepteurs, constructeurs et chercheurs resteront constamment interpellés quant aux choix ; normes et modèles retenus.

Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

A cet égard, deux approches de conception sont possibles, dont la première approche est celle des structures conventionnelles, qui permet d'assurer à l'ouvrage d'après les règles parasismiques, 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 réglementaires, la réalisation d'un ouvrage doit suivre des recommandations strictes sur la qualité des matériaux, les sections d'acier et les dispositions constructives, afin d'assurer le niveau de résistance et de ductilité souhaité.

Les structures traditionnellement conçues sont basées principalement sur la résistance et la ductilité des éléments de la structure afin de résister aux forces sismiques d'une part, ou dissiper l'énergie sismique d'autre part. Bien que d'excellents modèles aient été proposés en fournissant plus de résistance et de ductilité à la structure, néanmoins de nombreux séismes ont montré que les structures s'effondrent ou perdent leur fonctionnalité lors de l'épuisement de leurs capacités de ductilité, à la limite que les structures primaires restent intactes. Par conséquent, des effets remarquables sont induits aux éléments secondaires et aux équipements internes.

Une deuxième approche concerne les structures avec isolation à la base. L'approche de la technologie d'isolation parasismique à la base et de la technique de la réponse contrôlée consiste à maîtriser les déplacements et les accélérations de l'ouvrage, et par conséquent à réduire les sollicitations dans les éléments principaux de la structure. En d'autres termes, l'isolation à la base permet, par le biais d'éléments artificiels, de réduire et filtrer les forces sismiques induites à la superstructure avec un niveau de dommages quasi nul des éléments non structuraux. Cette technique permet d'une manière artificielle d'allonger la période propre de l'ouvrage dans les basses fréquences à faible énergie sismique induite. La technologie des systèmes d'isolation à la base est une solution adéquate et prometteuse afin de protéger les structures légères (Equipements sensible à la vibration, patrimoine historiques...etc.) contre les mouvements sismiques.

V.2. Incorporation de la technologie du contrôle de vibration dans les règlements parasismiques

La technologie de contrôle de vibration est une discipline moderne de dimensionnement qui assure un comportement sismique favorable des structures. En conséquence et pour atteindre cet objectif, de nouveaux concepts de protection structural ont été améliorés dans

le domaine. Ces méthodes innovantes de contrôle sont devenues d'actualité importante, ils permettent de projeter des structures pour résister, sans dégâts appréciables, à des actions dynamiques. Plusieurs concepts de contrôle de vibration ont été développés, d'où on peut distinguer quatre approches différentes : passif, actif, semi-actif et le contrôle hybride. Le concept de l'isolation à la base (système passif) devient de plus en plus adopté, ceci consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe.

L'isolation à la base est actuellement une technologie bien établie et très maîtrisée dans les pays développés qui connaissent une forte sismicité tels que : USA, Japon, et Italie, ... etc. En conséquence, ils ont introduit dans leurs règlements parasismiques un chapitre concernant le dimensionnement des ouvrages avec isolation à la base.

V.3. Proposition d'une approche de contrôle de vibration dans le règlement parasismique Algérien (RPA)

À l'image de la naissance de plusieurs règlements parasismiques dans le monde, et en conséquence des séismes qui ont ravagé notre pays, tels que celui de Chlef en 1980 et de Boumerdes en 2003, des recensements font états des bilans très lourds en matières de pertes humaines et des dommages importants au niveau des infrastructures. Devant ces dégâts intenses et multiples, une première expérience en matière d'établissement de réglementation parasismique s'avère indispensable. Au fil des années, des lacunes sont apparues, d'où la nécessité de les corriger au sein de cette réglementation surtout après le séisme de Boumerdes qui a montré la fragilité de nos pratiques de conception et l'inadéquation de la réglementation en vigueur ; ce qui a nécessité un développement et un perfectionnement de ce code.

Devant cette situation, une première expérience, qui débute par une phase d'étude et d'analyse des performances des systèmes de contrôle de vibration est jugée nécessaire, voire même indispensable. Cette investigation permet de comprendre le mode de fonctionnement de ces systèmes ainsi que les paramètres permettant la modélisation mathématique et physique des processus de contrôle. Il devient donc impératif de proposer une méthodologie de dimensionnement, autrement dit un modèle de conception des

bâtiments avec isolation à la base en accord avec la réglementation parasismique Algérienne.

V.3.1. Méthodologie proposée

Cette approche consiste en l'identification des paramètres d'un nouveau modèle de conception et son intégration dans la réglementation parasismique algérienne, cette méthodologie traite la méthode linéaire équivalente pour les bâtiments isolés tout en déterminant l'effort tranchant à la base de la superstructure, qui est fonction principalement du déplacement de conception et de la rigidité équivalente de l'isolateur, ces deux paramètres clefs ne peuvent être obtenus que par un processus itératif de la méthode d'analyse linéaire équivalente, celle-ci se base principalement sur une série de paramètres qui relèvent du domaine d'application du RPA pour être réputés parasismique.

V.3.2. Spectre de réponse de calcul algérien (RPA)

Le spectre de réponse d'accélération S_a est défini par l'expression suivante (RPA 99 rév.2003 Art. 4.3.3 éq.4.13) avec quatre segments, qui sont représentés dans la figure (V.5). Les paramètres utilisés dans l'équation sont résumés dans des tableaux.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T < T_1 \\ (2.5\eta) \cdot (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T < T_2 \\ (2.5\eta) \cdot (1.25A) \cdot \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T < 3.0 \\ (2.5\eta) \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \cdot \frac{Q}{R} & 3.0 \leq T \end{cases} \quad (5.1)$$

S_a : est le spectre de réponse d'accélération,

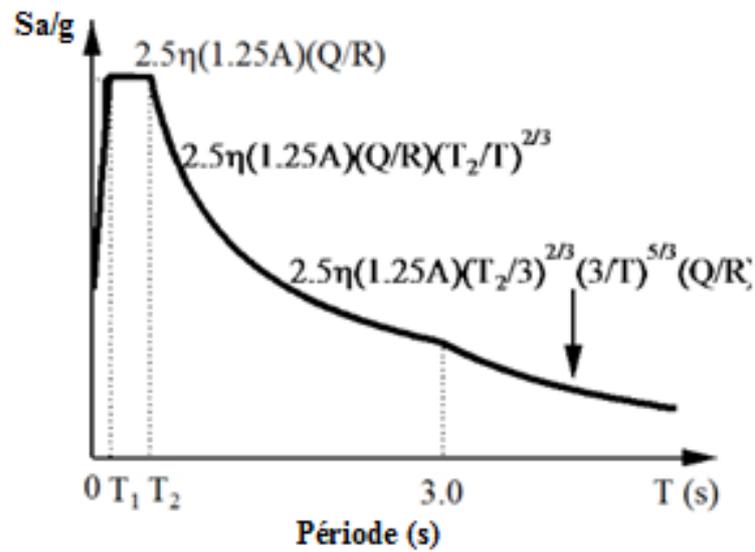


Figure V. 1 Concept du spectre de réponse algérien

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99 Art. 4.2.3 Tableau 4.1)

Q : Facteur de qualité (RPA 99 Art. 4.2.3 Tableau 4.4)

R : Coefficient de comportement de la structure (RPA 99 Art. 4.2.3 Tableau 4.3)

$R=1$: La structure a un comportement élastique

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA 99 Art. 4.2.3 Tableau 4.2)

η : Facteur de correction d'amortissement (RPA 99 Art. 4.3.3)

T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 Art. 4.3.3 Tableau 4.7)

V.3.3. Effet de site

La mise en évidence de l'effet de site sur la réponse d'un ouvrage est représentée dans la figure (V.7). Si nous supposons une construction implantée dans la zone IIb, groupe 1B, nous pouvons produire les différents spectres relatifs à différentes classes de sites, sachant que les autres paramètres pris en compte sont : $Q=1$, $R=1$, $\eta=1$, $A=0,25$.

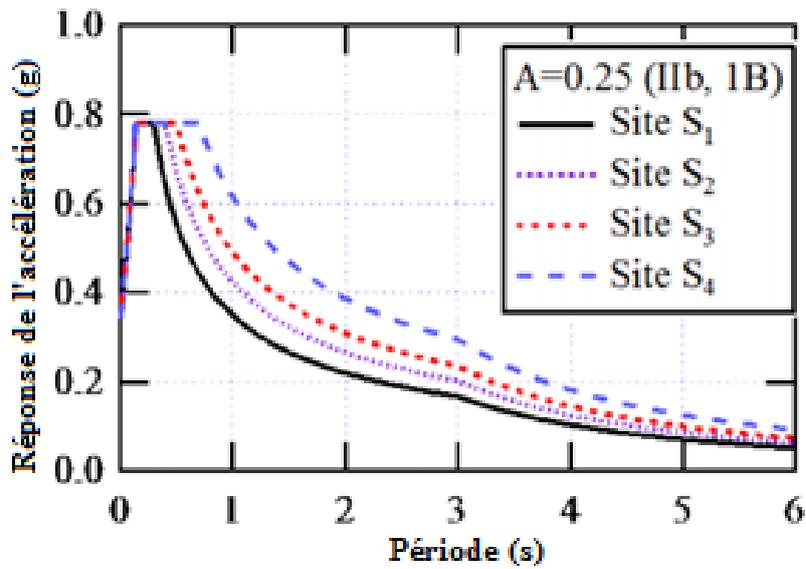


Figure V. 2 Spectre de réponse d'accélération pour différentes classes de sites à la zone IIB, Groupe IB (A=0.25)

V.3.4. Influence de la correction de l'amortissement sur la réponse sismique.

Le pourcentage d'amortissement critique ξ influe d'une manière significative sur le comportement de la réponse de la structure. En utilisant l'équation (5.1) pour définir des spectres de réponse sous différents facteurs d'amortissements de 5% et de 20% relatif à la classe du site S_3 , seront représentés dans la figure (V.8). Étant donné que le profil du sol est supposé avoir une vitesse d'intensité moyenne $V_{S,moyenne} = 209$ m/s.

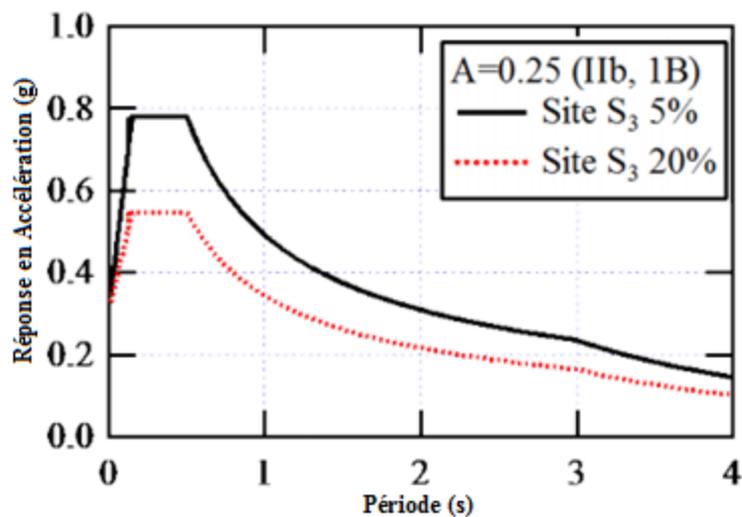


Figure V. 3 Spectre de réponse en accélération au site S3 relatif à ξ (5%, 20%)

Les Facteurs de Correction d'Amortissement (FCA), autrement dit les facteurs de réduction de la réponse, sont utilisés pour ajuster les valeurs de la réponse spectrale correspondant à un amortissement critique de 5% à d'autres niveaux d'amortissement. La tendance d'une réponse analytique d'un oscillateur linéaire élastique amortie visqueusement, soumis à une durée limitée à des excitations sinusoïdales à la base, montrent que les (FCA) dépendent à la fois de la fréquence et de la durée du mouvement du sol, d'où celle-ci devient beaucoup moins influente lorsque l'amortissement augmente. Ces tendances analytiques, en conjonction avec la relation reliant la durée et le contenu fréquentiel dépendent essentiellement de la magnitude du séisme, de la distance du site à la source, de la classification du site et de l'emplacement de la tectonique des plaques.

- Pour $\xi=2\%$, les (FCA) proposés par les auteurs (Wanda I et al., 2007) dépendent de la magnitude du séisme, de la classification du site et de la tectonique des plaques, qui influent considérablement sur le contenu fréquentiel du mouvement du sol
- Pour $\xi=1\%$, les (FCA) proposées par les auteurs (Wanda I et al., 2007) dépendent en outre de la distance du site à la source, ce qui influe de manière significative sur la durée du mouvement du sol.

La base de cette nouvelle catégorisation des mouvements du sol, comme élaboré dans la littérature, c'est que la magnitude et la classe du site influe de façon significative sur le contenu fréquentiel de mouvements du sol et la distance de site à la source influe significativement sur la durée de mouvements du sol.

Les Facteurs de Correction d'Amortissement (FCA) sont basés sur la période de l'oscillateur, le taux d'amortissement, la distance de la source au site, de la magnitude du séisme, la classification du site, et de l'emplacement des plaques tectoniques. Les FCA sont définies sous la forme d'équation suivante ci-dessous :

$$FCA = \frac{P.S.A_{\xi}}{P.S.A_{\xi=5\%}} \quad e\delta = eQ / K_e \quad (5.2)$$

où $P.S.A_{\xi}$ et $P.S.A_{\xi=5\%}$ sont les pseudo accélérations spectrales correspondant à ξ et 5% d'amortissement, respectivement. A partir de la relation entre le déplacement spectral,

pseudo vitesse spectrale, et pseudo accélération spectrale, l'équation (5.2) peut aussi s'écrire :

$$FCA = \frac{P.S.V_{\xi}}{P.S.V_{\xi=5\%}} \quad (5.3)$$

$$FCA = \frac{S.D_{\xi}}{S.D_{\xi=5\%}} \quad (5.4)$$

Où $P.S.V_{\xi}$ et $P.S.V_{\xi=5\%}$ et $S.D_{\xi}$ et $S.D_{\xi=5\%}$ sont respectivement les vitesses pseudo spectrales et les déplacements spectraux, correspondant à ξ et 5% d'amortissement respectivement

Le facteur de correction d'amortissement relatif à la règle parasismique algérienne est défini dans l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (5.5)$$

Il est à noter qu'il n'y a pas de correction pour ($\eta = 1$) à $\xi = 5\%$.

Une étude comparative a été entreprise, pour la mise en évidence de la variation du facteur de réduction de la réponse (η) pour six règlements parasismiques internationaux, représentés dans la figure (V.9)

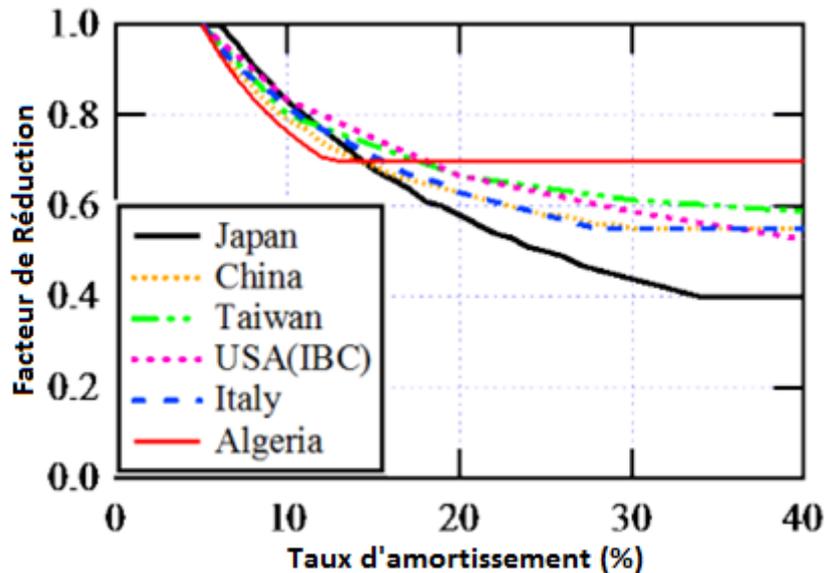


Figure V. 4 Comparaison des facteurs de réduction de la réponse d'un système d'amortissement hystérétique

V.4. Méthodes d'analyse

Les structures isolées à la base peuvent être analysées suivant les trois méthodes suivantes fournies par le code IBC 2000:

- La méthode statique équivalente ou la méthode de la force latérale équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4.1. Méthode d'analyse linéaire équivalente (E.L.M)

Le règlement parasismique Algérien RPA ne contient pas des recommandations concernant le calcul des structures avec isolation à la base. Pour cela, on a adopté les recommandations du code international (International Building Code) IBC-2000, pour le calcul.

V.4.2. Méthode statique équivalente

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions préconisées par le code IBC 2000:

1. La structure est située sur un site avec $S_1 \leq 0,6g$ (S_1 déterminé par la carte de l'accélération spectrale associée à l'IBC-2000).
2. La structure est située sur un site de classe *A* (roche dure), *B* (roche), *C* (Sol très dense et roche meuble) ou *D* (sol ferme).
3. La hauteur de la structure isolée ne doit pas dépasser quatre niveaux (55 feet ou 20 m).
4. La période effective correspondant au déplacement maximum T_M du système d'isolation est inférieure ou égale à 3.0 seconde.
5. La période effective correspondant au déplacement de conception T_D est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
6. La structure au-dessus du système d'isolation est de forme régulière.
7. La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement de conception.
8. Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel selon (IBC-2000 Sec. 1623.5.1.4).

9. Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge horizontale bi-axiale
10. Le système d'isolation ne limite pas les déplacements MCE au-dessous de $\frac{S_{M1}}{S_{D1}}$ fois les déplacements de conception totale.

V.5. Méthode proposée : Analyse linéaire équivalente en accord avec la réglementation parasismique Algérienne

V.5.1. Conditions d'application et formulation

La méthode d'analyse linéaire équivalente est basée sur un système à un seul degré de liberté (1DDL). Elle est pratiquement utilisée dans tous les codes parasismiques. Les conditions d'application de la méthode se résument comme suit :

- Les classes de sols concernées par la méthode sont : S_1, S_2, S_3, S_4 ;
- L'excentricité maximale entre le centre de masse et de torsion est limitée à 5% ;
- La tension (traction) dans l'isolateur n'est pas permise ;
- La période équivalente de l'isolateur est comprise entre $3T_f$ et $3s$.

T_f : Est la période fondamentale de la structure à base fixe

En général, l'effort tranchant à la base est obtenu à partir de l'accélération spectrale et du poids de la superstructure comme représenté dans l'équation (5.6).

$$Q_s = \frac{K_e D_D}{R_l} \quad (5.6)$$

$$D_D = \frac{M \cdot B(\xi, T_e) \cdot S_a(T_e)}{K_e} \quad (5.7)$$

$$D_M = \alpha \cdot \gamma \cdot D_D \quad (5.8)$$

D_D : Déplacement de conception de l'isolateur

M : Poids total du bâtiment

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

$S_a(T_e)$: Accélération spectrale

K_e : Rigidité effective du système d'isolation

D_M : Déplacement maximal de conception

α : Coefficient dépendant de l'excentricité du système d'isolation

γ : Facteur de sécurité (>1.2), qui est fonction de la variation des propriétés dépendant de la température et du vieillissement (relatif au règlement japonais)

Q_s : Effort tranchant à la base de la superstructure

R_f : Facteur de réduction relié à la ductilité de la superstructure.

En conséquence, il est très pratique de déterminer un coefficient de réduction horizontal équivalent au rapport de l'effort tranchant d'un bâtiment isolé à celui d'un bâtiment conventionnel.

Ce facteur est utilisé pour se lier à la méthode de calcul de l'intensité sismique conventionnelle qui est couramment utilisée par les ingénieurs structurels.

V.5.2. Procédure de la méthode proposée

La procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente est représentée sur la figure (V.12), elle se résume comme suit :

- On suppose un déplacement initial du système d'isolation D_D
- On calcule la rigidité effective K_e et l'amortissement effectif (ξ) du système d'isolation en supposant un modèle bilinéaire pour le système d'isolation

$$K_e = \frac{Q_d}{D_d} + K_2 \quad (5.9)$$

$$\xi = \frac{2 \cdot Q_d}{\pi K_e D_d} \left[1 - \frac{Q_d}{(\beta - 1) D_d K_2} \right] \quad (5.10)$$

avec $\beta = 13$

- On calcule la période équivalente du système d'isolation

$$T_e = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (5.11)$$

- On calcule le facteur de réduction de la réponse correspondant et l'accélération spectrale $S_a(T_e)$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad \text{et} \quad S_a(T_e) \quad (5.12)$$

- On calcule un nouveau déplacement de conception

$$D_d = \frac{F_{ek}}{K_e} \quad (5.13)$$

avec $F_{ek} = M \cdot \eta \cdot S_a(T_e, \xi)$ (5.14)

Donc : $D_d = \frac{M \cdot \eta \cdot S_a(T_e, \xi)}{K_e}$ (5.15)

- Répétez les étapes ci-dessus jusqu'à la convergence du déplacement de conception.

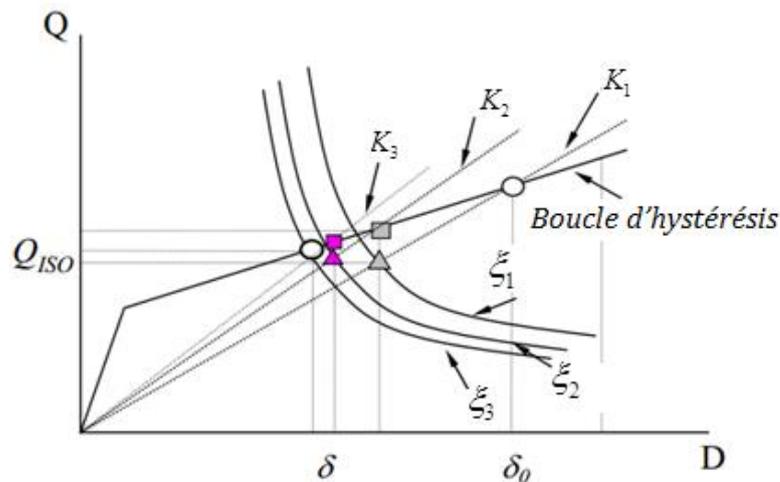


Figure V. 5 : Procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente

V.5.3. Application : Bâtiment avec isolation à la base

Dans cette application, la simulation numérique en consiste au même bâtiment traité dans les chapitres précédents. Ce bâtiment à dix étages montés sur vingt isolateurs LRB de trois types : Quatre unités de types LRB-A placés sous les poteaux d'angles, Dix unités de type LRB-B intégrés sous les poteaux de rives et six unités de types LRB-C placés sous les poteaux centraux. Cette investigation a pour but de déterminer l'effort sismique global à la base en application de la méthode

V.5.3.1. Description de la structure

Il s'agit d'un bâtiment à dix étages en béton armé de forme rectangulaire en plan de 15×20 m² comportant quatre travées dans le sens longitudinal et trois travées dans le sens transversal avec une longueur de 6 m chacune. Les poutres sont de section 30 × 45 cm², les poteaux sont de section 50×50 cm² et la hauteur d'étage est de 3 m avec des dalles pleines de 20 cm d'épaisseur.

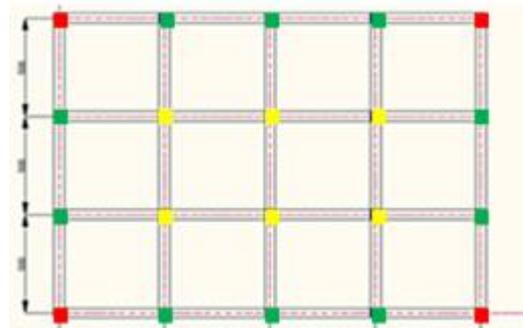
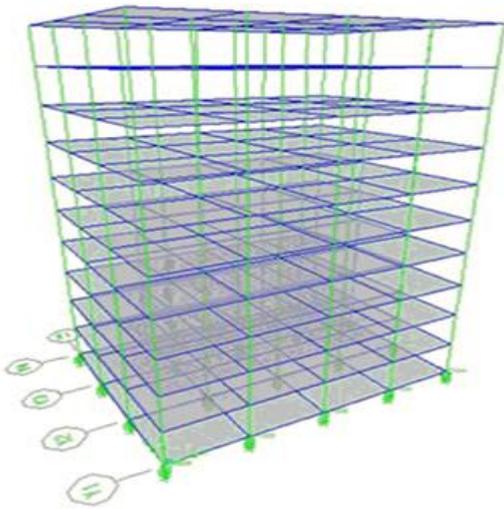


Figure V. 6 : Vue en plan de la structure isolée

Figure V. 7 : Vue en 3D de la structure isolée

V.5.3.2. Description des isolateurs

La figure (V.15) illustre les caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB

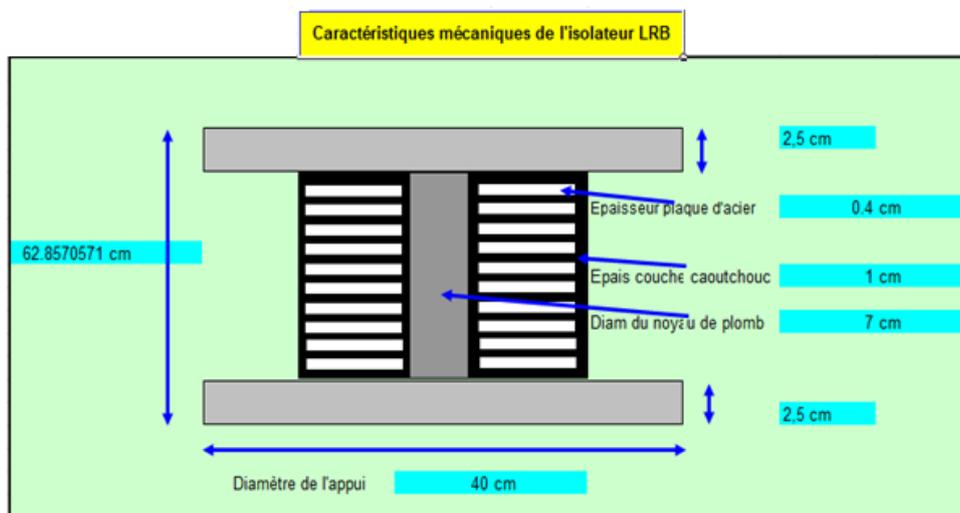


Figure V. 8: caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB

Dans le tableau (VI.8) figurent les caractéristiques géométriques des trois types d'isolateurs, qui sont successivement : LRB-A, LRB-B et LRB-C, sur lesquels est monté notre bâtiment.

Isolateur Poteau d'angle	Module de cisaillement du caoutchouc	0.39	N/mm ²
	Diamètre extérieur de l'isolateur (a)	400	mm
	Hauteur totale de l'isolateur (ht)	630	mm
	Nombre de couches de caoutchouc (N)	42	
	Épaisseur de la couche de caoutchouc (t)	10	mm
	Diamètre du noyau en plomb (Dp)	70	mm
	Nombre de plaques en acier (Ns)	41	
	Épaisseur de la plaque d'acier (ts)	4	mm
	Épaisseur des plaques de couverture H & B	25	mm
	Nombre d'isolateurs	4	
Isolateur Poteau de rive	Module de cisaillement du caoutchouc	0.39	N/mm ²
	Diamètre extérieur du caoutchouc (a)	500	mm
	Hauteur totale de l'isolateur (ht)	670	mm
	Nombre de couches de caoutchouc (N)	42	
	Épaisseur de la couche de caoutchouc (t)	10	mm
	Diamètre du noyau en plomb (Dp)	90	mm
	Nombre de plaques en acier (Ns)	41	
	Épaisseur de la plaque d'acier (ts)	5	mm
	Épaisseur des plaques de couverture H & B	25	mm
	Nombre d'isolateurs	10	
Isolateur Poteau Central	Module de cisaillement du caoutchouc	0.39	N/mm ²
	Diamètre extérieur du caoutchouc (a)	600	mm
	Hauteur totale de l'isolateur (ht)	670	mm
	Nombre de couches de caoutchouc (N)	42	
	Épaisseur de la couche de caoutchouc (t)	10	mm
	Diamètre du noyau en plomb (Dp)	11	mm
	Nombre de plaques en acier (Ns)	41	
	Épaisseur de la plaque d'acier (ts)	5	mm
	Épaisseur des plaques de couverture H & B	25	mm
	Nombre d'isolateurs	6	

Tableau V. 1: Caractéristiques géométriques des isolateurs

Le tableau (VI.9) illustre les caractéristiques mécaniques des trois types d'isolateurs implantés sous la superstructure, il s'agit également de l'isolateur LRB-A sous les poteaux

d'angles, l'isolateur LRB-B placé sous les poteaux de rives et l'isolateur LRB-C sous les poteaux centraux.

Le dimensionnement de ces isolateurs est basé sur un algorithme développé sur une feuille Excel, tenant compte d'une part de la descente de charge revenant à chaque poteau et du déplacement de conception de l'isolateur, et d'autre part du comportement bilinéaire du système d'isolation LRB, ce qui nous permettra enfin de compte de déterminer successivement les caractéristiques géométriques et mécaniques des différents types d'isolateurs envisagés dans cette étude.

Caractéristiques	Isolateur		
	Poteau d'angle LRB-A	Poteau de rive LRB-B	Poteau central LRB-C
Rigidité verticale K_v (kN/m)	616122.943	962692.098	1386276.62
Rigidité effective K_e (kN/m)	502.13	770.36	1257.28
Rigidité élastique K_1 (kN/m)	6063.15	9302.11	15181.62
Rigidité élastoplastique K_2 (kN/m)	350.832	538.249	878.455
Force d'écoulement Q_d (kN)	33.29	51.07	83.35
Taux de rigidité	0.058	0.058	0.058

Tableau V. 2: Caractéristiques mécaniques de l'isolateur

Le tableau (VI.10) comprend les caractéristiques mécaniques globales des systèmes d'isolations à la base ainsi que le poids et la masse de la superstructure.

Q_d (kN)	K_2 (kN/m)	M (Ton)	W (kN)	$\frac{Q_d}{W}$
1143.96	12056.55	2472.93	24266.78	0.047

Tableau VI. 1: Caractéristiques de la base d'isolation

Le tableau (VI.11) représente l'effort tranchant à différents niveaux, à savoir, l'effort tranchant sollicitant le système d'isolation Q_{iso} , ainsi que l'effort tranchant de la superstructure, Q_s , qui est relié directement à celui de l'isolateur par un coefficient numérique R_i définissant le facteur de réduction relié à la ductilité de la superstructure.

Cet effort sera distribué verticalement au niveau de chaque plancher Q_j , comme on enregistre l'effort tranchant Q_b affecté à l'infrastructure.

Structure	Symbole	Code Algérien
Système d'isolation	D_D	$\frac{M \cdot \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \cdot S_a(T_e)}{K_e}$
	D_{TD}	$(1 + y_i \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2})$
	D_M	$1.5 D_{TD}$
	Q_{iso}	$K_e \cdot D_D$
Superstructure	Q_s	$\frac{Q_{iso}}{R_i}$
	Q_j	$\frac{M_i h_i}{\sum_{j=1}^n M_j h_j} Q_s$
Infrastructure	Q_b	$\frac{K_e \cdot D_D}{0.8 R_i}$
Période du Système d'isolation	T_e	$2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_e}}$

Tableau V. 3: Effort tranchant de l'infrastructure et de la superstructure et sa distribution au niveau de chaque plancher

Le tableau (VI.12) englobe d'une part toutes les caractéristiques globales de l'ensemble des systèmes d'isolations LRB et d'autre part les coefficients du spectre de réponse concerné par l'étude.

Caractéristique du système d'isolation		Coefficient du spectre de Réponse	
Q_d (KN)	1143.96	A	0.25
K_2 (KN/cm)	120.56	Q	1
M (Ton)	2472.93	R	1
β	13	T ₂	0.5

Tableau V. 4: Caractéristiques du système d'isolation & coefficients du spectre de réponse

Dans le tableau (VI.13), on présente une approche itérative à l'aide de la méthode d'analyse linéaire équivalente selon le code parasismique algérien, l'objectif de ce processus permet de déterminer après un certain nombre d'itérations sous une condition de

convergence, le déplacement de conception de l'isolateur LRB choisi pour notre investigation.

Dd (cm)	Ke (KN/cm)	Te (s)	ξ	η	Sa(Te, ξ) (cm/s ²)	F _{ek} (KN)
15.000	196.824	2.23	0.23	0.70	282.77	4894.84
24.869	166.559	2.42	0.17	0.70	267.45	4629.74
27.796	161.715	2.46	0.16	0.70	264.83	4584.39
28.349	167.913	2.46	0.16	0.70	264.39	4576.80
28.443	160.780	2.46	0.15	0.70	264.32	4575.54
28.458	160.758	2.46	0.15	0.70	264.31	4575.33
28.461	160.754	2.46	0.15	0.70	264.31	4575.29
28.461	160.753	2.46	0.15	0.70	264.31	4575.28
28.462	160.753	2.46	0.15	0.70	264.31	4575.28
28.462	160.753	2.46	0.15	0.70	264.31	4575.28

Tableau V. 5: Approche itérative par la méthode linéaire équivalente selon le code parasismique Algérien

Nature des paramètres	Formulation mathématique	Mise en application
Force de cisaillement	$Q = Q_d + K_2 \cdot D_D$	Q = 4575.34 (KN)
Rigidité équivalente	$K_e = \frac{Q}{D_D}$	Ke = 16075.25 (KN/m)
Période naturelle équivalente	$T_e = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_e}}$	T _e = 2.46 (s)
Facteur d'amortissement équivalent	$\xi = \frac{2 \cdot Q_d}{\pi K_e D_d} \left[1 - \frac{Q_d}{(\beta - 1) D_d K_2} \right]$	$\xi = 0.15$
Facteur de réduction de la réponse	$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$	$\eta = 0.7$
Force de cisaillement à l'interface de l'isolation	$Q = Q_d + K_2 D_d$	Q = 4575.34 (KN)
Déplacement de conception	$e\delta = eQ / K_e$	e δ = 0.285 m

Tableau V. 6: Les valeurs de la réponse par la méthode linéaire équivalente après convergence

Le tableau (VI.14) illustre les résultats obtenus par la nouvelle méthodologie après convergence à savoir : L'effort tranchant à la base, la rigidité équivalente de l'isolateur LRB et le déplacement de conception.

V.5.4. Calcul de l'effort tranchant de la superstructure

L'équation ci-dessous fournit la distribution des efforts tranchants au niveau de chaque

plancher :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} Q_s \quad (5.16)$$

N° d'étage	Hauteur d'étage (m)	Masse Plancher (Ton)	Poids Plancher (kN)	Effort sismique (kN)	Effort tranchant (kN)
10	3	209.62	2056.37	778.11	778.11
9	3	227.63	2230.05	759.44	1537.55
8	3	227.63	2230.05	675.06	2212.62
7	3	227.63	2230.05	590.68	2803.30
6	3	227.63	2230.05	506.30	3309.60
5	3	227.63	2230.05	421.91	3731.51
4	3	227.63	2230.05	337.53	4069.04
3	3	227.63	2230.05	253.15	4322.20
2	3	227.63	2230.05	168.76	4490.95
1	3	227.63	2230.05	84.38	4575.34
Base	0	214.64	2105.62	0	4575.34

Tableau V. 7: Distribution des efforts tranchants au niveau des planchers

V.6. Validation du modèle proposé

V.6.1. Règlements parasismiques considérés

La validation de la méthodologie proposée est assurée par une étude comparative des résultats obtenus par la nouvelle approche en accord avec le règlement parasismique Algériens et d'autres règlements connus dans le monde. Les règlements considérés dans cette analyse sont cités dans le tableau ci-dessous qui regroupe également les différentes méthodes d'analyse linéaire équivalente respectives aux règlements considérés.

Structure	Symbole	Japon	Chine	USA	Italie	Taiwan	Algérie
Système d'isolation	D_D	$\frac{MF_h(\xi)ZG_sS_o(T_e)}{K_e}$	$\frac{Q_{ISO}}{K_e}$	$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{D1}T_D}{B_D}$	$\frac{MS_a(T_e, \xi_e)}{K_{e,min}}$	$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{ad}T_{eD}^2}{B}$	$M \frac{\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} S_a(T_e)}{K_e}$
	D_{TD}	1.1	$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$				
	Q_{ISO}	$D_D K_e$	$S_a(T_e) \beta M$	$K_{e,max} D_D$	$K_{e,max} D_D$	$K_e D_D$	$K_e D_D$
	D_M	γD_{TD}	$\lambda_s D_{TD}$	D_M	–	$1,5 D_{TD}$	$1,5 D_{TD}$
Superstructure	Q_S	Q_{ISO}	Q_{ISO}	Q_{ISO}/R_i	Q_{ISO}/R_i	Q_{ISO}/R_i	Q_{ISO}/R_i
	Q_j	$\gamma(A_i Q_\xi + Q_e)$	$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	$M_j S_a(T_e, \xi_e)$	$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$
Sous structure	Q_b	Q_{ISO}	Q_{ISO}	$K_{e,max} D_D$	Q_{ISO}	$K_e D_D / 0.8 R_i$	$K_e D_D / 0.8 R_i$
Période du système d'isolation	T_e	$2\pi \sqrt{M / K_e}$	$2\pi \sqrt{M / K_e}$	$2\pi \sqrt{M / K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M / K_e}$	$2\pi \sqrt{M / K_e}$	$2\pi \sqrt{M / K_e}$

Tableau V. 8: Méthode linéaire équivalente pour les règlements parasismiques considérés

V.6.2. Discussion des résultats

Les résultats de la simulation numérique obtenus par l'étude comparative entre les différents règlements et la nouvelle méthodologie proposée en termes de déplacement de conception et d'effort tranchant à la base sont exprimés dans le tableau (VI.17).

Réponse	Taiwan	Japon	RPA	Chine	IBC2003	Italie
Déplacement de conception (cm)	35.195	31.741	28.462	26.003	22.411	17.41
Effort Tranchant (kN)	5387.13	4970.61	4575.34	4278.23	3845.82	3243.15

Tableau V. 9: Comparaison du déplacement de conception et de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et les différents règlements obtenus par la méthode linéaire équivalente

a) Déplacements de conception

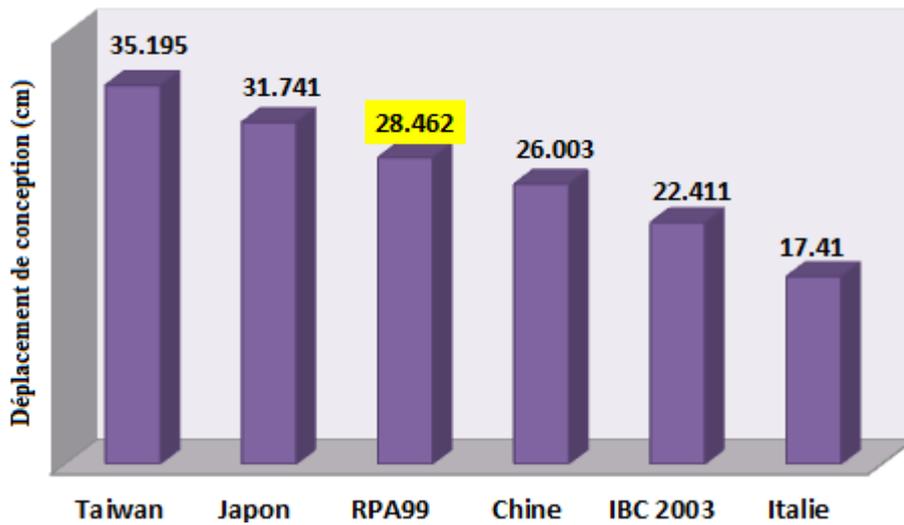


Figure V. 9: Déplacement de conception entre différents règlements

Pour la validation du modèle proposé, une étude comparative a été effectuée avec différents règlements dans le monde. Cette étude consiste en l'analyse du déplacement de conception, d'après la figure (V.16). On peut déduire que le résultat obtenu par le modèle proposé est très satisfaisant et concorde avec les différents règlements. Ceci est justifié par

le fait que le déplacement de conception se trouve dans la même gamme, qui est estimée à quelques dizaines de centimètres et qui représente une valeur moyenne entre les différents codes parasismiques, ce qui valide fortement le modèle proposé.

b) Efforts tranchants

La figure (V.17) illustre les résultats obtenus par l'étude comparative entre les différents règlements et le modèle proposé en termes d'efforts tranchants. On remarque que le résultat obtenu par ce modèle montre une bonne concordance avec les différents règlements du fait que la valeur de l'effort tranchant représente une valeur moyenne.

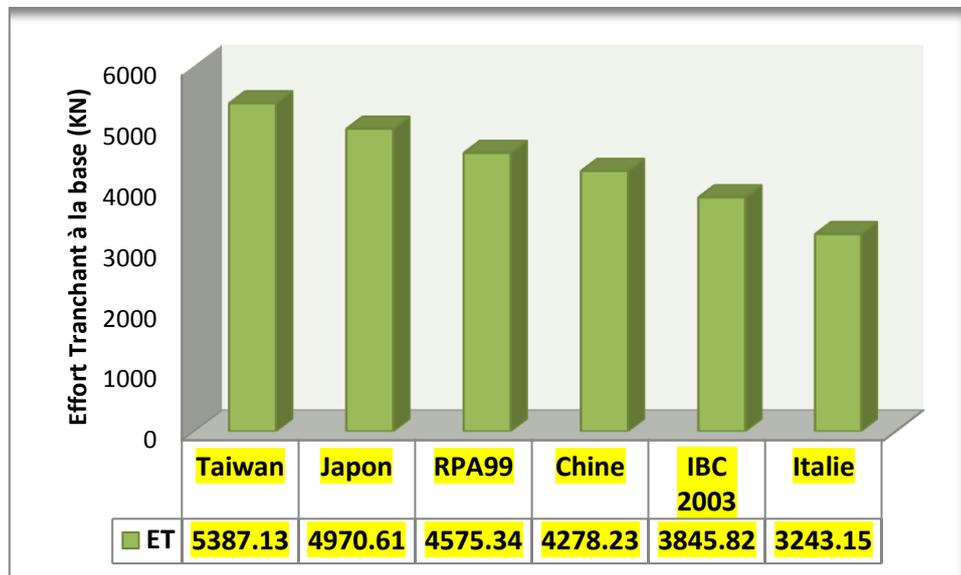


Figure V. 10: Déplacement de conception entre différents règlements

c) Synthèse des résultats

Le tableau (VI.18) présente les résultats d'une étude comparative de la méthode linéaire équivalente entre la nouvelle approche basée sur le RPA et cinq règlements connus dans le monde, par conséquent on peut déduire ce qui suit :

La nouvelle approche donne de très bons résultats par rapport aux différents règlements cités en littérature.

La réponse en déplacement de conception et en effort tranchant à la base obtenue par la méthode proposée représente une valeur moyenne entre les différents règlements, cela justifie la validité du modèle proposé.

d) Comparaison du modèle proposé avec la méthode non linéaire selon IBC2000

Réponse	Méthode proposée MLE	Méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000			
		El Centro	Sylmar	Lexington	Oak Whar
Effort Tranchant (kN)	4575.34	4994.25	5062.91	2456.98	2243.27

Tableau V. 10: Comparaison de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et la méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000

Une analyse comparative concernant l'approche proposée, basée principalement sur la méthode équivalente linéaire, avec la méthode non linéaire par accélérogramme montre la bonne concordance des résultats notamment sous les excitations sismiques en champ proche.

Sur la base des résultats obtenus par l'analyse non linéaire sous les excitations sismiques traitées au chapitre quatre, on peut conclure que lorsqu'il s'agit d'une excitation en champ proche, caractérisée par un fort PGA, telles que celle des composantes d'El Centro ou de Sylmar, le système d'isolation s'avère très efficace et on dénote une bonne concordance entre la méthode non linéaire et le modèle proposé. Contrairement aux excitations en champs libre doté d'un faible PGA, telles que celles des composantes de Lexington et de Oak Wharf, on enregistre une divergence flagrante de la réponse entre le modèle proposé et la méthode non linéaire, ceci est expliqué par le fait que le système d'isolation n'est pas tellement efficace pour ce genre d'excitations.

V.7. Conclusion

Dans le but d'introduire une nouvelle approche qui répond au contexte réglementaire parasismique Algérien et sur la base de toutes ses spécificités à savoir,

- Classifications des zones sismiques
- Classification des ouvrages selon leur importance

- Classification des sites (S_1 , S_2 , S_3 , S_4)
- Classification des systèmes de contreventement
- Classification des ouvrages selon leur configuration

Nous avons proposé une nouvelle méthode d'analyse des structures isolées à la base en adéquation avec le Règlement Parasismique Algérien. Cette approche permet de déterminer l'effort tranchant à la base, qui dépend essentiellement du déplacement de conception et de la rigidité effective de l'isolateur. La particularité de notre approche réside dans la proposition d'une nouvelle formulation du déplacement de conception ; celle-ci est fonction d'une part du facteur de réduction de la réponse et d'autre part de l'accélération spectrale. Il s'agit d'une procédure itérative de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente.

Cette investigation nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Le déplacement de conception de l'isolateur LRB, obtenu par le code Américain IBC2000 estimé à 22,41cm est très proche de la valeur trouvée par la nouvelle méthode proposée en accord avec le règlement parasismique Algérien évaluée à 28,46 cm
- L'effort tranchant à la base évalué par la nouvelle approche de conception selon le code parasismique algérien concorde très bien avec la méthode d'analyse non linéaire par accélérogramme selon le code IBC2000 et cela pratiquement pour la majorité des excitations sismiques envisagées, ce qui représente plus de 90 % de la valeur trouvée par la nouvelle approche proposée.
- La comparaison de cette nouvelle approche avec la méthode non linéaire par accélérogramme dépend principalement de la nature de l'excitation sismique.
- Les résultats obtenus s'inscrivent dans le contexte Algérien, puisque les paramètres dynamiques (accélération de zone, site, période fondamentale, etc...) sont des paramètres propres à l'Algérie.
- Désormais, et grâce à cette méthode, on n'utilisera plus les coefficients sismiques des codes IBC ou UBC.
- La réponse sismique, en termes de déplacements, d'accélération et d'effort est déterminée à partir du spectre de calcul préconisé par le code Algérien RPA.

- Les résultats obtenus avec la nouvelle approche en termes de déplacement de conception et effort tranchant comparé à ceux des différents règlements parasismiques montre une très bonne concordance.

Contenu

V.1. Introduction	171
V.2. Incorporation de la technologie du contrôle de vibration dans les règlements parasismiques.....	172
V.3. Proposition d'une approche de contrôle de vibration dans le règlement parasismique Algérien (RPA)	173
V.3.1. Méthodologie proposée.....	174
V.3.2. Spectre de réponse de calcul algérien (RPA)	174
Figure V. 1 Concept du spectre de réponse algérien	175
V.3.3. Effet de site	175
Figure V. 2 Spectre de réponse d'accélération pour différentes classes de sites à la zone IIB, Groupe 1B (A=0.25).....	176
V.3.4. Influence de la correction de l'amortissement sur la réponse sismique.	176
Figure V. 3 Spectre de réponse en accélération au site S3 relatif à ξ (5%, 20 %).....	176
Figure V. 4 Comparaison des facteurs de réduction de la réponse d'un système d'amortissement hystérétique	178
V.4. Méthodes d'analyse	179
V.4.1. Méthode d'analyse linéaire équivalente (E.L.M)	179
V.4.2. Méthode statique équivalente.....	179
V.5. Méthode proposée : Analyse linéaire équivalente en accord avec la réglementation parasismique Algérienne.....	180
V.5.1. Conditions d'application et formulation	180
V.5.2. Procédure de la méthode proposée	181
Figure V. 5 : Procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente.....	182
V.5.3. Application : Bâtiment avec isolation à la base.....	182
V.5.3.1. Description de la structure.....	183
Figure V. 6 : Vue en plan de la structure isolée.....	183
Figure V. 7 : Vue en 3D de la structure isolée	183
V.5.3.2. Description des isolateurs.....	183
Figure V. 8: caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	183
Isolateur Poteau d'angle	184
Module de cisaillement du caoutchouc	184
0.39.....	184
N/mm ²	184
Diamètre extérieur de l'isolateur.....	184

(a)	184
400.....	184
mm	184
Hauteur totale de l'isolateur	184
(ht).....	184
630.....	184
mm	184
Nombre de couches de caoutchouc	184
(N).....	184
42.....	184
Épaisseur de la couche de caoutchouc	184
(t).....	184
10.....	184
mm	184
Diamètre du noyau en plomb	184
(Dp).....	184
70.....	184
mm	184
Nombre de plaques en acier	184
(Ns).....	184
41.....	184
Épaisseur de la plaque d'acier	184
(ts)	184
4.....	184
mm	184
Épaisseur des plaques de couverture H & B	184
25.....	184
mm	184
Nombre d'isolateurs.....	184
4.....	184
Isolateur Poteau de rive	184
Module de cisaillement du caoutchouc	184
0.39.....	184

N/mm ²	184
Diamètre extérieur du caoutchouc.....	184
(a)	184
500.....	184
mm	184
Hauteur totale de l'isolateur	184
(ht).....	184
670.....	184
mm	184
Nombre de couches de caoutchouc	184
(N).....	184
42.....	184
Épaisseur de la couche de caoutchouc	184
(t).....	184
10.....	184
mm	184
Diamètre du noyau en plomb	184
(Dp).....	184
90.....	184
mm	184
Nombre de plaques en acier	184
(Ns).....	184
41.....	184
Épaisseur de la plaque d'acier.....	184
(ts)	184
5.....	184
mm	184
Épaisseur des plaques de couverture H & B	184
25.....	184
mm	184
Nombre d'isolateurs	184
10.....	184
Isolateur Poteau Central.....	184

Module de cisaillement du caoutchouc	184
0.39.....	184
N/mm ²	184
Diamètre extérieur du caoutchouc.....	184
(a)	184
600.....	184
mm	184
Hauteur totale de l'isolateur	184
(ht).....	184
670.....	184
mm	184
Nombre de couches de caoutchouc	184
(N).....	184
42.....	184
Épaisseur de la couche de caoutchouc	184
(t).....	184
10.....	184
mm	184
Diamètre du noyau en plomb	184
(Dp).....	184
11.....	184
mm	184
Nombre de plaques en acier	184
(Ns).....	184
41.....	184
Épaisseur de la plaque d'acier.....	184
(ts)	184
5.....	184
mm	184
Épaisseur des plaques de couverture H & B	184
25.....	184
mm	184
Nombre d'isolateurs.....	184

6.....	184
Tableau V. 1: Caractéristiques géométriques des isolateurs	184
Caractéristiques	185
Isolateur.....	185
Poteau d'angle.....	185
LRB-A.....	185
Poteau de rive.....	185
LRB-B	185
Poteau central.....	185
LRB-C	185
Rigidité verticale K_v (kN /m)	185
616122.943.....	185
962692.098.....	185
1386276.62.....	185
Rigidité effective K_e (kN/m)	185
502.13.....	185
770.36.....	185
1257.28.....	185
Rigidité élastique K_1 (kN/m).....	185
6063.15.....	185
9302.11.....	185
15181.62.....	185
Rigidité élastoplastique K_2 (kN/m)	185
350.832.....	185
538.249.....	185
878.455.....	185
Force d'écoulement Q_d (kN)	185
33.29.....	185
51.07.....	185
83.35.....	185
Taux de rigidité	185
0.058.....	185
0.058.....	185

0.058.....	185
Tableau V. 2: Caractéristiques mécaniques de l'isolateur	185
Q_d	185
(kN).....	185
K_2	185
(kN/m).....	185
M	185
(Ton).....	185
W	185
(kN).....	185
$\frac{Q_d}{W}$	185
1143.96.....	185
12056.55.....	185
2472.93.....	185
24266.78.....	185
0.047.....	185
Structure	186
Symbole.....	186
Code Algérien	186
Système d'isolation	186
D_D	186
$\frac{M \cdot \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \cdot S_a(T_e)}{K_e}$	186
D_{TD}	186
$(1 + y_i \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2})$	186
D_M	186
$1.5D_{TD}$	186
Q_{iso}	186
$K_e \cdot D_D$	186

Superstructure	186
Q_s	186
$\frac{Q_{iso}}{R_i}$	186
Q_j	186
$\frac{M_i h_i}{\sum_{j=1}^n M_j h_j} Q_s$	186
Infrastructure	186
Q_b	186
$\frac{K_e \cdot D_D}{0.8 R_i}$	186
Période du Système d'isolation	186
T_e	186
$2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_e}}$	186
Tableau V. 3: Effort tranchant de l'infrastructure et de la superstructure et sa distribution au niveau de chaque plancher	186
Caractéristique du système d'isolation.....	186
Coefficient du spectre de Réponse	186
Q_d (KN)	186
1143.96.....	186
A.....	186
0.25.....	186
K_2 (KN/cm)	186
120.56.....	186
Q.....	186
1.....	186
M (Ton)	186
2472.93.....	186
R.....	186
1.....	186
β	186

13.....	186
T_2	186
0.5.....	186
Tableau V. 4: Caractéristiques du système d'isolation & coefficients du spectre de réponse	186
Dd	187
(cm)	187
Ke	187
(KN/cm)	187
Te	187
(s)	187
ξ	187
η	187
Sa(Te,ξ)	187
(cm/s2)	187
Fek	187
(KN)	187
15.000.....	187
196.824.....	187
2.23.....	187
0.23.....	187
0.70.....	187
282.77.....	187
4894.84.....	187
24.869.....	187
166.559.....	187
2.42.....	187
0.17.....	187
0.70.....	187
267.45.....	187
4629.74.....	187
27.796.....	187
161.715.....	187
2.46.....	187

0.16.....	187
0.70.....	187
264.83.....	187
4584.39.....	187
28.349.....	187
167.913.....	187
2.46.....	187
0.16.....	187
0.70.....	187
264.39.....	187
4576.80.....	187
28.443.....	187
160.780.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.32.....	187
4575.54.....	187
28.458.....	187
160.758.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.31.....	187
4575.33.....	187
28.461.....	187
160.754.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.31.....	187
4575.29.....	187
28.461.....	187

160.753.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.31.....	187
4575.28.....	187
28.462.....	187
160.753.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.31.....	187
4575.28.....	187
28.462.....	187
160.753.....	187
2.46.....	187
0.15.....	187
0.70.....	187
264.31.....	187
4575.28.....	187
Tableau V. 5: Approche itérative par la méthode linéaire équivalente selon le code parasismique Algérien	187
Nature des paramètres	187
Formulation mathématique	187
Mise en application	187
Force de cisaillement.....	187
$Q = Q_d + K_2 \cdot D_D$	187
Q = 4575.34 (KN)	187
Rigidité équivalente	187
$K_e = \frac{Q}{D_D}$	187
Ke = 16075.25 (KN/m)	187
Période naturelle équivalente	187

$T_e = 2.\pi.\sqrt{\frac{M}{K_e}}$	187
Te = 2.46 (s).....	187
Facteur d'amortissement équivalent.....	187
$\xi = \frac{2.Q_d}{\pi K_e D_d} \left[1 - \frac{Q_d}{(\beta - 1) D_d K_2} \right]$	187
$\xi = 0.15$	187
Facteur de réduction de la réponse	187
$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$	187
$\eta = 0.7$	187
Force de cisaillement à	187
l'interface de l'isolation	187
$Q = Q_d + K_2 D_d$	187
Q = 4575.34 (KN)	187
Déplacement de conception	187
$e\delta = eQ / K_e$	187
eδ = 0.285 m.....	187
Tableau V. 6: Les valeurs de la réponse par la méthode linéaire équivalente après convergence	187
V.5.4. Calcul de l'effort tranchant de la superstructure.....	188
N° d'étage.....	188
Hauteur d'étage	188
(m).....	188
Masse Plancher	188
(Ton)	188
Poids Plancher	188
(kN).....	188
Effort sismique	188
(kN).....	188
Effort tranchant.....	188
(kN).....	188
10.....	188

3.....	188
209.62.....	188
2056.37.....	188
778.11.....	188
778.11.....	188
9.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
759.44.....	188
1537.55.....	188
8.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
675.06.....	188
2212.62.....	188
7.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
590.68.....	188
2803.30.....	188
6.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
506.30.....	188
3309.60.....	188
5.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188

421.91.....	188
3731.51.....	188
4.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
337.53.....	188
4069.04.....	188
3.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
253.15.....	188
4322.20.....	188
2.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
168.76.....	188
4490.95.....	188
1.....	188
3.....	188
227.63.....	188
2230.05.....	188
84.38.....	188
4575.34.....	188
Base.....	188
0.....	188
214.64.....	188
2105.62.....	188
0.....	188
4575.34.....	188
Tableau V. 7: Distribution des efforts tranchants au niveau des planchers.....	188

V.6. Validation du modèle proposé.....	189
V.6.1. Règlements parasismiques considérés	189
Structure	189
Symbole.....	189
Japon	189
Chine	189
USA.....	189
Italie.....	189
Taiwan.....	189
Algérie.....	189
Système d'isolation	189
D_D	189
$\frac{MF_h(\xi)ZG_sS_o(T_e)}{K_e}$	189
$\frac{Q_{ISO}}{K_e}$	189
$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{D1}T_D}{B_D}$	189
$\frac{MS_a(T_e, \xi_e)}{K_{e,min}}$	189
$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{aD}T_e^2}{B}$	189
$\frac{M \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} S_a(T_e)}{K_e}$	189
D_{TD}	189
1.1.....	189
$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$	189
$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$	189
$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$	189
$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$	189

$\left(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$	189
Q_{ISO}	189
$D_D K_e$	189
$S_a(T_e) \beta M$	189
$K_{e,max} D_D$	189
$K_{e,max} D_D$	189
$K_e D_D$	189
$K_e D_D$	189
D_M	189
γD_{TD}	189
$\lambda_s D_{TD}$	189
D_M	189
.....	189
$1,5 D_{TD}$	189
$1,5 D_{TD}$	189
Superstructure	189
Q_S	189
Q_{ISO}	189
Q_{ISO}	189
Q_{ISO}/R_i	189
Q_{ISO}/R_i	189
Q_{ISO}/R_i	189
Q_{ISO}/R_i	189
Q_j	189
$\gamma(A_i Q_\xi + Q_e)$	189
$\frac{Q_S M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	189

$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	189
$M_j S_a(T_e, \xi_e)$	189
$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	189
$\frac{Q_s M_i H_i}{\sum_{j=1}^n M_j H_j}$	189
Sous structure	189
Q_b	189
Q_{ISO}	189
Q_{ISO}	189
$K_{e,max} D_D$	189
Q_{ISO}	189
$K_e D_D / 0.8 R_i$	189
$K_e D_D / 0.8 R_i$	189
Période du système d'isolation.....	189
T_e	189
$2\pi\sqrt{M / K_e}$	189
$2\pi\sqrt{M / K_e}$	189
$2\pi\sqrt{M / K_{e,min}}$	189
$2\pi\sqrt{M / K_e}$	189
$2\pi\sqrt{M / K_e}$	189
$2\pi\sqrt{M / K_e}$	189
Tableau V. 8: Méthode linéaire équivalente pour les règlements parasismiques considérés	189
V.6.2. Discussion des résultats	190
Réponse	190
Taiwan.....	190
Japon	190
RPA.....	190

Chine	190
IBC2003	190
Italie.....	190
Déplacement de conception (cm).....	190
35.195.....	190
31.741	190
28.462.....	190
26.003.....	190
22.411.....	190
17.41	190
Effort Tranchant (kN).....	190
5387.13.....	190
4970.61.....	190
4575.34.....	190
4278.23.....	190
3845.82.....	190
3243.15.....	190
Tableau V. 9: Comparaison du déplacement de conception et de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et les différents règlements obtenus par la méthode linéaire équivalente ...	190
Figure V. 9: Déplacement de conception entre différents règlements	190
Figure V. 10: Déplacement de conception entre différents règlements	191
Réponse	192
Méthode proposée MLE.....	192
Méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000	192
El Centro	192
Sylmar	192
Lexington	192
Oak Whar	192
Effort Tranchant (kN).....	192
4575.34.....	192
4994.25.....	192
5062.91.....	192
2456.98.....	192
2243.27.....	192

Tableau V. 10: Comparaison de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et la méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000	192
V.7. Conclusion	192
Dans le but d'introduire une nouvelle approche qui répond au contexte réglementaire parasismique Algérien et sur la base de toutes ses spécificités à savoir,.....	192
➤ Classifications des zones sismiques	192
➤ Classification des ouvrages selon leur importance.....	192
➤ Classification des sites (S_1 , S_2 , S_3 , S_4)	193
➤ Classification des systèmes de contreventement.....	193
➤ Classification des ouvrages selon leur configuration	193
Nous avons proposé une nouvelle méthode d'analyse des structures isolées à la base en adéquation avec le Règlement Parasismique Algérien. Cette approche permet de déterminer l'effort tranchant à la base, qui dépend essentiellement du déplacement de conception et de la rigidité effective de l'isolateur. La particularité de notre approche réside dans la proposition d'une nouvelle formulation du déplacement de conception ; celle-ci est fonction d'une part du facteur de réduction de la réponse et d'autre part de l'accélération spectrale. Il s'agit d'une procédure itérative de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente.....	193
Cette investigation nous a permis d'obtenir les résultats suivants :	193
• Le déplacement de conception de l'isolateur LRB, obtenu par le code Américain IBC2000 estimé à 22,41cm est très proche de la valeur trouvée par la nouvelle méthode proposée en accord avec le règlement parasismique Algérien évaluée à 28,46 cm.....	193
• L'effort tranchant à la base évalué par la nouvelle approche de conception selon le code parasismique algérien concorde très bien avec la méthode d'analyse non linéaire par accélérogramme selon le code IBC2000 et cela pratiquement pour la majorité des excitations sismiques envisagées, ce qui représente plus de 90 % de la valeur trouvée par la nouvelle approche proposée.	193
• La comparaison de cette nouvelle approche avec la méthode non linéaire par accélérogramme dépend principalement de la nature de l'excitation sismique.....	193
• Les résultats obtenus s'inscrivent dans le contexte Algérien, puisque les paramètres dynamiques (accélération de zone, site, période fondamentale, etc...) sont des paramètres propres à l'Algérie.	193
• Désormais, et grâce à cette méthode, on n'utilisera plus les coefficients sismiques des codes IBC ou UBC.....	193
• La réponse sismique, en termes de déplacements, d'accélération et d'effort est déterminée à partir du spectre de calcul préconisé par le code Algérien RPA.	193
• Les résultats obtenus avec la nouvelle approche en termes de déplacement de conception et effort tranchant comparé à ceux des différents règlements parasismiques montre une très bonne concordance.....	194

Figure V. 1 Concept du spectre de réponse algérien	175
Figure V. 2 Spectre de réponse d'accélération pour différentes classes de sites à la zone IIB, Groupe 1B (A=0.25).....	176
Figure V. 3 Spectre de réponse en accélération au site S3 relatif à ξ (5%, 20 %).....	176
Figure V. 4 Comparaison des facteurs de réduction de la réponse d'un système d'amortissement hystérétique	178
Figure V. 5 : Procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente	182
Figure V. 6 : Vue en plan de la structure isolée.....	183
Figure V. 7 : Vue en 3D de la structure isolée	183
Figure V. 8: caractéristiques géométriques du système d'isolation LRB	183
Figure V. 9: Déplacement de conception entre différents règlements	190
Figure V. 10: Déplacement de conception entre différents règlements	191

Tableau V. 1: Caractéristiques géométriques des isolateurs	184
Tableau V. 2: Caractéristiques mécaniques de l'isolateur	185
Tableau V. 3: Effort tranchant de l'infrastructure et de la superstructure et sa distribution au niveau de chaque plancher	186
Tableau V. 4: Caractéristiques du système d'isolation & coefficients du spectre de réponse	186
Tableau V. 5: Approche itérative par la méthode linéaire équivalente selon le code parasismique Algérien	187
Tableau V. 6: Les valeurs de la réponse par la méthode linéaire équivalente après convergence	187
Tableau V. 7: Distribution des efforts tranchants au niveau des planchers	188
Tableau V. 8: Méthode linéaire équivalente pour les règlements parasismiques considérés	189
Tableau V. 9: Comparaison du déplacement de conception et de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et les différents règlements obtenus par la méthode linéaire équivalente ...	190
Tableau V. 10: Comparaison de l'effort tranchant entre la nouvelle approche et la méthode non linéaire par accélérogramme selon IBC2000	192

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le terme isolation se réfère au degré d'interaction entre les objets. Un objet est considéré comme étant isolé s'il a peu d'interaction avec d'autres objets. L'acte d'isoler un objet consiste à fournir une interface entre l'objet et ses voisins, ce qui minimise l'interaction. La conception des systèmes d'isolation vibratoire est une application dont l'objectif est de minimiser l'effet de la charge induite de la machine au support. C'est le cas des ouvrages sujets à des excitations sismiques. Bien que l'isolation comme stratégie de conception pour le montage d'équipements mécaniques fût utilisée pendant plus de soixante-dix ans, ce n'est que récemment que le concept a été sérieusement envisagé pour les structures civiles, telles que les bâtiments et les ponts, soumis à des mouvements du sol. Ce type d'excitation interagit avec la structure au niveau de la fondation et est transmis vers le haut par le biais de la structure. Il est donc logique d'isoler la structure à sa base et d'empêcher le mouvement du sol d'agir sur la structure.

Les pertes inestimables en vies humaines et dégât matériels occasionnés par les séismes viennent à chaque fois nous confirmer les insuffisances de nos pratiques de conception. À cet effet, le chercheur est appelé à limiter au maximum les dégâts tout en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant la réponse sismique de la structure. Plutôt que de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter les actions sismiques, il s'agit de s'y opposer de manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptées lorsque ces actions se produisent. Cet objectif est atteint par l'adoption de systèmes de contrôle passif innovants étudiés analytiquement et expérimentalement pour des applications structurelles afin d'améliorer leur réponse sismique.

Dans cette thèse, les performances des systèmes d'isolations de types (LRB et FPS) ont été étudiées grâce à des études comparatives effectuées sur deux structures de différentes rigidités (dix et vingt niveaux) respectivement dans les deux cas : avec et sans dispositif d'amortissement, et pour différents taux d'amortissement et différents emplacements; ceci d'une part. D'autre part, l'étude a été orientée sur l'influence de la

nature de l'excitation sismique (forte ou modérée) sur la réponse des structures considérées.

Une étude comparative d'une structure de moyenne hauteur à base fixe devant une structure isolée montée sur un système LRB, sous différentes natures d'excitation sismiques et à des taux d'amortissement variables, a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Les périodes de la structure isolée sont allongées par rapport aux périodes de la structure à base fixe.
- Seul le premier mode doit être inclus pour les structures isolées.
- Le déplacement est fortement réduit d'un taux dépassant 65 % pour la quasi-totalité des excitations sismiques
- Il à noter que le déplacement inter-étage est réduit considérablement même à un faible taux d'amortissement du système LRB.
- On enregistre également une très forte réduction de l'effort tranchant à la base tout en augmentant le taux d'amortissement du système d'isolation, atteignant un taux de 75%.
- L'augmentation de la surface de la courbe d'hystérésis se traduit par une grande dissipation d'énergie, cela dénote l'effet majeur de l'isolateur LRB comme dissipateur d'énergie.
- Le système LRB s'avère le plus adéquat à un taux d'amortissement de 20% pour toutes les réponses.

Les résultats obtenus de cette simulation numérique nous permettent d'annoncer que 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 des déformations quasi-nulles.

Dans le but de mettre en évidence l'effet du système d'isolation LRB sur la réponse des bâtiments élancés, une étude comparative a été effectuée entre deux structures à vingt (20) étages, avec et sans système d'isolation. Enfin, les résultats de cette analyse ont été

comparés avec ceux obtenus par l'analyse d'un bâtiment à 10 étages, d'où on a retenu les points suivants :

- On enregistre une faible diminution du déplacement relatif estimé à un taux de 30 % comparativement à celle d'une structure à dix (10) étages, d'autre part aucun effet de l'augmentation du taux d'amortissement sur la réponse n'est observé.
- Une forte corrélation a été observée entre la réponse en termes de déplacement inter-étage et la nature de la source sismique.
- Une supériorité remarquable de la réduction de l'effort tranchant d'un taux de l'ordre de 40% par rapport à celle du déplacement relatif quel que soit le taux d'amortissement.
- L'énergie dissipée par l'isolateur a diminué par rapport au bâtiment de dix (10) étages
- Le taux d'amortissement n'a aucun effet sur la réponse, contrairement, il doit amplifier la réponse pour certaines excitations.

D'après l'analyse numérique effectuée, Le système d'isolation LRB ne peut être qualifié comme un système d'isolation efficace pour les bâtiments de grande hauteur. En conclusion, la réponse dépend non seulement des caractéristiques de l'isolateur mais aussi de la nature de la source sismique.

Dans la perspective d'étudier les performances des deux principaux dispositifs d'isolation à la base, l'analyse de la réponse sismique entre deux systèmes d'isolation LRB et FPS pour un bâtiment de dix (10) étages, a mené aux résultats suivants :

- Le taux moyen de réduction des réponses en termes de déplacement relatif, effort tranchant à la base et déplacement inter-étages du système FPS par rapport au système LRB est estimé à plus de 15 %.
- La réponse dépend d'une part du taux d'amortissement et d'autre part de la nature de l'excitation.

Cela signifie que la technologie du système FPS est réellement avantageuse par rapport à celle du système LRB et représente un outil efficace pour dissiper l'énergie sismique transmise aux structures.

Un couplage des deux systèmes FPS et LRB a été effectué sur un ensemble de configurations. Cette simulation multicritères a pour but de chercher la configuration optimale du dispositif d'isolation. Les résultats de couplage ont donné les résultats suivants :

- ✓ Une très forte réduction de la réponse en termes de déplacement relatif, effort tranchant et déplacement inter-étages, qui peut atteindre plus de 70% sous la combinaison LRB(A)-LRB(B)-FPS.
- ✓ La nature de la source sismique influe fortement sur la réponse dynamique de la structure, ce qui rend la décision sur le choix de la configuration optimale, pratiquement très équivoque.

Enfin, l'objectif prédominant de cette thèse réside dans la proposition d'une méthodologie de dimensionnement des systèmes d'isolation en adéquation avec le Règlement Parasismique Algérien. C'est une procédure de convergence de la méthode d'analyse linéaire équivalente relative aux bâtiments isolés à la base, qui a pour but de déterminer le déplacement de conception du système d'isolation en tenant compte de l'effet de site, du groupe d'usage et d'autres paramètres essentiels préconisés par le code parasismique Algérien.

Recommandations

- ❖ L'étude a été effectuée sur un bâtiment régulier en béton armé, pour élargir cette étude, il est recommandé de faire varier les paramètres mécaniques et géométriques de la structure, ainsi que pour d'autres types de structures.
- ❖ Suite à l'étude numérique établie sur un bâtiment de 20 étages, il s'avère que le système passif perd son efficacité au fur et à mesure qu'on augmente le nombre d'étages, il serait donc judicieux d'envisager un autre système de contrôle, tel que le système hybride, où le système d'isolation à la base est combiné à un contrôle actif, le tout aboutissant à une structure intelligente.

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

- 3DBASIS: Version 2.0 Computer Program for Nonlinear Dynamics Analysis of Three Dimensional Base Isolated Structures. Technical Report NCEER-95-0018, Buffalo, State University of New York, 1994.
- Agarwal VK, Neidzweeki J.M and van de Lindt JW (2007), "Earthquake induced pounding in friction varying base isolated buildings". *Engineering Structures* 29(11): 2825–2832.
- Aiken I.D., Kelly J.M. (1990)," Earthquake simulator Testing and Analytical Studies of Two Energy Absorbing Systems for Multistory Structures", Technical Report UCB/EERC-90/03, University of California, Berkeley, Berkeley, California.
- Almazan J.L, De la Llera J.C and Inaudi JA (1998), "Modeling aspects of structures isolated with the frictional pendulum system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27(8): 845–867.
- Applied Technology Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC Publication ATC-3-06, 1978.
- Ariga T, Kanno Y, Takewaki I (2006). "Resonant behaviour of base isolated high-rise buildings under long-period ground motions". *Struct. Des. Tall Special Build.*, 15: 325-338.
- B.S Kang, G.J Kang, B.Y Moon, (2003) "Hole and lead plug effect on fiber reinforced elastomeric isolator for seismic isolation", *Journal of Material Processing Technology* 140 592-597
- Balkaya C, Kalkan E (2003). "Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures". *Comput. Struct.*, 81: 153-165.
- Baratta A, Corbi I (2004). "Optimal design of base-isolators in multistorey buildings". *Comp. Struct.*, 82: 2199-2209.
- Ben Mekki O. (2006),"Amortissement semi-actif des structures flexible", Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Università degli Studi di Roma, "Tor Vergata".
- Bhasker R, Jangid RS. (2001) "Experimental study of Base isolated Structures", *Journal of Earthquake Technology*, 381-15.

- Bondonet G. (1997), "Elaboration d'un isolateur à la base original Pour les ponts et viaducs au CANADA" Université de Montréal, Canada.
- Buckle IG, Mayes RL. (1990). "Seismic isolation: history, application and performance – A word overview", *Earthquake Spectra*, No. 2, 6161-202.
- Burton S.A. (1996), "Modelling the response of an ER damper: phenomenology and emulation ", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 122, No. 9, pp. 897-906.
- Casciati F, Hamdaoui K (2008). "Modelling the uncertainty in the response of a base isolator". *Probabilistic Eng. Mech.*, 23: 427-437.
- Chang C.H., Soong T.T. (1980). "Structural control using active tuned mass dampers ", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 106, No. 6, pp. 1091- 1098.
- Chong-Shien Tsai, (), "Advanced Base Isolation Systems for Light Weight Equipments", Department of Civil Engineering, Feng Chia University, Taichung, Taiwan.
- Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings, NZS 4203:1976, Standard Association of New Zealand.
- Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings, NZS 4203:1984, Standard Association of New Zealand, 1984.
- Constantinou M.C and Tadjbakhsh I.G. (1983) "Probabilistic optimum base isolation of structures". *J. Struct. Eng ASCE* 1983, 109 N°3 , 305-310
- Constantinou M.C and Tadjbakhsh I.G. (1985) "Optimum characteristic of isolated structures" *J. Struct. Eng ASCE* 1985, 111 N°12 , 2733-2750
- Constantinou MC, Tsopelas P and Kasalanti A and Wolf DE (1990), "Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearing". National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA, Report NCEER-99-0012.
- Crosbie, RL. (1977), "Base Isolation for Brick Masonry Shear Wall Structures", Research Report 77-2, University of Canterbury~ New Zealand.
- Cui, W., Seismic Response of Non-Linear Base-Isolated Shear Buildings and Their

Secondary Systems, Ph.D. Thesis, Nanyang Technological Uni., Singapore, August 1995.

- D.M Lee, I.C Medlan,(1979) “ Base isolation systems for earthquake protection of multistorey shear structure”, *Earthquake engineering and structural dynamics*,7,555-568
- Di Egidio A, Contento A (2010). “Seismic response of a non-symmetric rigid block on a constrained oscillating base”. *Eng. Struct.* 32 (10):3028-3039.
- Draft Replacement for Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Building, NZS 4203:1984, Standards Assoc. of New Zealand, 1986.
- Ebisawa K, Ando K, Shibata K (2000). “Progress of a research program on seismic base isolation of nuclear components”. *Nuclear Eng. Des.* 198: 61-74.
- Farzad Naeim and James M.Kelly, (1999) “Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice”. New York, John Wiley and Sons, Inc., 1999.
- Fenz DM and Constantinou MC, (2006) “Behavior of the double concave friction pendulum bearing”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35(11): 1403–1424.
- Frahm H. (1911),” Devices for damping vibrations of bodies”. U.S.Patent nr.989, 958, 1911.
- Gueraud R, Noel-Leroux JP, Livolnt M and Michalopoulos AP (1985), “Seismic isolation using sliding elastomer bearing pads”. *Nuclear Engineering and Design* 84(3): 363–377.
- H.Bachmann, (2002), « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités ».
- Hong W, Kim H (2004). “Performance of a multi-storey structure with a resilient-friction base isolation system”. *Comput. Struct.*, 82: 2271-2283.
- Hyakuda T, Saito K, Matsushita Tet al. (2001). “The structural design and earthquake observation of a seismic isolation bearing using friction pendulum system”. *Proceedings of 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structure*, Assisi, Italy, pp. 122–127.

- International Conference of Building Officials, Earthquake Regulations for Seismic
- Islam ABMS, M. Jameel, M.Z. Jummat, (2011) “Study on optimal isolation system and dynamic structural responses in multi-storey buildings”, *International Journal of the Physical Sciences* 6(9), 2219-2228
- Islam ABMS, Jameel M, Jumaat MZ (2011a). “Seismic isolation in buildings to be a practical reality: Behaviour of structure and installation technique”. *J. Eng. Technol. Res.*, Corrected Proof. 3(4):97-117.
- Islam ABMS, Ahmad SI, Jameel M, Jumaat MZ (2011b). “Study on corollary of seismic base isolation system on buildings with soft story”. *Int. J. Phys. Sci.*, In Press.
- Isolated Structures, Uniform Building Code (UBC), Chapter 23, 1991.
- James M. Kelly, CHAN G. KOH,(1985)” Fractional Derivative Representation of Seismic Response of Base-Isolated Models: Theory and Experiments”. UCB/SESM No.85/07, Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of civil engineering, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- James M. Kelly, Mehmet Celebi, (1984)”Verification Testing of Prototype Bearings for a Base Isolated Building”. UCB/SESM No.84/01, Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of civil of Engineering, University of California, Berkeley.
- Jangid RS (2005) “Optimum friction pendulum system for near fault motions”. *Engineering Structures* 27(3): 349–359.
- Jangid RS (2008) “Stochastic response of bridges seismically isolated by friction pendulum system”. *Journal of Bridge Engineering*, ASCE 13(4): 319–330.
- Jennings, P.C., (Ed.), (1971), “Engineering Features of the San Fernando Earthquake”, Earthquake Engineering Research Laboratory, 71-02, Pasadena, California.
- Karnopp D., Crosby M.J and Harwood R.A. (1974),”Vibration control using semi-active forces generators”. *ASME Journal of Engineering for Industry Transport*, pages 2–8, Mai 1974.

- Kelly JM (1986) “Aseismic base isolation: review and bibliography”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 5(3): 202–216.
- Khoshnoudian and Hemmati (2013), “Bridges using double concave friction pendulum bearings with tri-linear behavior”. *Engineering Structures* 19(11): 3082–3093.
- Khoshnoudian F and Haghdoost V (2009), “Response of pure friction sliding structures to three components of earthquake excitation considering variation in the coefficient of friction”. *Journal of Scientia Iranica Transaction A. Civil Engineering* 16(6): 1–16.
- Khoshnoudian F and Rabiei M (2010), “Seismic response of double concave friction pendulum base-isolated structures considering vertical component of earthquake”. *Advances in Structural Engineering* 13(1): 1–13.
- Kim YS and Yun CB (2007) “Seismic response characteristics of Structures and Buildings Impact of structures with double concave friction pendulum bearings on adjacent Structures.
- Komodromos P (2008), “Simulation of the earthquake-induced pounding of seismically isolated buildings”. *Computers & Structures* 86(7): 618–626.
- Komodromos P (2008). “Simulation of the earthquake-induced pounding of seismically isolated buildings”. *Comput. Struct.*, 86: 618-626.
- Komodromos P, Polycarpou P.C, Papaloizou L and Phocas MC (2007), “Response of seismically isolated buildings considering poundings”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36: 1605–1622.
- Krishnamoorthy, K.K Shetty, (2009) “Effect of isolation damping on the response of base isolated structure”, *Asian journal of civil engineering (Building and housing)* 10, 6, 701-716.
- L.L Chung, C.Y Yang, H.M Chen, L.Y Lu. (2009) “Dynamic behavior of nonlinear rolling isolation system”, *Structural Control Health Monitoring*, 16:32-54.
- Leblouba Moussa, (2009)” Base Isolated Building: Parametric Analysis and Design Guidelines”, PhD thesis, Technical University Of Civil Engineering Of Bucharest Romania.

- Lu L-Y, Lin G-L (2008). “Predictive control of smart isolation system for precision equipment subjected to near-fault earthquakes”. *Eng. Struct.*, 30: 3045-3064.
- M.C Constantinou, I.G Tadjbakhsh, (1985), “Hysteretic dampers in base isolation : Random approach”, *American society for civil engineering*, 111(4), 705-721
- M.J.N Priestley, G.M.Calvy, (1996)”Seismic design and retrofit of bridges”, A Wiley International Publication.
- Malhotra PK (1997), “Dynamics of seismic impacts in base isolated buildings”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 26(8): 797–813.
- Matsagar VA and Jangid RS (2003), “Seismic response of base isolated structures during impact with adjacent structures”. *Engineering Structures* 25(10): 1311–1223.
- Mokha A, Constantinou MC and Reinhorn AM (1988), “Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling”. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA, Report NCEER-88-0038.
- Mostaghel N and Khodaverdian M (1987), “Dynamics of resilientfriction base isolator (R-FBI)”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 15(3): 379–390.
- Mostaghel N and Tanbakuchi J (1983), “Response of sliding structures to earthquake support motion”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 11(6): 729–748.
- Murnal P and Sinha R (2002), “Earthquake resistant design of structures using the variable frequency pendulum isolator”. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 128(7): 870–880.
- Nagarajaiah S and Sun X (2001), “Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake”. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 127(9): 1063–1075.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M., Constantinou, M.C. (1989), “Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional base isolated structures (3D-BASIS)”, Technical Report NCEER-89-0019, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA.

- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M., Constantinou, M.C. \Nonlinear dynamic analysis of three-dimensional base isolated structures (3D-BASIS)", Technical Report NCEER-89-0019, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA (1989).
- Olsen A, Aagaard B, Heaton T (2008). "Long-period building response to earthquakes in the San Francisco Bay Area". Bull. Seismol. Soc. Am., 98: 1047
- Ormondroyd J. and Den Hartog J.P. (1928),"The theory of the dynamic vibration absorber". Tran. American Society of Mech. Engineers, AMP-50-7, pages 9–22.
- Panayiotis C and Polycarpou PK (2010), "Earthquake-induced poundings of a seismically isolated building with adjacent structures". Engineering Structures 32(7): 1937–1951.
- Panchal VR and Jangid RS (2008), "Seismic behavior of variable frequency pendulum isolator". Earthquake Engineering and Engineering Vibration 7(2): 193–205.
- Park Y. J., Wen Y. K. and Ang A. H. S., (1986), "Random vibration of hysteretic systems under bidirectional ground motions". Earthquake Engrg. Struci. Dyn. 14(4), S43-557.
- Park YJ, Wen YK and Ang AH (1986), "Random vibration of hysteretic system under bi-directional ground motion". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 14(4): 543–557.
- Patten W.N., Sach R.L., and He Q. (1996)"Controlled semi-active hydraulic vibration absorber for bridges", In Proc. ATC-17, Seminar on seismic isolation, passive energy
- Petros Komodromos, (2000)" Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures". Boston, Southampton, WIT Press.
- Pocanschi A, Phocas MC (2007). "Earthquake isolator with progressive nonlinear deformability". Eng. Struct. 29: 2586-2592.
- R. I. Skinner, W. H. Robinson and G. H. McVerry,(2005)" An Introduction to Seismic Isolation".Robinson Seismic Ltd.
- R.S. Jangid,T.K Datta, (1995) "Seismic behavior of base isolated buildings: a state of the art review", Civil Engineering Structures & Buildings , , 110 May, 186-203

- Rabiei M and Khoshnoudian F (2011), “Response of multi-story friction pendulum base-isolated buildings including the vertical component of earthquake”. *Canadian Journal of Civil Engineering* 38(10): 1–15.
- Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee,
- Règles Parasismiques Algérienne DTR B C 2 48
- S. Rajasekaran, (2009), “Structural dynamics of earthquake engineering Theory and application using MATHEMATICA and MATLAB”, Building codes for aseismic design, chapter 19, CRC Press Boca Raton Boston New York Washington.
- Shoi Chi Yamaguchi, Takayuki Teramoto, and Akira Wada, (1989), “Introduction to the architectural Institute of Japan Recommendation for the Design to Base-Isolated Buildings”. AIJ Recommendation, Japan.
- Shoi Chi Yamaguchi, Takayuki Teramoto, and Akira Wada, (1989) “Introduction to the Architectural Institute of Japan Recommendation for the Design to Base-Isolated Buildings”. AIJ Recommendation, Japan,.
- Skinner .I, Robinson WH and McVerry GH (1993), “An Introduction to Seismic Isolation”. Wiley, Chichester, UK.
- Skinner, R.I., and Mc Verry, G.H., (1975), “Base Isolation for Increased Earthquake Resistance of Buildings”, *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.8, No.2, pp.93-101.
- Skinner, R.I., Robinson, W.H., and Mc Verry, G.H. (1993), “An Introduction to Seismic Isolation”, John Wiley & Sons, Inc., New York, Chapter 1.
- Spyrakos CC, Koutromanos IA, Maniatakis CA (2009). “Seismic response of base-isolated buildings including soil-structure interaction”. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 29: 658-668.
- Structural Engineers Association of California, 1974.
- Structural Engineers Association of Northern California (SEA ON C), Tentative Seismic Isolation Design Requirements, September 1986.

- Su L, Ahmadi G and Tadjbakhsh IG (1989), “A comparative study of performance of various base isolation systems”. Part I: shear beam structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 18 (1): 11–32.
- T .K DATTA, (2010) “Seismic analyses of structure”, Indian Institute of Technology Delhi, India, John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2 Clementi Loop.
- Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Prepared by Applied Technology of Council, NBS Special Publication 510, Washington, D.C., 1978.
- Tsai CS, Chen BJ, Pong WS and Chiang TC (2004), “Interactive behavior of structures with multiple friction pendulum isolation system and unbounded foundations”. *Advances in Structural Engineering* 7(6): 539–551.
- Tsai CS, Chiang TC and Chen BJ (2003) “Seismic behavior of MFPS isolated structure under near-fault sources and strong ground motions with long predominant periods”. *Proceedings of 2003 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, Seismic Engineering, Cleveland, OH, USA*(Chen JC (ed.)). American Society of Mechanical Engineers, New York, NY, USA, vol. 466, pp. 73–79.
- Tsai CS, Chiang TC and Chen BJ (2005), “Experimental evaluation of piece wise exact solution for predicting seismic responses of spherical sliding type isolated structures”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34(9): 1027–1046.
- Tsai HC (1997), “Dynamic analysis of base-isolated shear beams bumping against stops”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26(5): 515–528.
- Tsai H-C, Kelly JM. (1993) “Seismic response of heavily damped base isolation systems”, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22:633-45.
- Tsopelas P, Constantinou MC, Kim YS and Okamoto S (1996), “Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25(1): 65–78.
- Tsopelas, P.C., Roussis, P.C., Constantinou, M.C., Buchanan, R. and Reinhorn, A.M. \3DBASIS-MEMB: Computer program for nonlinear dynamic analysis of seismically isolated structures", Technical Report MCEER-05-0009, Multidisciplinary Center for

Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA (2005).

- VA Coveney and S Jamil DE Johnson Thompson-Marconi, RF Kulak and RA Uras, (1999) “Modeling the behavior of an earthquake base isolated building”. USA.
- Victor Zayas, Stanley Low, Luis bozo, Stephen Mahin, (1989) “Feasibility and performance studies on improving the earthquake resistance of new and existing buildings using the friction pendulum system”. Report No. UCB/EERC-89/09, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- Wanda I. Cameron and Russell A. Green, (2007), “ Damping Correction Factors for horizontal Ground-Motion Response Spectra”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No. 3, pp. 934–960, June 2007.
- Wen, Y. K., (1976), “Method of random vibration of hysteretic systems”. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 102(3), 249-263.
- Wilkinson S, Hiley R (2006). “A non-linear response history model for the seismic analysis of high-rise framed buildings”. Comput. Struct. 84: 318-329.
- Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang and Jong-Dar Yau, (2003) “ Base Isolation. Earthquake Engineering Handbook”, by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn.C, CRC Press LCC.
- Zayas VA, Low SS and Mahin SA (1990), “A simple pendulum technique for achieving seismic isolation”. Earthquake Spectra 6(2): 317–333.
- Zayas VA, Low SS and Mahin S.A (1987), “The FPS Earthquake Resisting System”. University of California, Berkeley, CA, USA, Experimental report UCB/EERC 87/01.
- Zayas, V., Low, S. and Mahin, S. (1987). “The FPS Earthquake Resisting System”, Technical Report UCB/EERC-87/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.