SOMMAIRE

Introduction Générale……1

CHAPITRE I : Généralités sur la technique d'isolation parasismique

I.1.Introduction…….…....3

I.2.Problématique……...3

I.3.Constitution des ponts……..6

I.3.1.Appuis……6

I.3.2.Tablier……8

I.3.3.Piles……10

I.4.Composante des systèmes d'isolation à la base……11

I.4.1.Caractéristiques des systèmes d'isolation sismique……...14

I.5.Réhabilitation des ponts……....14

I.6.Application mondiale des systèmes d'isolation……15

CHAPITRE II : Les différents types de système d'isolation

II.1. Introduction……..17

II.2. Aperçu Historique……...….17

II.3.Principe de base…….…..…..18

II.4.Systèmes de protection sismique…….…….…....19

II.5. Systèmes de contrôle passif…….…….20

II.5.1.Controle passif avec isolation à la base (isolateurs sismiques)…….....21

II.5.1.1.NRB……..21

II.5.1.2.HDRB……22

II.5.1.3.LRB……23

II.5.1.4.FPS……25

II.5.2.Controle passif avec dissipateurs d'énergie…….……27

II.5.2.1.Amortisseur Visqueux……..…….27

II.5.2.1.1.Historique……..……..27

II.5.2.1.2.Description……..……27

II.5.2.1.3.Fonctionnement Interne……..……28

II.5.2.1.4.Loi de comportement……..29

II.5.2.1.5.Influence du paramètre α…….31

II.6.Critéres choix entre les types d'appuis parasismiques…….32

II.7.Conclusion…….....33

Chapitre III : Modélisation de systèmes d'isolation à la base

III.1.Introduction……34

III.2.Modélisation mathématique des appuis parasismiques…….34

III.2.1.Isolateur de base en élastomère(NRB)……34

III.2.2. Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-rubber bearings) (LRB)……35

III.2.2.1. Système d'isolation en caoutchouc avec amortisseur en barreau de plomb LRB…….35

III.2.2.2. Structure à N DDL montée sur système d'isolation (LRB)…….36

III.2.3. Isolateur à pendule de friction (FPS)…….37

III.2.3.1.Systémes d'isolation à pendule de friction(FPS)…….37

III.2.3.2. Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS)……..38

III.3.Caractéristique mécaniques des isolateurs…….39

III.3.1.Isolateur en élastomère fretté (NRB)……..39

III.3.2.Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB)…….40

III.3.3. Isolateur en pendule à friction (FPS)……41

III.4.Méthode de calcul des constructions isolées……44

III.4.1. Méthode statique……...44

III.4.2. La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse……45

III.4.3. La méthode d'analyse par accélérogramme…….45

Chapitre VI : Présentation de l'ouvrage

VI.1. Introduction…….…....46

VI.2. Situation……..46

VI.3. Description…….46

VI.4. Réglementation……...46

VI.4.1. Règlements et Normes…….46

VI.4.2. Logiciel utilisés……....47

VI.4.3.Caractéristiques des matériaux…….....47

VI.5.Pré dimensionnement de la superstructure……..47

VI.5.1 Longueur des travées…….....47

VI.5.2 Largeur des voies…….47

VI.5.3 Hauteur des poutres……..47

VI.5.4 La largeur de la dalle de compression……..47

VI.5.5 Espacement des poutres……...48

VI.5.6 Nombre des poutres…….48

VI.5.7 Largeur De Talons……...48

VI.5.8. Épaisseur de la table de compression…….48

VI.6. Descente de charge……..48

VI.6.1. Charge permanente……48

VI.6.2. Surcharges……49

VI.6.3. Effort sismique……50

VI.6.3.1. Composantes horizontales……..50

VI.6.3.2. Composantes verticales……...51

VI.7. Vérification De La Stabilité De La Culée……52

VI.7.1.Efforts verticaux……..52

VI.7.2. La dalle de Transition……54

VI.7.2.1.Evaluation des charges……54

VI.7.2.2.Ferraillage de la dalle…….....54

VI.8. Etude de la pile……56

VI.8.1. Détermination des sollicitations…….....56

VI.8.1.1.Efforts verticaux……..56

VI.8.2. Vérification La Stabilité et Les Contraintes Sous Semelle……..56

VI.8.2.1. Ferraillage de la pile……...56

VI.8.3. Les réactions des pieux de la pile……..57

VI.8.3.1.Combinaison fondamentale……57

VI.8.3.2.Combinaison accidentelle……...58

VI.8.3.3. Ferraillage de la semelle de liaison de la pile……58

VI.9. Le chevêtre……..59

VI.9.1.Combinaison d’action……60

VI.9.2.Calcul Du Ferraillage……60

VI.9.3.Vérification à l'effort tranchant……..60

Chapitre V : Application des différentes techniques d'isolation sur un pont

V.1. Introduction……..…..62

V.2.Analyse des réponses temporelles pour le système LRB……62

a) Station de keddara…….....62

V.2.1. Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps……...62

V.2.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps……64

V.2.3. Variation des sollicitations en fonction du temps……64

b) Station de Sylmar……66

V.2.4. Variation du déplacement, accélérations en fonction du temps ……66

V.2.5.Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps……68

V.2.6.Variation des sollicitations en fonction du temps……68

V.3.Analyse des réponses temporelles pour le système FPS……...70

a)Station Keddara……..70

V.3.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps……..70

V.3.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps……..72

V.3.3.Variation des sollicitations en fonction du temps……72

b) Station de Sylmar……74

V.3.4. Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps…….....74

V.3.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps……..75

V.3.6.Variation de la sollicitation en fonction du temps……..76

V.4.Analyse des réponses temporelles pour le système visqueux-LRB……..77

a)Station Keddara……77

V.4.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps……77

V.4.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps…….…..79

V.4.3. Variation des sollicitations en fonction du temps……..80

b) Station de Sylmar……..81

V.4.4. Variation des sollicitations en fonction du temps…….……81

V.4.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps…….……83

V.4.6. Variation des sollicitations en fonction du temps……..……84

V.5.Analyse des réponses temporelles pour le système visqueux-FPS……..85

a)Station Keddara…….85

V.5.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps…….85

V.5.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps…….87

V.5.3. Variation des sollicitations en fonction du temps…….88

b) Station de Sylmar……..……..89

V.5.4. Variation des sollicitations en fonction du temps……89

V.5.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps….……91

V.5.6. Variation des sollicitations en fonction du temps…….92

V.6.Conclusion…….93

Conclusion Générale……..94

Références Bibliographique

Rapport-Gratuit.com

LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Effondrement d'une travée du pont de Nishinomiya-ko en 1995 suite au séisme de Nanbu/ San Fernando (USA, 1971) [7]

Figure I.2. Effondrement du premier niveau du viaduc de Cypress Street sur le pont inférieur suite au séisme de Loma Prieta en 1989[11]

Figure I.3. Délogement des travées du pont de Showa suite au séisme Niigata [3]

Figure I.4. Photo de la pile évasée du pont de la route 118 suite au séisme de Northridge en 1994[13]

Figure I.5.Photo d'une culée d'un pont [8]

Figure I.6. Schéma de principe Montage Terre Armée [10]

Figure I.7.Photo des poutres précontraintes [9]

Figure I.8.Schéma représentant les piles [3]

Figure I.9.Schéma d'une pile voile [3]

Figure I.10.Photo des piles marteaux [3]

Figure I.11. Photo représente la localisation des isolateurs parasismiques pour les ponts [17].

Figure I.12. Procédures de la réhabilitation sismique [5].

Figure I.13. Photo du pont isolé d'Alma

Figure I.14.Photo de la ligne TGV en France [17]

Figure II.1: Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement

(a)L'accélération et les forces d'inertie ; (b) Le déplacement [6]

Figure II.2. Les catégories des systèmes de protection sismique mondiale [3]

Figure II.3. Schéma de contrôle passif. [1]

Figure II.4. Isolateur de base en élastomère (NRB**)** [2]

Figure II.5 : photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)[5]

Figure II.6. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) [2]

Figure II.7. Isolateur en pendule de friction (FPS) [4]

Figure II.8. Système de pendule à friction (FPS) [6]

Figure II.9. Photo d'un amortisseur visqueux [12].

Figure II.10: Schématisation du fonctionnement en service [9]

Figure II.11: Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapide [9]

Figure II.12. Loi de comportement de l'amortisseur visqueux [15]

Figure II.13. Relation force/vitesse d'un amortisseur visqueux [11].

Figure III.1. Modèle mathématique [2]

Figure III.2. Modèle mathématique pour un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb [2]

Figure III.3. Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb [2]

Figure III.4. Modèle mathématique pour un système d'isolation à pendule de friction(FPS)[2]

Figure III.5. Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à pendule de friction (FPS) [2].

Figure III.6. Loi de comportement d'un isolateur type (NRB) [5]

Figure III.7. Loi de comportement d'un isolateur type (LRB) [1]

Figure III.8. Loi de comportement d'un isolateur type (FPS) [2]

Figure III.9. Variation de la température moyenne et maximale sur la surface de glissement du système FPS [3]

Figure III.10. Bilan des forces d'un système FPS [7]

Figure V.1.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

Figure V.2.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

Figure V.3.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

Figure V.4.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

Figure V.5.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.6.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.7.Réponse temporelle en effort tranchant

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure V.8.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.9.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

Figure V.10.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

Figure V.11.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

Figure V.12.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

Figure V.13.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.14.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.15.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.16.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.17.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

Figure V.18.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

Figure V.19.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

Figure V.20.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

Figure V.21.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.22.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.23.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.24.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.25.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

Figure V.26.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

Figure V.28.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

Figure V.29.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

Figure V.30.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.31.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.32.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.33.Réponse temporelle en moment fléchissant

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure V.34.Reponse temporelle en déplacement suivant l’axe X

Figure V.35. Reponse temporelle en déplacement suivant l’axe Y

Figure V.36.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe X

Figure V.37.Reponse temporelle en accélération suivant l’axe Y

Figure V.38.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.39.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.40.Réponse temporelle en effort tranchant

FigureV.41.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.42.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe X

Figure V.43.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe Y

Figure V.44.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe X

Figure V.45.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe Y

Figure V.46.réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.47.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.48.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.49.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.50.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe X

Figure V.51.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe Y

Figure V.52.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe X

Figure V.54.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.55.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.56.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.57.Réponse temporelle en moment fléchissant

Figure V.58.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe X

Figure V.59.Réponse temporelle en déplacement suivant l’axe Y

Figure V.60.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe X

Figure V.61.Réponse temporelle en accélération suivant l’axe Y

Figure V.62.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

Figure V.63.Réponse temporelle en effort normal

Figure V.64.Réponse temporelle en effort tranchant

Figure V.65.Réponse temporelle en moment fléchissant

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.

L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement et le perfectionnement des méthodes d'analyse et de calcul des structures y compris les ponts soumises à des sollicitations sismiques ainsi que des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol

Ce mouvement est communiqué aux constructions par l'intermédiaire de leurs fondations, donc si le sol pouvait se déplacer librement sous les ouvrages, ce mouvement ne pourrait leur être transmis. Dans ce contexte l'idée de disposer entre le sol et les constructions d'une façon générale et les ponts d'une façon spéciale, un filtre permettant de dissiper le maximum d'énergie, s'est développée ces dernières décennies sous l'appellation d'isolation parasismique à la base (seismic base isolation).

Durant un séisme, la base d'un ouvrage 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 ponts car ces derniers sont prévus pour résister à des charges essentiellement verticales. En effet, les sollicitations auxquelles les ouvrages doivent habituellement faire face sont en grande majorité verticales, les constructeurs sont habitués à concevoir et à réaliser les ponts de telle manière à ce qu'elles se comportent bien sous ces charges.

Les secousses du sol provoquent des oscillations forcées des constructions. Pendant leurs oscillations les constructions tendent à résister au déplacement de leur base, ce qui donne naissance à des forces d'inertie qui agissent dans le sens opposé au mouvement ; plus une construction est lourde plus sa résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inertie qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure, donc elles constituent les charges auxquelles la construction doit résister, de là il en résulte que la tenue des ouvrages au séisme est favorisée en minimisant les forces d'inertie et l'énergie qui leur sera

transmise, cela est possible en réduisant les accélérations transmises par le sol à la superstructure en assouplissant horizontalement les constructions ce qui est du ressort de l'isolation parasismique.

Cette dernière est une méthode de protection partielle des structures du sol qui s'effectue par l'introduction des appuis dont la souplesse horizontale est beaucoup plus grande que celle de la structure. Ces appuis appelés appuis parasismiques ou isolateurs.

Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis et grâce à leur faible rigidité horizontale, la période propre de la construction s'allonge et la superstructure se comporte comme étant un corps rigide. Ces déplacements peuvent être réduits en associant des amortisseurs aux isolateurs.

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

Chapitre I :

Généralités sur la technique d'isolation parasismique

I.1.Introduction :

Au cours des dernières années, une grande quantité de travaux a été réalisée dans le développement de systèmes innovateurs parasismiques afin d'élever le niveau de résilience structurales. La plupart de ces systèmes sont destinés à dissiper l'énergie sismique introduite dans la structure par des mécanismes supplémentaires d'amortissement ou à isoler les principaux éléments d'une structure pour qu'ils évitent cette énergie.

I.2.Problématique :

Les ponts sont des maillons indispensables au réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Le risque associé aux sollicitations sismiques représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont, en particulier pour les ponts d'urgence et de secours qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme [5].

La conception parasismique des nouveaux ponts est devenue plus complexe et coûteuse. À la lumière de ces données, il est évident qu'il y a un besoin crucial de choisir de nouvelles solutions de construction et de réhabilitation parasismiques qui sont rentables, efficaces et répondent aux critères des normes actuelles

Figure I.1. Effondrement d'une travée du pont de Nishinomiya-ko en 1995 suite au séisme de Nanbu/ San Fernando (USA, 1971) [7]

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 [1].

Les liaisons reçoivent peu d'attention dans la conception parasismique, et elles peuvent même être exposées à des risques critiques, comme pour le cas des articulations présents au niveau du tablier. L'effondrement du viaduc de Cypress en est la preuve avec la détérioration d'un socle en béton situé juste au-dessus de l'articulation conduit à l'effondrement du pont supérieur sur le pont inférieur comme il est montré dans la figure(I.2)

FigureI.2. Effondrement du premier niveau du viaduc de Cypress Street sur le pont inférieur suite au séisme de Loma Prieta en 1989[11]

Les risques de déplacements relatifs du tablier et des appuis se présentent souvent pour les ponts qui comportent une longue série de travées simplement appuyées. Ces travées sont susceptibles d'être renversées de leur support. Par exemple, lors du séisme de 1964 à Niigata, l'effondrement du pont de Showa montre le délogement des travées simples comme le montre la figure(I.3) [2].

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Les principaux types de dommages structurels sont les dommages des dommages des sous-structures qui sont les piles, ces dernières ont tendance à être les éléments les plus fragiles. Elles peuvent être soumises à de grandes exigences inélastiques au cours de violents tremblements de terre.

FigureI.3. Délogement des travées du pont de Showa suite au séisme Niigata [3]

Le défaut d'une pile peut entraîner une perte de la capacité portante, la rupture des piles est souvent la principale cause de l'effondrement d'un pont. La plupart des dommages à des piles peuvent être attribués à l'insuffisance du comportement du matériau, ce qui limite sa capacité de déformation inélastique. Ces insuffisances sont souvent dues à un manque de ductilité et de confinement du béton, ou à une mauvaise mise en œuvre des armatures. Cela peut produire des défaillances à la flexion et au cisaillement comme le montre la figure (I.4) [15].

L'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.

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 règlementation parasismique algérienne (RPA 99), en tenant compte des facteurs techniques[11].

FigureI.4. Photo de la pile évasée du pont de la route 118 suite au séisme de Northridge en 1994[13]

I.3.Constitution des ponts :

I.3.1.Appuis:

Un pont est constitué d'un ensemble d'élément assurant sa résistance et son fonctionnement. Le premier élément est les appuis qui transmettent au sol les actions provenant du tablier qui constitués de :

- **Pile :** Elles comportent au minimum 2 parties : La superstructure ou fût, reposant éventuellement sur une nervure.

- **Fondation :** Elle comporte des éléments verticaux qui peuvent être :

Des voiles -éléments longs, de section allongée-. Ils comportent au moins 2 points d'appui pour supporter le tablier. Des colonnes (section circulaire) ou des poteaux (section rectangulaire) - éléments courts, de faible section -. Chaque élément comporte un point d'appui ou bien les éléments sont reliés en tête par un chevêtre sur lequel repose les points d'appui du tablier. De plus, les piles participent fortement à l'aspect esthétique du pont [17].

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- **Les culées :**

Appuis d'extrémité, elles assurent le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. Les culées comportent 4 parties : Une fondation, Un Mur de front, sur lequel s'appuie le tablier et qui assure la stabilité du remblai d'accès. Un Mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement. Une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier comme le montre la figure(I.5) [17].

Figure I.5.Photo d'une culée d'un pont [8]

- **les piles-culées :** Ce sont des appuis d'extrémité, enterrés dans le remblai d'accès (complètement ou partiellement). La pile culée n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas). Ces dernières comportent 3 parties :

Une fondation, Une partie intermédiaire constituée par des éléments verticaux (voiles, poteaux, colonne) et une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

Le maintien du remblai est généralement assuré par le technique de la terre armée (procédé Freyssinet) :

Le remblai est bordé par des écailles auxquelles font fixées des armatures plates crantées en acier galvanisé (ou en fibres polyester-polyéthylène) qui sont disposées dans le remblai fortement compacté. Le système fonctionne grâce aux frottements importants entre les armatures (réparties tous les 75 cm environ) et le remblai pulvérulent mis en œuvre par couche de 40 cm environ d'épaisseur. Les écailles sont imbriquées les unes dans les autres par boulons centreurs [17].

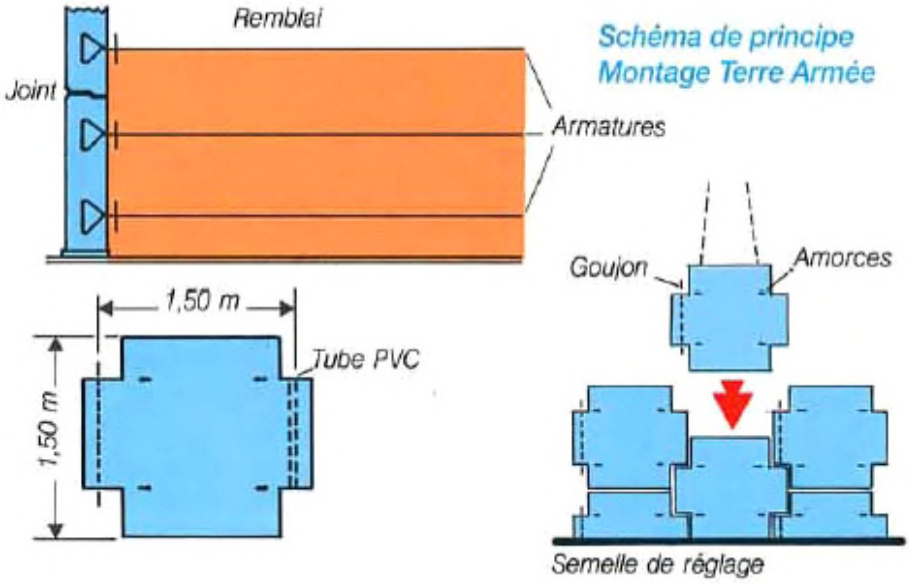


Figure I.6. Schéma de principe Montage Terre Armée [10]

I.3.2.Tablier :

- **Poutre :** Le recours à la préfabrication permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus délicates à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière.

La forme des poutres est généralement en double Té, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portées de ce type d'ouvrage. La matière est concentrée dans les deux fibres extrêmes que constituent la table de compression supérieure, d'une part, et le talon inférieur d'autre part. La table de compression est généralement de faible épaisseur, ce qui permet d'excentrer au maximum la matière vers la fibre supérieure. Elle est relativement large. Des aspects tels que le type de coffrages utilisés pour le hourdis, les problèmes de déversement latéral des poutres, influent sur son dimensionnement de détail. Le talon est au contraire plus massif puisqu'il doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage. Son dimensionnement est essentiellement mécanique et doit satisfaire au respect des contraintes normales de compression, notamment aux phases de construction. Ces deux éléments sont reliés par une âme verticale de faible épaisseur, qui est le plus souvent épaissie au voisinage des appuis en fonction de l'importance des cisaillements [17].

Figure I.7.Photo des poutres précontraintes [9]

❖ **Entretoise :**

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrer à la torsion sur appuis, et d'assurer l'encastrement à la torsion des poutres sur appuis, hypothèse fondamentale des méthodes classiques de calcul de la répartition transversale. Leur suppression poserait un problème de calcul délicat sans apporter d'avantage décisif. En outre, leur réalisation au droit des appuis est moins contraignante qu'en travée.

De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage ne s'appuyant pas sur les entretoises. Il faut noter que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Enfin, les entretoises sur culées sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité [17].

❖ **Hourdis :**

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises). Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

Le bétonnage du hourdis est réalisé sur des coffrages appuyés ou suspendus aux poutres. Alors que l'on dispose de deux appuis pour une zone de hourdis située entre deux poutres, ce qui permet de fixer facilement le coffrage, la réalisation du coffrage d'une zone de hourdis à l'extérieur des poutres de rive est plus délicate. C'est pourquoi on cherche à placer

les poutres de rive immédiatement en rive de sorte qu'il n'y ait pas de hourdis à couler en encorbellement [18].

Cette solution est à préconiser lorsque l'ouvrage est rectiligne. Par contre, dans le cas des ouvrages courbes, la poutraison demeure rectiligne et la courbure de l'ouvrage est obtenue par variation de la largeur du hourdis en encorbellement des poutres de rive.

La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

Par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres, ou par un hourdis général coulé par-dessus les poutres [17].

I.3.3.Piles :

Les piles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique. Les poutres reposent sur un chevêtre ou sommer d'appui, par l'intermédiaire d'appareils d'appui comme le montre la figure(I.8) [17].

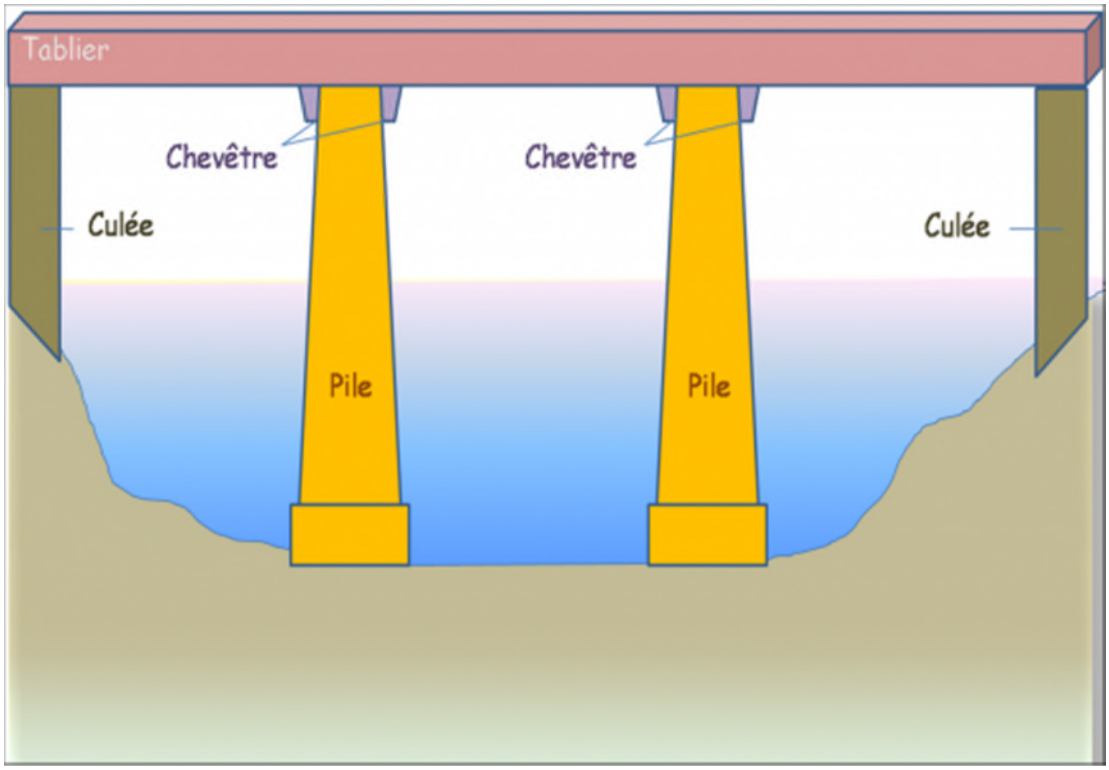


Figure I.8.Schéma représentant les piles [3]

❖ **Piles voiles :**

Ce type de pile est très fréquemment utilisé pour des ouvrages courants de portées plus modestes tels que les ponts-dalles ou les ponts à poutres PRAD.

A partir du modèle de base, de section rectangulaire constante, différentes variantes permettent de réaliser des formes plus élaborées (fruit, variation d'épaisseur ou de largeur...).

La tête de pile est souvent élargie par rapport au voile pour permettre de recevoir les deux lignes d'appui comme le montre la figure (I.9) [17].

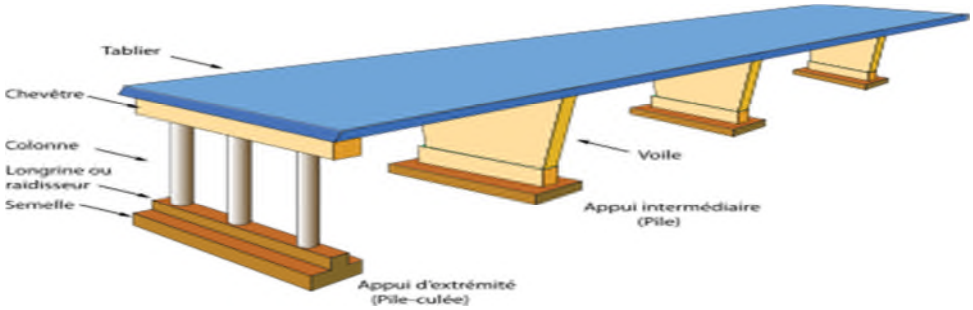


Figure I.9.Schéma d'une pile voile [3]

❖ **Piles marteaux :**

Ce type de pile est intéressant du point de vue esthétique, mais également compte tenu de la faible emprise au sol nécessaire, ce qui est particulièrement appréciable en site urbain. Cet appui quasi-ponctuel permet de choisir une orientation quelconque de l'appui, sans augmenter l'emprise au sol, ce qui permet de s'affranchir du problème du biais dans la plupart des cas. Le fût de pile est le plus souvent cylindrique ou assimilable et de dimensions quasiment constantes avec la hauteur. Pour une hauteur maximale de 25 mètres, un diamètre de 2,00 mètres convient habituellement comme il est montré dans la figure (I.10) [17].

Figure I.10.Photo des piles marteaux [3]

I.4. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base:

- **Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale** :

  C'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques

- **Dispositif de dissipation d'énergie :**

  Ce dispositif sert à contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au-dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener à une réduction des forces et des accélérations dans la structure.

  Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application. Les systèmes de dissipation d'énergie les plus courants sont : les amortisseurs à fluide visqueux (viscous dampers), les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique), les amortisseurs à comportement hystérétique, les appuis en élastomères à haut taux d'amortissement, etc.

- **Un système de retenue *:***

  Le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. Pour certains types d'isolateurs, il peut s'avérer nécessaire d'incorporer un mécanisme de retenue dont la résistance minimale et maximale sont établis avec soin [5].

Pour les ponts et pour les ouvrages assimilable, les appuis parasismiques sont disposer entre les piles (ou poteaux) et le tablier comme le montre la figure (I.7) ; Les déplacements induits par le tremblement de terre se concentrent au niveau de ces appuis, conçus pour pouvoir absorber d'importants déplacements [12].

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure I.11. Photo représente la localisation des isolateurs parasismiques pour les ponts [17].

I.4.1. Caractéristiques des systèmes d'isolation sismique :

- ✓ Possibilité d'augmenter la période de vibration et réduire ainsi la réponse de la force
- ✓ La dissipation d'énergie pour commander le déplacement du système d'isolation
- ✓ Rigidité sous faible charge telles que le vent et les tremblements de terre mineurs [5].

I.5.Réhabilitation des ponts :

La réhabilitation sismique des structures existantes est une technique qui nous permet soit de réparer les dommages, soit de renforcer les structures. Le renforcement des structures peut se faire soit par l'augmentation de la résistance de la structure (Augmenter la résistance et la ductilité des éléments porteurs piles). La totalité de l'action sismique), soit par réduction de l'action sismique en fonction de la masse et/ou la rigidité (isolation à la base) de la structure [10].

Les isolateurs y sont décrits comme des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses supports en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié. Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et le tablier [8].

Priestley et al. (Priestley, Seible, & Calvi, 1996) traitent de la conception et de la réhabilitation parasismiques des ponts. Ils consacrent un chapitre de leur livre à l'isolation. Les isolateurs jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et l'augmentation de l'amortissement. Les dommages induits aux structures par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique. Pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration de la structure réduit l'amplitude des accélérations qui lui sont transmises [2].

Dans leur livre, Skinner et al. (1993) présentent un tableau recensant tous les ponts isolés jusqu'en 1993. Un total de 255 pont isolés sont recensés, dont 168 sont en Italie, 49 en Nouvelle Zélande, 21 aux États-Unis, 12 au Japon et 5 en Islande.

Rapport-Gratuit.com

Faisant référence à ce tableau, Priestley et al. (1996) mettent en évidence le fait que 3 des ponts italiens ainsi que 66 des 87 autres ponts sont isolés avec des isolateurs en élastomère fretté avec noyau de plomb, ce qui démontre que, mis à part en Italie, cet isolateur est le plus populaire. En Italie, on a surtout utilisé la combinaison d'amortisseurs métalliques avec des interfaces de friction comme le montre la figure (I.8) [5].

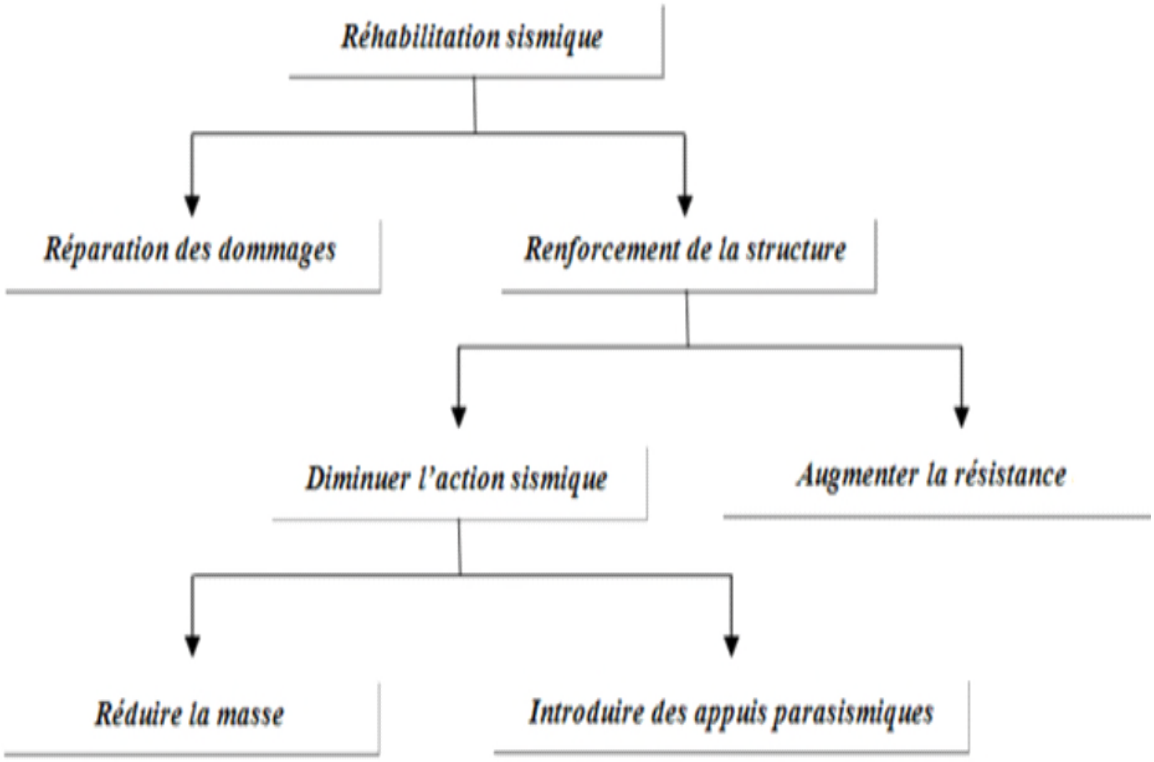


Figure I.12. Procédures de la réhabilitation sismique [5].

I.6.Application mondiale des systèmes d'isolation :

L'utilisation des systèmes d'isolation parasismique est peu répandue au Québec. Il existe toutefois quelques exemples d'utilisation, dont les exemples suivant :

- **Pont de Madrid** : système d'isolation sismique dans les deux directions – projet de réhabilitation parasismique réalisé en 2007 comme le montre la figure (I.9)

Figure I.13.Photo du pont isolé de Madrid [17]

- **Pont d'Alma** : le premier pont neuf conçu avec un système d'isolation sismique au Québec, projet réalisé en 2002 comme le montre la figure (I.10)

Figure I.14.Photo du pont isolé d'Alma

- **Les ouvrages du TGV Méditerranée en France :** L'ensemble de la ligne du TGV Méditerranée est équipé d'isolateurs permettant d'absorber les secousses sismiques comme le montre la figure(I.11)

Figure I.15.Photo de la ligne TGV en France [17]

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Chapitre II :

Les différents types de systèmes d'isolation

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre, différents types de systèmes d'isolation sismique sont présentées. Les systèmes passifs ont donné naissance à des dispositifs commercialisés et disponibles qui sont couramment utilisés dans la pratique.

La fonction de base de ces dispositifs de dissipation d'énergie lorsqu'ils sont implémentés dans la superstructure d'un bâtiment est d'absorber une partie de l'énergie sismique d'entrée, ce qui réduit la demande pour la dissipation d'énergie dans les membres de la structure primaire afin de minimiser les dommages structurels possibles.

II.2.Aperçu historique :

L'isolation parasismique est une technique relativement jeune comparée aux méthodes traditionnelle de protection contre le séisme, l'idée d'isoler la structure à la base remonte au début du 20ème siècle. Néanmoins les premières applications modernes dans le monde ont été réalisées dans les années 70 à 80.

Cela est dû au développement des techniques de calcul, sur support informatique, beaucoup plus puissantes qu'auparavant, ainsi que la disponibilité d'installation d'essais tels que les simulateurs sismiques (tables vibrantes).La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée sur une école élémentaire à Skopje (ex-Yougoslavie) dont la réalisation a été achevée en **1969** [6].

En Amérique, la première application remonte à **1980**. La première démonstration de la construction isolée fut réalisée en **1985**. Depuis cette date après les épreuves de l'efficacité de ces systèmes d'isolation pour protéger les bâtiments contre les séismes, plus de 5000 structures (bâtiments et ponts) ont été construites sur des appuis parasismiques dans les régions sensibles aux risques sismiques [3]

Au Japon, les recherches dans ce domaine ont pris beaucoup d'ampleur. Le premier grand bâtiment à base isolée a été accompli en **1980**. Par ailleurs, la première démonstration de la construction isolée fut réalisée en **1982**. Après le séisme de Kobe **1995**, la totalité des ponts (99%) utilisent actuellement les systèmes d'isolation alors qu'ils ne représentaient que 5 % dans le passé.

En Nouvelle Zélande, les recherches ont commencé en **1967**. La réalisation d'immeubles de bureaux et de grandes usines conçus avec l'isolation sismique, a commencé au début des années **80**.

En France, les premières réalisations remontent à la fin des années **70**. Le lycée de Lambesc construit en **1977** a été réalisé par la technique de l'isolation parasismique. Des appuis, qui portent le nom de l'EDF (Electricité de France), développés par des chercheurs français ont été employés pour la centrale nucléaire de koeberg en Afrique du sud. Il est à noter que la centrale nucléaire de Cruas -Meysse dans la vallée du Rhône, dont les travaux ont commencé à la même époque, a aussi utilisé les systèmes d'isolation sismiques [1].

En Chine, beaucoup de recherches théoriques et expérimentales ont été menées ces dernières années. Ainsi, il y a plusieurs bâtiments qui sont construits avec l'isolation sismique. La majorité de ces bâtiments sont bien comportés lors des tremblements de terre de **1994** et **1995**.

En Italie, les recherches ont commencé en **1988**, pour développer cette technique et son utilisation assurée dans la réalisation des constructions civiles et industrielles et prendre en considération le risque nucléaire et chimique [16].

L'isolation sismique est un principe connu depuis le début du 20e siècle, mais il n'a été appliqué en Amérique du Nord qu'au courant des années 80. Aux États-Unis, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à San Francisco en 1985.

Au Canada, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à Richmond en Colombie Britannique en 1990 (EERC Protective Systems, 2009).

Au Québec, ce n'est qu'en 2002 qu'un premier pont a été isolé. Ce pont est situé à Alma et les isolateurs étaient des appareils fonctionnant à base de friction (Guizani, 2003). La même année,un pont situé dans la ville de Québec a été équipé avec des amortisseurs et des transmetteurs de chocs sismiques (Loulou, Maillette, & Ladicani, 2003) [3].

II.3.Principe de base:

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

l'accroissement du déplacement. La figure II.1 présente, de façon idéale, l'effet de l'accroissement de la période et de l'amortissement sur les forces et déplacements sismiques [14].

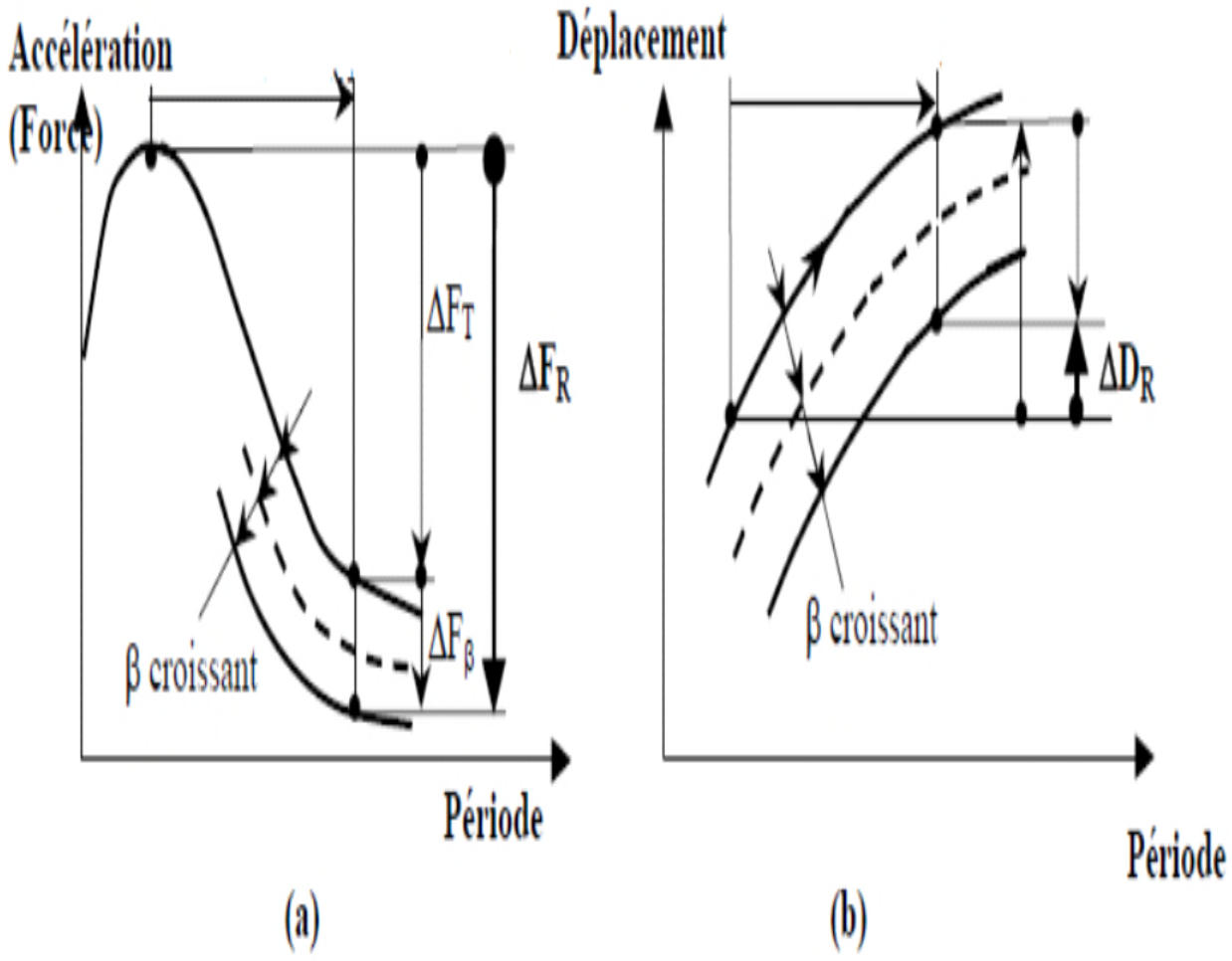


Figure II.1: Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement

(a)L'accélération et les forces d'inertie ; (b) Le déplacement [6]

II.4. Systèmes de protection sismique :

Les systèmes de protection sismique actuellement utilisés vont des dispositifs de contrôle passif relativement simple aux systèmes complètement actifs.

Les systèmes passifs sont, peut-être, les plus connus et ils incluent les systèmes d'isolation sismique et les systèmes mécaniques de dissipation d'énergie. Le système de protection sismique peut être classé en quatre catégories comme le montre la figure (II.2) [13].

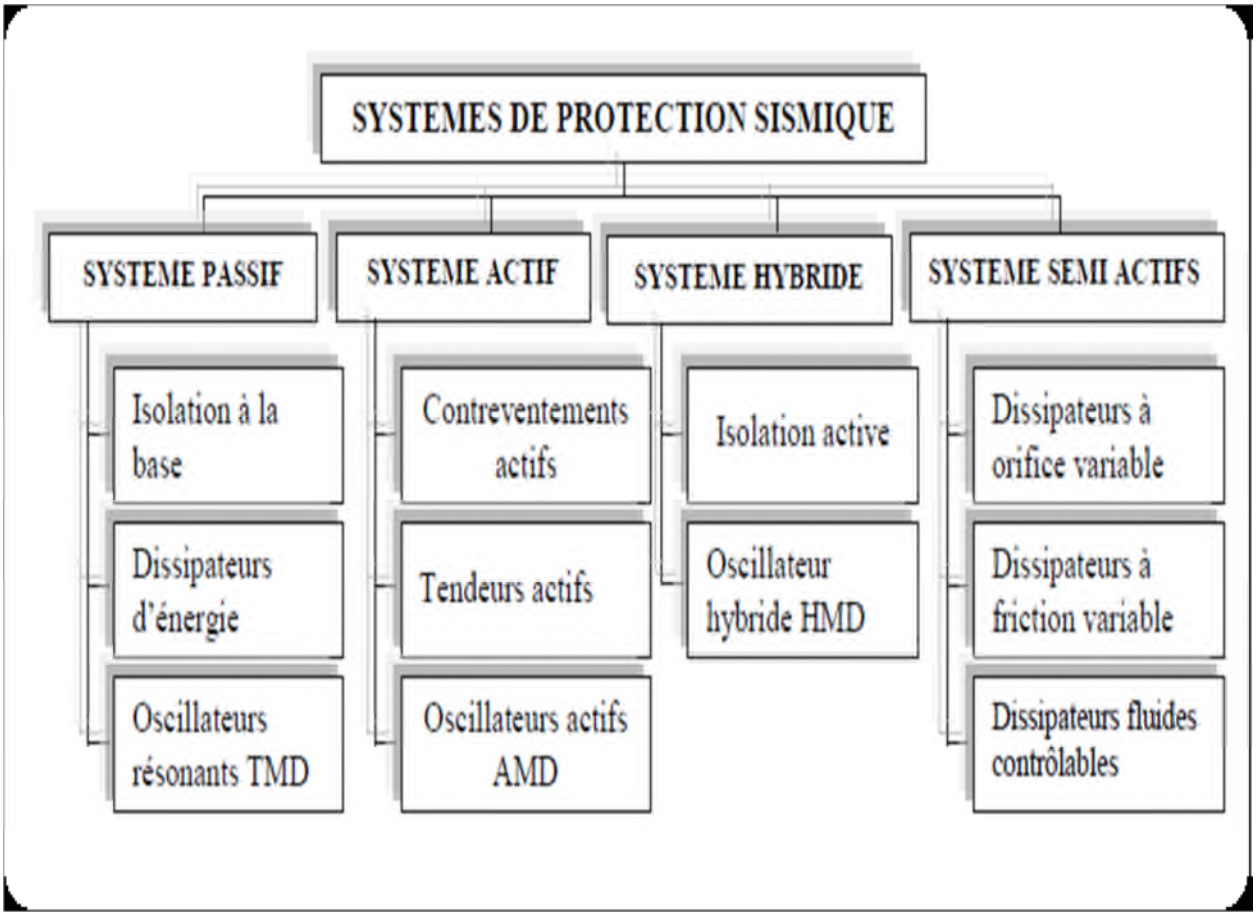


Figure II.2. Les catégories des systèmes de protection sismique mondiale [3]

II.5. Système de contrôle passif :

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent* 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, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe trois catégories de systèmes passifs : la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie est la troisième est l'amortisseur à masse accordé. La figure (II.3) présente un schéma descriptif de cette technique [5].

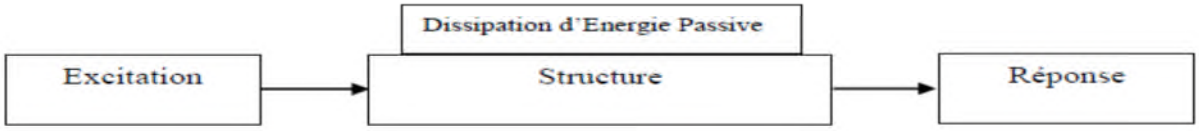


Figure II.3. Schéma de contrôle passif. [1]

Les systèmes passifs ont trois principaux avantages: le premier est le prix bas, le deuxième est l'atténuation passive, c'est-à-dire, sans apport d'énergie de l'extérieur et sans aucune intervention extérieure supplémentaire, et le troisième est son fonctionnement même pendant un séisme majeur. Les systèmes d'isolation sismique sont largement utilisés dans le monde dont l'application a été plus ou moins répandue. Néanmoins, on peut grossièrement les regrouper comme suit :

II.5.1.Contrôle passif avec isolation à la base (les isolateurs sismiques) :

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs. Les isolateurs qui sont utilisés sont : L'isolateur d'amortissement bas (NRB) et l'isolateur d'amortissement élevé (HDRB), l'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) et l'isolateur en pendule de friction (FPS) [5].

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.5.1.1. Isolateur de base en élastomère (NRB) :

Ils sont en général constitués d'un empilement de feuillets d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (Néoprène) séparés par des frettes métalliques

La présence des frettes confère aux appuis une grande rigidité verticale alors que les feuillets d'élastomère peuvent se déformer facilement en cisaillement horizontal, permettant aussi d'obtenir une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment et autorisent des déplacements notables de la superstructure, Il est caractérisé par :

- Amortissement faible 2 à 3%
- Facile à modeler (Ce type d'appareils est caractérisé par un comportement linéaire suivant les charges horizontales et verticales).

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 [5].

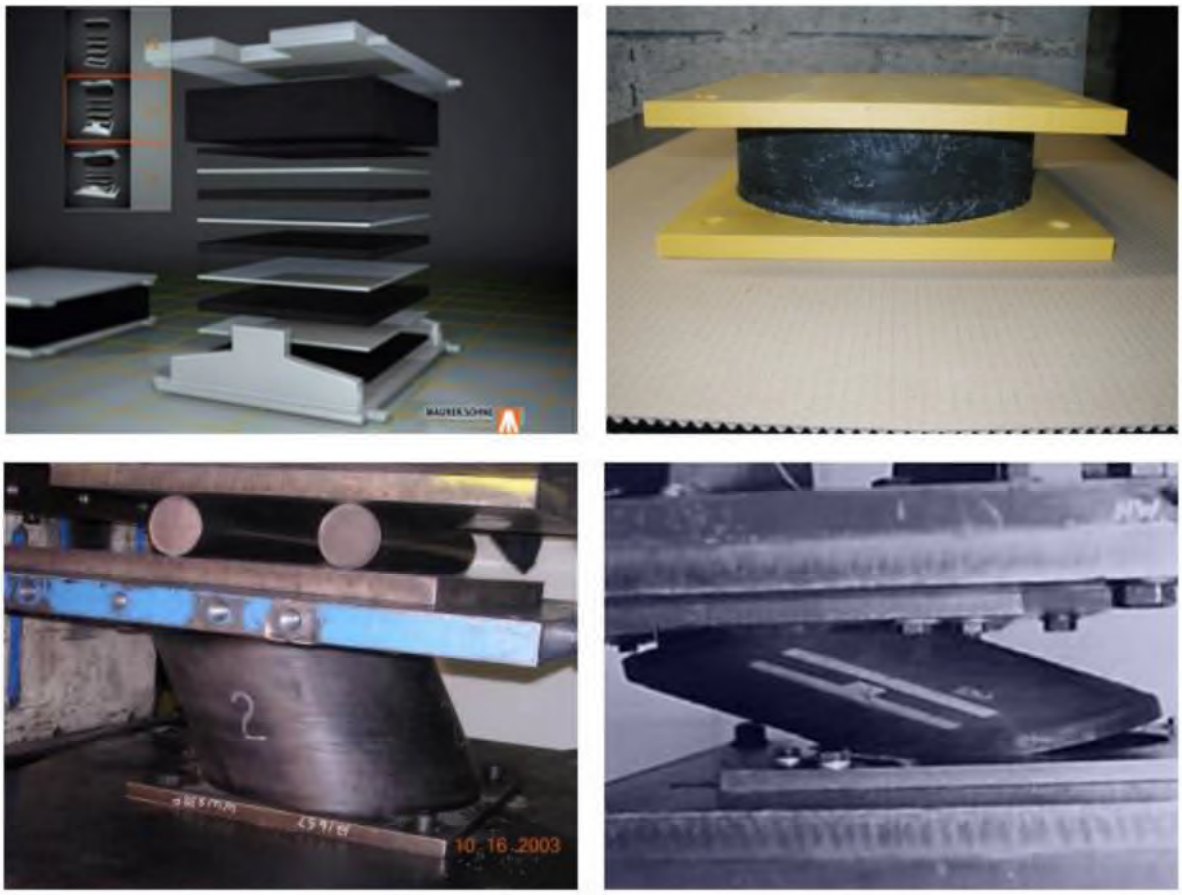


Figure II.4. Isolateur de base en élastomère (NRB**)** [2]

II.5.1.2. Isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB) :

Le terme HDRB est appliqué aux appuis en élastomères où l'élastomère utilisé fournit une quantité d'amortissement significative, habituellement à partir de 8% à 15% de l'amortissement critique. Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (figure II.3) est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale. Il est verticalement rigide capable de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en étant latéralement flexible, capable de permettre des grands déplacements horizontaux [5].

Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDRB reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères simples.

L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, ce comportement non-linéaire est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau [4].

Figure II.5 : photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)[5]

II.5.1.3. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) :

C'est le genre le plus important des systèmes d'isolation à la base il a été largement étudié et mis en œuvre dans certain nombre de bâtiments à travers le monde. L'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) a été inventé en Nouvelle Zélande en 1975, 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.6). 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 [1].

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

Rapport-Gratuit.com

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 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 [8].

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 [7].

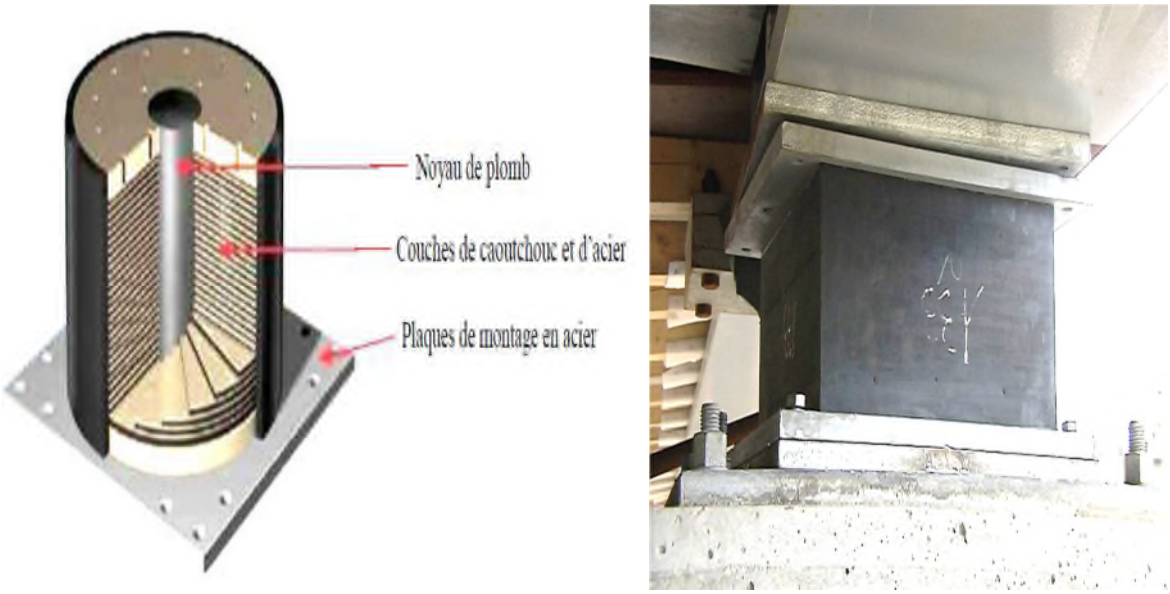


Figure II.6. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) [2]

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% [5].

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 où la rigidité sous des charges de service est importante (par exemple les ponts) [4].

II.5.1.4. Isolateur en pendule a friction (FPS):

L'isolateur en pendule à friction est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il et constitue d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS est composé d'un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave (figure II.7).

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 [11].

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 (II.8) illustre schématiquement comment le système FPS atteint une réponse de pendule pour une structure soutenue. La structure répond à des mouvements de tremblement de terre sous formes des mouvements de pendule à faible amplitude. L'amortissement de friction absorbe efficacement

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

l'énergie d'un séisme. Le résultat est simple, prévisible et stable pour une réponse sismique [9].

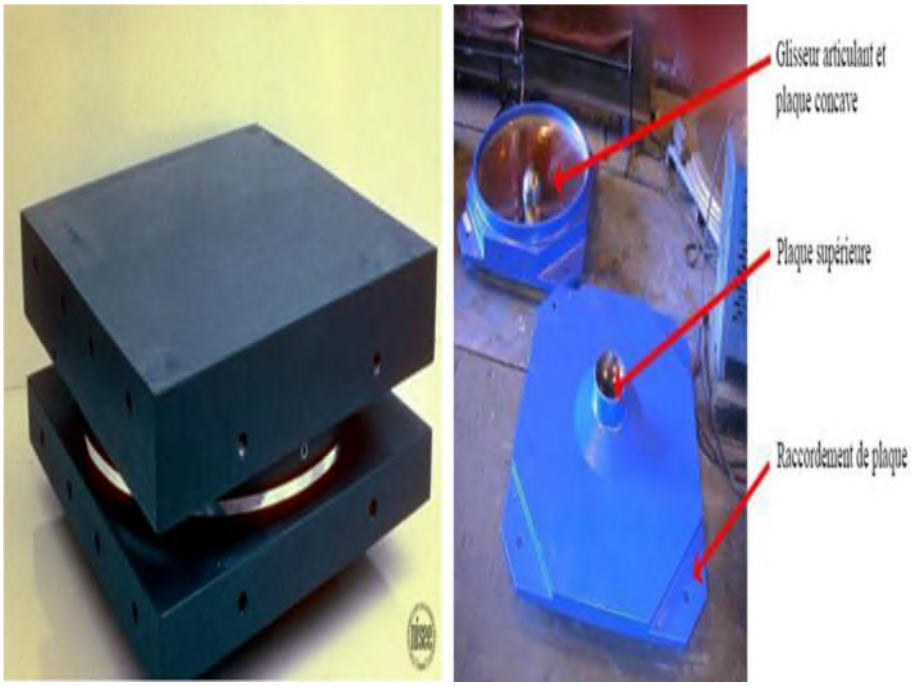


Figure II.7. Isolateur en pendule de friction (FPS) [4]

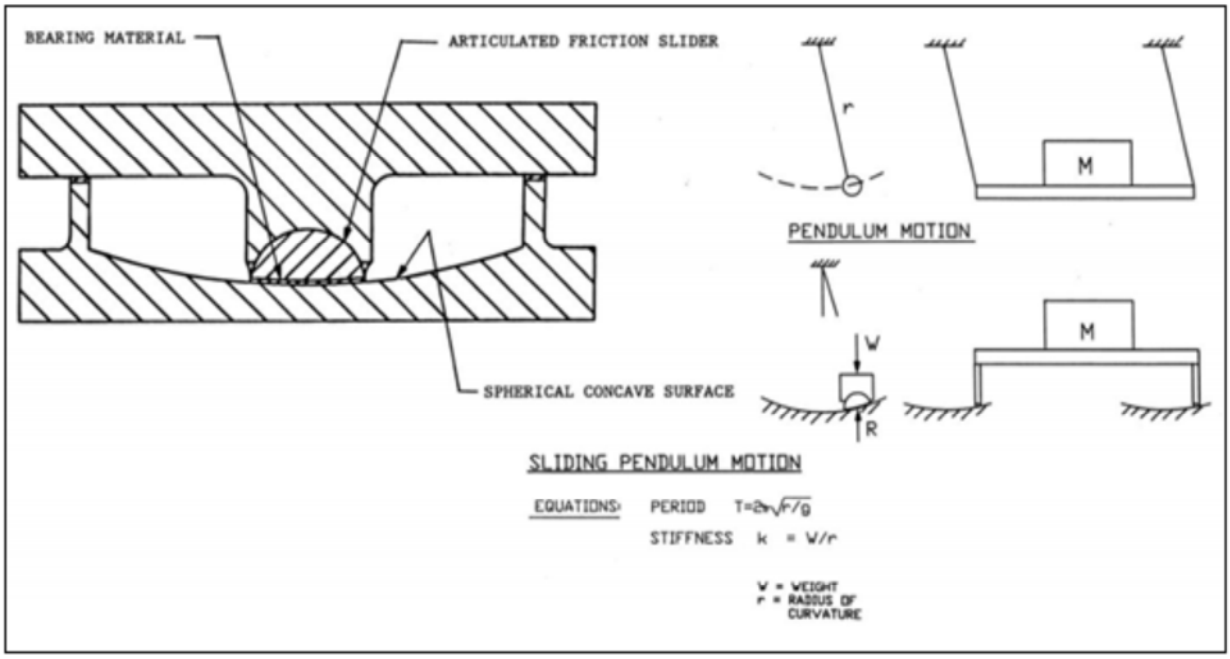


Figure II.8. Système de pendule à friction (FPS) [6]

II.5.2.Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie (Amortisseurs Parasismiques) :

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

Un certain nombre de dispositifs d'amortisseurs sont actuellement en service ou proposés pour l'usage en structures conventionnelles ou en association avec des appuis parasismiques dans les structures isolées [13].

II.5.2.1. Amortisseurs visqueux:

II.5.2.1.1.Historique :

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 [10].

II.5.2.1.2.Description :

Ces systèmes sont constitués de tiges solidaires à la structure plongeant dans un Matériau très dense mais déformable, comme le bitume de grande viscosité, le plomb (qui a la propriété de se recristalliser après déformation), l'huile de grande densité. De même que les amortisseurs hystérétiques, ils se déforment tout en opposant une résistance assurant ainsi une plus grande stabilité du bâtiment. Le désavantage de ces amortisseurs est le besoin de maintenir la température pour le fluide comme il est montré dans la figure(II.9) [10].

Figure II.9. Photo d'un amortisseur visqueux [12].

Grâce à ces dispositifs, la quasi-totalité de l'énergie sismique est absorbée et les éléments structuraux du pont ne subissent en théorie aucun dégât. De plus, les amortisseurs ne subissent aucune déformation plastique au cours du séisme. C'est donc une protection fiable puisqu'il n'y a aucune altération de leurs propriétés mécaniques. On note qu'en cas de séisme majeur, les dispositifs sont facilement inspectés et remplacés si nécessaire [18].

II.5.2.1.3.Fonctionnement Interne :

En situation de service, il n'y a pas de résistance appréciable puisque les mouvements relatifs sont lents. La pression interne reste quasi-nulle, le fluide peut donc passer d'une chambre à l'autre sans contrainte comme il est montré dans la Figure (II.10)

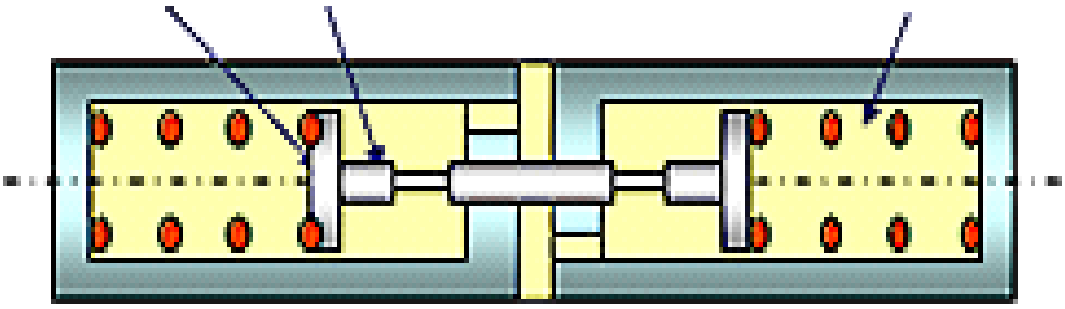


Figure II.10: Schématisation du fonctionnement en service [9]

Sous action dynamique, le principe de fonctionnement consiste à contraindre le fluide à passer alternativement d'une chambre à l'autre, entraînant ainsi une perte de charge qui se convertit en chaleur **c**omme il est montré dans la Figure (II.11)

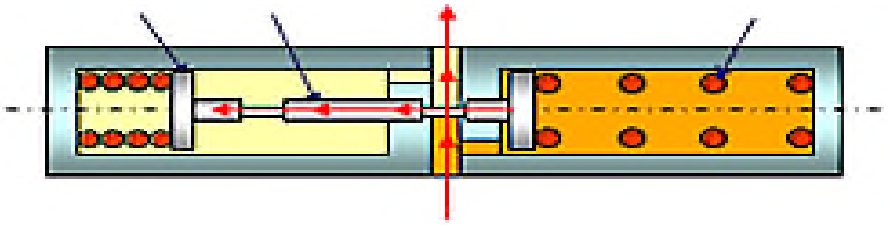


Figure II.11: Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapide [9]

II.5.2.1.4.Loi de comportement :

L'amortisseur visqueux engendre sous des sollicitations dynamiques importantes une courbe d'hystérésis qui dépend principalement du paramètre exposant En effet, pour α on a un comportement linéaire où la force est proportionnelle à la vitesse, avec une loi de comportement de forme elliptique. Alors que pour α on a un comportement non-linéaire qui permet de minimiser les forces dynamiques amenées par de fortes vitesses, avec une loi de comportement quasi-rectangulaire [14].

La capacité de l'appareil à dissiper de l'énergie peut être estimée par l'aire définie par les boucles d'hystérésis .Ces systèmes peuvent travailler dans la direction longitudinale du pont. Ils sont alors installés aux joints de dilatation du tablier ou aux éléments de fondation. Ils peuvent aussi être utilisés dans la direction transversale du pont, par exemple pour contrôler la réponse transversale de ponts haubanés, comme dans le cas du pont Rion Antirion qui relie le Péloponnèse à la Grèce continentale (Calvi et al. 2007). Ils peuvent aussi être employés dans la direction verticale pour contrôler le soulèvement d'une tour ou d'un bâtiment (Poirier, 2008; Tremblay et al. 2008), cette possibilité a d'ailleurs été considérée dans la réhabilitation parasismique du pont au-dessus de la rivière Sacramento à Rio Vista en Californie (Abbas, Singh, & Uzarski, 1998). Ce système ne reprend pas de forces verticales et de par la manière dont il est installé sur la structure, il n'est pas nécessaire de soulever le tablier ni interrompre la circulation sur le pont pour son installation, son inspection ou son remplacement [14].

Ce système présente une force de résistance *F* qui dépend de la vitesse du mouvement, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. La valeur de *F* est donnée par:

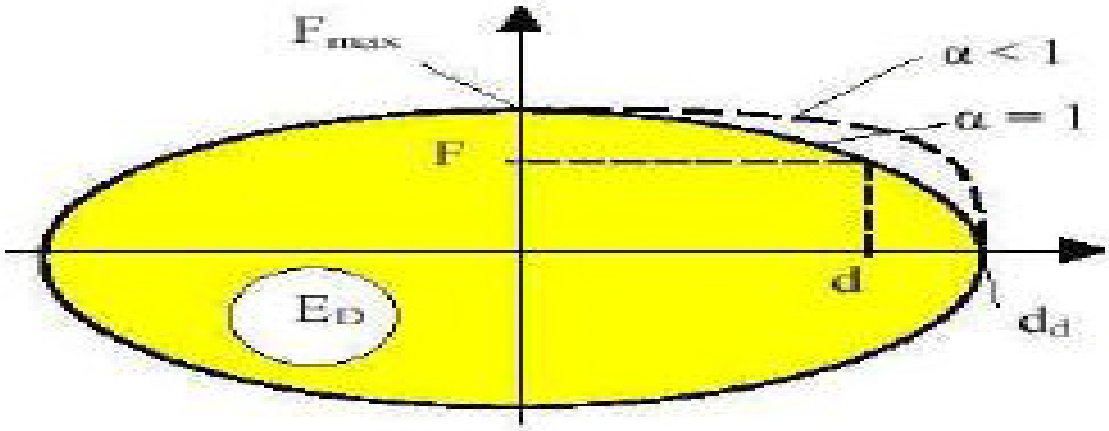
$$F=Cp*V^{\alpha}$$

Où *V* est la vitesse du piston, *C*p est le coefficient d'amortissement, et a est une constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston. Une constante a de valeur inférieure ou égale à 1 est propre au comportement d'un amortisseur visqueux. On parle d'un amortisseur

visqueux linéaire lorsque $\alpha = 1$ et d'un amortisseur visqueux non-linéaire pour $\alpha < 1$. Une valeur de $\alpha > 1$ est propre à un comportement de transmetteur de chocs sismiques, tel que discuté dans la section suivante. Plus la valeur de α est petite, plus la quantité d'énergie dissipée dans un cycle est grande. Les amortisseurs visqueux non-linéaires ont une force qui devient presque constante

Pour des vitesses élevées, ce qui donne lieu à un système ayant une limite élastique effective et fait en sorte que la force de cisaillement transmise aux piles et culées est limitée. Ceci n'est pas le cas de l'amortisseur visqueux linéaire pour lequel la force augmente avec la vitesse, sans limite [15].

La dissipation d'énergie de l'amortisseur visqueux est due au mouvement du fluide qui circule à des vitesses élevées, ce qui donne lieu à de la friction entre les particules de fluide et le piston. La friction ainsi développée dissipe de l'énergie sous forme de chaleur, ce qui résulte en une augmentation de la température du fluide. Cette augmentation de température est d'autant plus élevée que l'amortisseur est sujet à des sollicitations de longue durée et à de grands déplacements du piston à l'intérieur du cylindre [15].



FigureII.12. Loi de comportement de l'amortisseur visqueux [15]

II.5.2.1.5. Influence du paramètre α :

Considérons un amortisseur visqueux de constante d'amortissement avec:

C=100kn/ (m/s)^α et examinons sa relation force/vitesse pour un exposant α variable entre 0,2 et 2,0.Pour des vitesses inférieures à 1,0 m/s² (cas général pour le mouvement d'une structure sous séisme), l'amortisseur possède une force d'amortissement plus importante, c'est-à-dire qu'il dissipe une plus grande part d'énergie. De plus, on remarque que plus l'exposant α est petit, plus la capacité de dissipation est efficace [16].

Pour des vitesses supérieures à 1,0 m/s² (cas de très fort séisme), on a une force d'amortissement qui tend à se stabiliser. Le palier de stabilisation dépend des caractéristiques de la gamme du dispositif. Pour ce cas d'étude, un amortisseur ayant une constante d'amortissement égale à 100 kN/ (m/s)^α et un exposant de 0,2, délivre une force maximale autour des 120 kN en cas de très fort séisme. En somme, l'amortisseur non linéaire (α<1) est un dispositif sécuritaire car il possède une force maximale limitée.

En cas de très fort séisme, la présence du palier n'est pas visible pour l'amortisseur α=1 puisqu'on a une courbe linéaire. Même observation pour l'amortisseur α=2 puisqu'on a une courbe exponentielle. Par conséquent ces types de dispositifs ne sont pas sécuritaires. A titre d'exemple, si l'on prend un amortisseur linéaire de 150 kN, ce dernier ne résistera pas à un aléa sismique supérieur à 1,5 m/s, et laissera donc la structure dépourvue de protection [16].

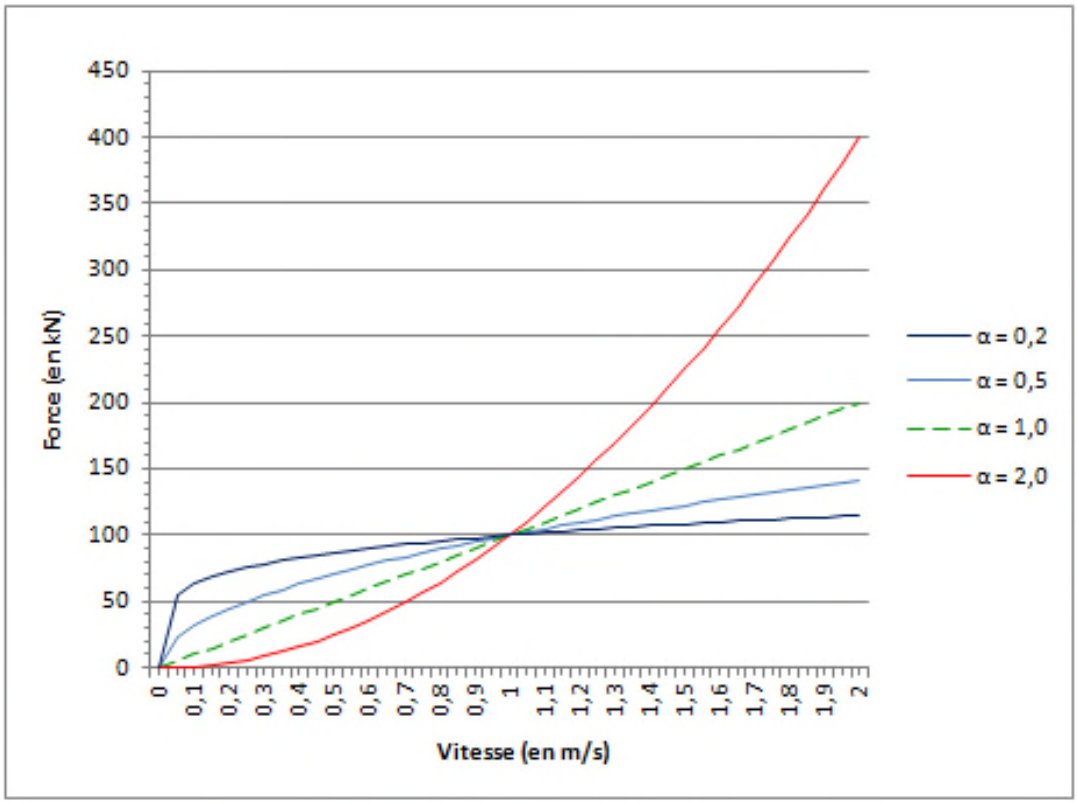


Figure II.13. Relation force/vitesse d'un amortisseur visqueux [11].

Le graphique ci-dessus montre l'évolution de la relation force/vitesse pour quatre types d'amortisseurs visqueux. La courbe verte définit un amortisseur linéaire, les courbes bleues caractérisent un amortisseur non-linéaire et la courbe rouge représente un amortisseur qui pourrait s'apparenter à un bloqueur

II.6.Critères choix entre les types d'appuis parasismiques :

Le choix de types d'appuis appropriés pour isoler la base des constructions nécessite une évaluation des caractéristiques, des normes de performance parasismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque le caoutchouc peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin de s'assurer en tout temps de sa souplesse.

D'après ces critères en lés résume comme suit :

- ✓ Stabilité du comportement à long terme. L'effet du fluage sur les appuis à néoprène ne doit pas affecter le comportement de l'isolateur. Le retour d'expérience acquise chez le

fabricant et les tests des ouvrages isolés ayant subi des excitations sismiques sont la meilleure justification

- ✓ Stabilité du comportement de l'isolateur vis-à-vis des conditions de son environnement comme la température
- ✓ Réversibilité du comportement de l'isolateur. Au terme de l'excitation sismique l'isolateur revient à son comportement élastique après dissipation d'énergie [10].

II.7.Conclusion :

Dans ce chapitre les différents types de dispositifs utilisés dans l'isolation sismique ont été passés en revue. Nous avons présenté leur principe de base ainsi que leurs avantages et inconvénients. Les systèmes d'isolation passive, étant plus simples, sont de loin ceux qui sont utilisés couramment dans les applications réelles

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 ponts. Les dispositifs de dissipation d'énergie comme les amortisseurs peuvent diminuer les dommages potentiels aux ponts en absorbant une quantité significative de l'énergie produite dans un pont lors d'une secousse sismique et les isolateurs à la base jouent le rôle de couche flexible entre la fondation et la pile; par conséquent, les mouvements du sol ont une faible incidence sur la structure du pont.

Rapport-Gratuit.com

Chapitre III :

Modélisation de systèmes d'isolation à la base

III.1.Introduction :

L'une des étapes essentielles en vue d'une étude dynamique des structures est le choix du modèle mathématique, par conséquent la schématisation des systèmes d'appuis parasismiques par des modèles mathématiques qui permettent l'établissement des relations théoriques décrivant leur comportement est très importante pour l'analyse du comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure). Dans ce chapitre, nous allons décrire brièvement quelques modèles mathématiques simples des principaux systèmes d'isolation

III.2.Modélisation mathématique des appuis parasismiques :

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateurs parasismiques soumise à une excitation sismique ne peut être effectuée sans que le comportement dynamique de ces derniers soit complètement défini.

L'évaluation exacte du comportement dynamique des appuis parasismiques est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une modélisation adéquate à travers une bonne schématisation qui permet à la fois la traduction du comportement réel de l'appui ainsi que l'établissement des équations mathématiques simples à résoudre soit par des méthodes analytiques ou numériques [5].

III.2.1.Isolateur de base en élastomère(NRB) :

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la figure (III.1)

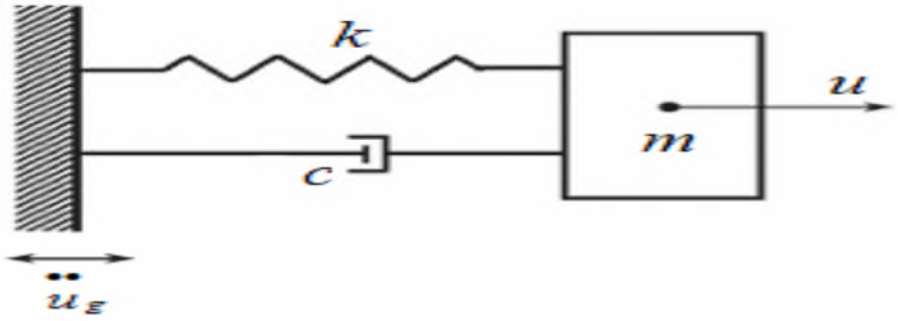


Figure III.1. Modèle mathématique [2]

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le système est soumis à l'accélération du sol $\ddot{u}_g$; l'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + C\dot{u} + Ku = 0 \qquad (3.1)$$

Où :

m : La masse de la superstructure

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g \qquad (3.2)$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \qquad (3.3)$$

Où : $\omega^2 = \frac{K}{M}$ et $2\xi\omega = \frac{C}{m}$ **(3.4)**

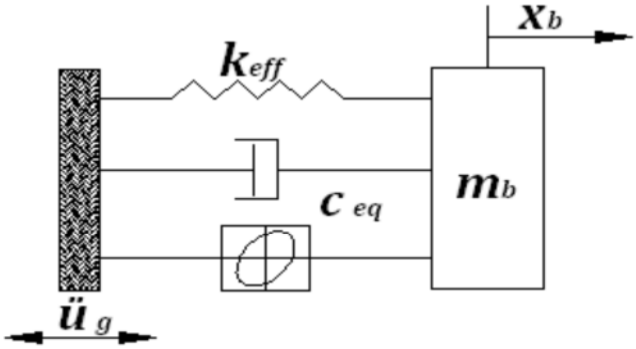
ξ: Coefficient d'amortissement

ω: Pulsation de vibration

III.2.2. 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(III.5) et (III.6) [9].

III.2.2.1. Système d'isolation en caoutchouc avec amortisseur en barreau de plomb LRB :



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure III.2. Modèle mathématique pour un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb [2]

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 :

$$\mathbf{m_b}(\ddot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \ddot{\mathbf{u}}_\mathbf{g}) + \mathbf{C_{eq}}\dot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \mathbf{K_{eff}}\mathbf{x_b} = \mathbf{0} \qquad (\mathbf{3.5})$$

$$\mathbf{m_b}\ddot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \mathbf{C_{eq}}\dot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \mathbf{K_{eff}}\mathbf{x_b} = -\mathbf{m_b}\ddot{\mathbf{u}}_\mathbf{g} \qquad (\mathbf{3.6})$$

III.2.2.2. Structure à N DDL montée sur système d'isolation (LRB) :

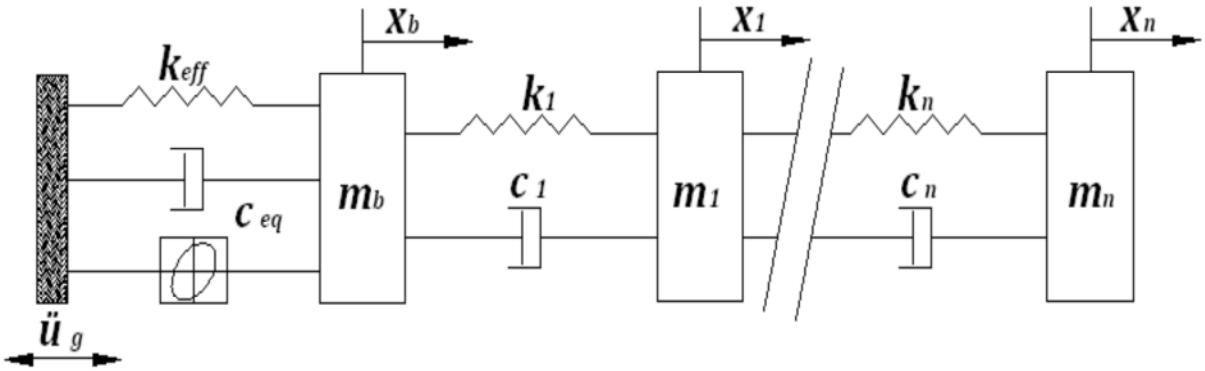


Figure III.3. Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb [2]

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 :

$$\left(\mathbf{m_b} + \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{m_i}\right)\ddot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \mathbf{C_{eq}}\dot{\mathbf{x}}_\mathbf{b} + \mathbf{K_{eff}}\mathbf{x_b} + \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{m_i}\,\ddot{\mathbf{x}}_\mathbf{i} + \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{C_i}\,\dot{\mathbf{x}}_\mathbf{i} + \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{K_i}\,\mathbf{x_i}$$
$$= -\left(\mathbf{m_b} + \sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{m_i}\right)\ddot{\mathbf{u}}_\mathbf{g} \qquad (\mathbf{3.5})$$

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 :

$$\mathbf{C_{eq}} = \mathbf{2\xi_{eq}}\sqrt{\mathbf{MK_{eff}}} \qquad (\mathbf{3.6})$$

$$\xi_{eq} = \frac{\Delta E}{\left(2\pi K_{eff} D_d{}^2\right)} \qquad (\mathbf{3.7})$$

Où, ΔE est l'énergie totale dissipée et $D_d$le déplacement de conception

III.2.3. 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(III.4) et(III.5) [6].

III.2.3.1.Système d'isolation à pendule de friction (FPS) :

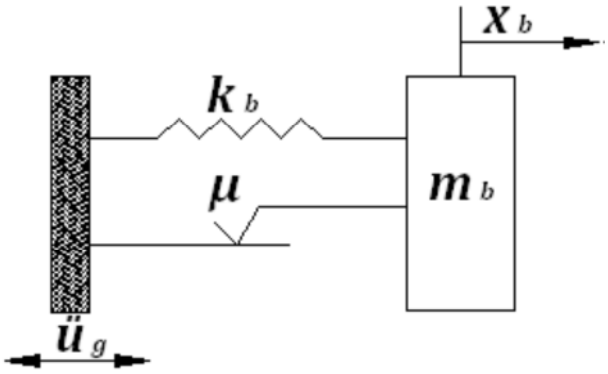


Figure III.4. Modèle mathématique pour un système d'isolation à pendule de friction(FPS)[2]

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

$$\mathbf{F = \frac{W}{R} x_b + \mu W sgn(\dot{x}_b) = -m_b \ddot{u}_g} \qquad (3.8)$$

$\boldsymbol{x_b}$**:** Le déplacement de la base.

$\boldsymbol{R}$: Le rayon de courbure de la surface sphérique concave de glissement.

$\boldsymbol{W}$: 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 :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F = 0 \qquad (3.9)$$

Remplaçant l'équation (3.8) dans l'équation (3.9), on aura :

$$\mathbf{m_b\ddot{x}_b + \left(\frac{W}{R}\right)x_b + \mu W sgn(\dot{x}_b) = -m_b\ddot{u}_g} \qquad (3.10)$$

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(10)

III.2.3.2. Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS) :

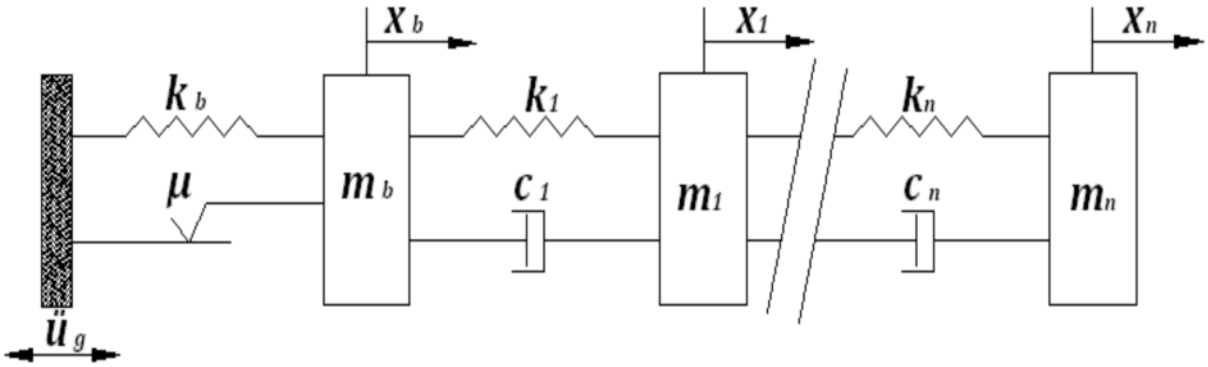


Figure III.5. Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à pendule de friction (FPS) [2].

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

$$\mathbf{(m_b + M)\ddot{x}_b + \frac{W}{R}x_b + \mu W sgn(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^{n} m_i\,\ddot{x}_i + \sum_{i=1}^{n} c_i\,\dot{x}_i + \sum_{i=1}^{n} k_i\,x_i}$$

$$\mathbf{= -(m_b + M)\ddot{u}_g} \qquad (3.11)$$

Avec : $\mathbf{M = \sum_{i=1}^{n} m_i}$ $\qquad (3.12)$

III.3.Caractéristique mécaniques des isolateurs :

L'objectif principal de la procédure de conception des isolateurs est d'aide ingénieur de conception préliminaire dans le dimensionnement des isolants nécessaires pour un Projet donné. Pour plus d'information le lecteur est invité à lire le récent manuel par Kelly pour un très détaillée des caractéristiques mécaniques [5].

III.3.1. Isolateur en élastomère fretté (NRB) :

Pour un tampon circulaire d'un diamètre de Φ et une seule couche en caoutchouc épaisseur t

$$S = \frac{\Phi}{4t} \qquad (3.13)$$

Il et généralement prix entre 10 et 20

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \qquad (3.14)$$

La rigidité vertical et donné par :

$$K_v = \frac{E_c}{t_r} A_c \qquad (3.15)$$

Avec Ec est le module de compression composite caoutchouc-acier et As est l'aire d'une plaque de calage en acier. Pour un tampon circulaire sans des trous dans le centre.

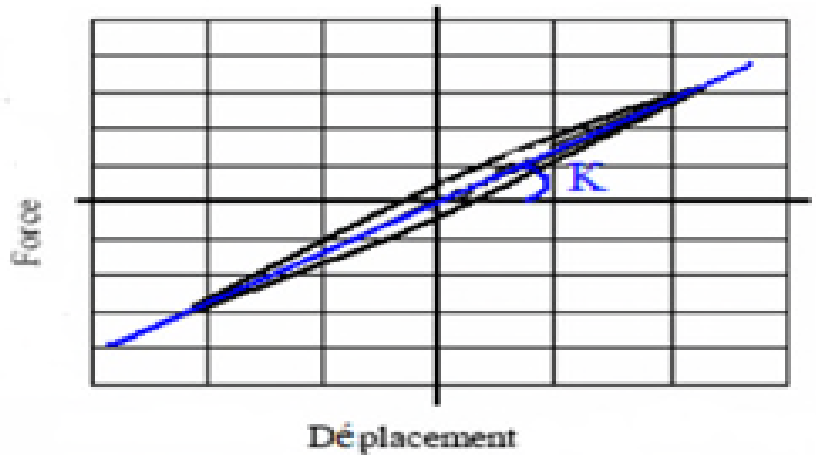


Figure III.6. Loi de comportement d'un isolateur type (NRB) [5]

III.3.2. Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB) :

L'élastomère avec barreau de plomb est un système non linéaire qui peut être très efficace. Idéalisée en termes de courbe force-déformation bilinéaire avec des valeurs constantes à travers de nombreux cycles de chargement (Figure III.7).

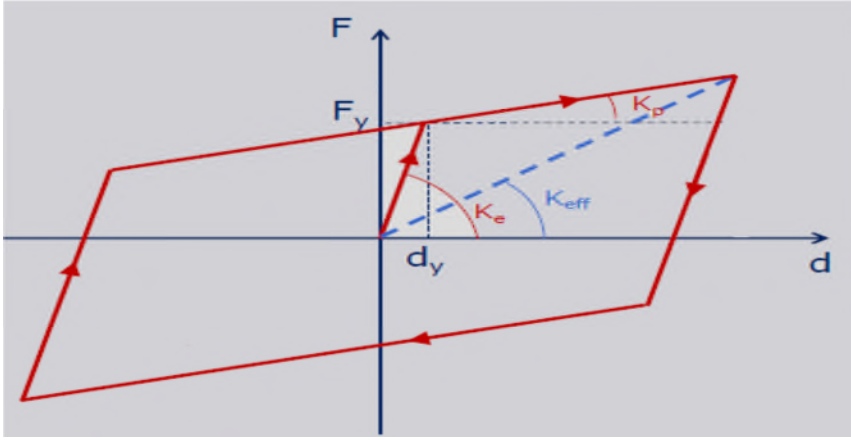


Figure III.7. Loi de comportement d'un isolateur type (LRB) [1]

Avec :

Q : Résistance caractérisée

Ke : Rigidité élastique

Kp : Rigidité post-élastique

Keff : La rigidité effective

D : le déplacement maximum de l'appui

Dy : Déplacement élastique de l'appui

Fy : La force de plastification de l'isolateur

La rigidité effective Keff et le déplacement maximum de conception *D* de l'appui sont donnés par les formules suivant :

$$K_{eff} = \frac{N}{g}\left(\frac{2\pi}{T_d}\right)^2 \qquad (3.16)$$

$$D = \frac{gcT_c}{4\pi^{2B_d}} \qquad (3.17)$$

Avec : C= ZNS

La déformation de plastification au cisaillement du plomb est de :

$$\mathbf{D_y = e_p \frac{\tau_{py}}{G_p}} \qquad (3.18)$$

Avec :

ep : l'épaisseur de l'isolateur

τpy : La contrainte de plastification du plomb

Gp : Le module de déformations par cisaillements du plomb

La rigidité non linéaire et donné par :

$$\mathbf{K_p = \frac{GA}{t_r}} \qquad (3.19)$$

Où G est le module de cisaillement du caoutchouc. , A est la surface de section transversale totale du tampon, et tr l'épaisseur totale de caoutchouc la rigidité linéaire Ke et pris entre 6.5 à 10 Kp

$$\mathbf{K_e = (6.5)a(10)K_p} \qquad (3.20)$$

La force de plastification de l'isolateur et donner par :

$$\mathbf{F_y = \varrho + K_p D_y} \qquad (3.21)$$

Avec :

$$\varrho = \frac{\pi \beta_{eff} K_{eff} D^2}{2(D - D_y)^2} \qquad (3.22)$$

III.3.3. Isolateur en pendule à friction (FPS) :

Si la charge sur un isolateur FPS est W, et le rayon de courbure de la parabole FPS est R, alors la rigidité horizontale de l'isolateur peut être définie pour la conception que :

$$K_p = \frac{W}{R} \qquad (3.23)$$

$$K_e = 50.K_p \qquad (3.24)$$

Ou :

$$K_e = 100.K_p \qquad (3.25)$$

La période naturelle du FPS du système isolé est seulement une fonction de R.

$$T = 2\pi\sqrt{R/g} \qquad (3.26)$$

La rigidité effective (crête-à-crête) de l'isolateur est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \qquad (3.27)$$

Ou :

μ: le coefficient de frottement.

L'amortissement fournies par le système, β, est une fonction du déplacement horizontal et peut être obtenu à partir de :

$$\beta = \frac{2}{\pi}\frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \qquad (3.28)$$

Une estimation de la montée de la structure (déplacement vertical) à la suite d'un mouvement le long de la surface courbe de l'isolateur peut être obtenu à partir de :

$$\delta_v \cong \frac{D^2}{2R} \qquad (3.29)$$

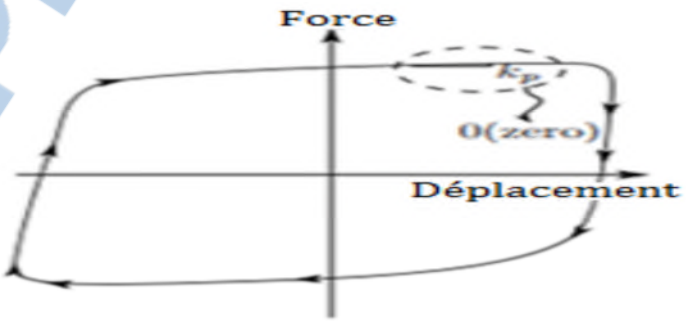


Figure III.8. Loi de comportement d'un isolateur type (FPS) [2]

Rapport-Gratuit.com

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(III.9)

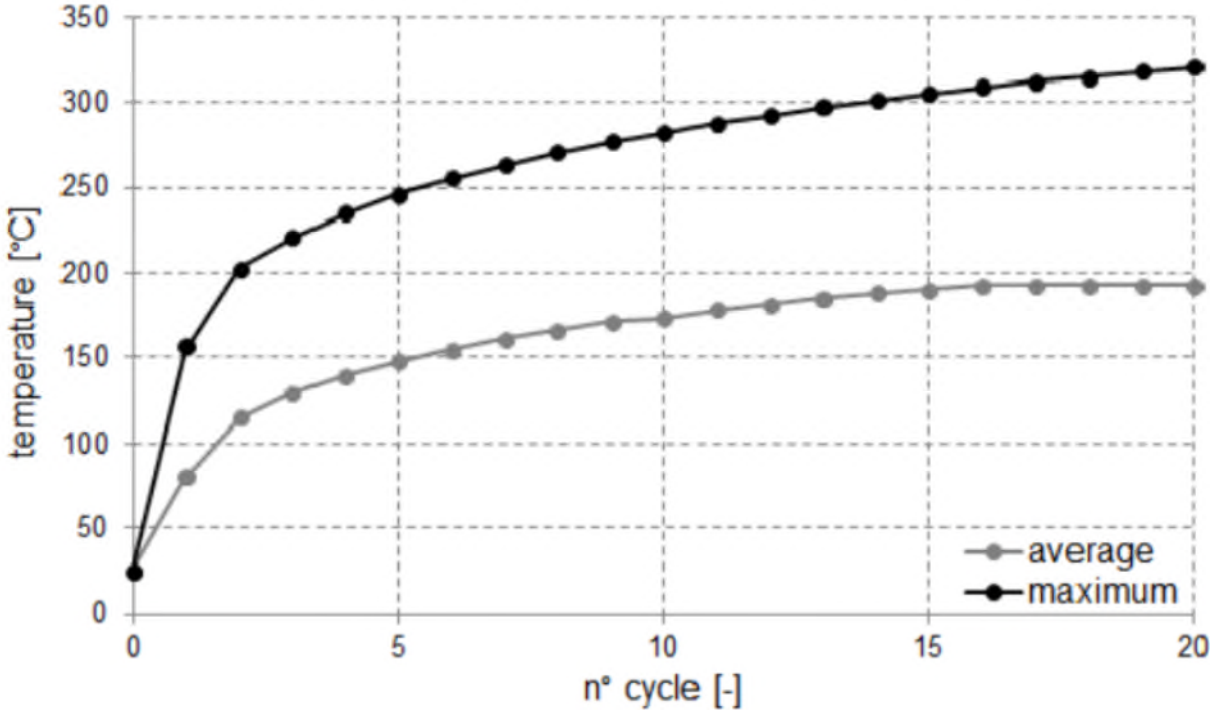


Figure III.9. Variation de la température moyenne et maximale sur la surface de glissement du système FPS [3]

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.

L'appui 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.

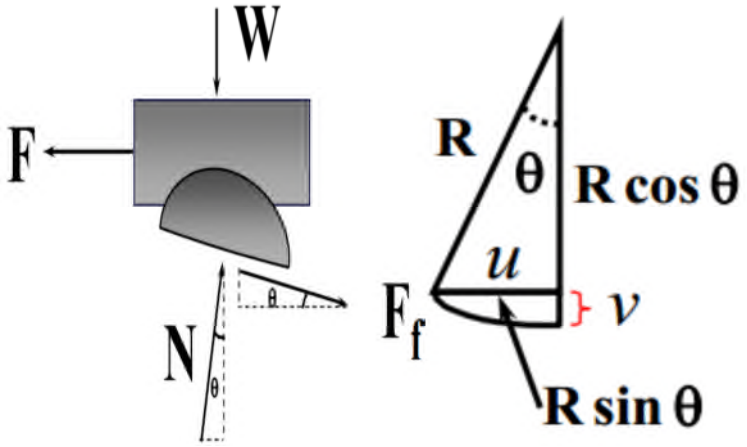


Figure III.10. Bilan des forces d'un système FPS [7]

III.4. Méthodes de calcul des constructions isolées :

A l'instar des méthodes de conception conventionnelle, l'isolation parasismique est régie par des règlements de calcul selon le code américain UBC 97 (Uniform Building Code) et le code international IBC (International Building Code).

Le FEMA-273 et le FEMA-274, qui sont publiées par la Federal Emergency Management Agency (14-44, 14-45), sont très semblables à ceux de l'IBC-2000 à une exception près. Le FEMA-273 permet une nouvelle approche de l'analyse statique appelé Analyse non linéaire.

Les constructions isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes à savoir :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse (response spectrum analysis
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (Time History Analysis)

III.4.1. Méthode statique :

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes :

Les structures sont situées à plus de 10 Km d'une faille active.

Le sol est de type S_1 (sol ferme), S_2 (sol moyen), S_3 (sol meuble) ou S_4 (sol très meuble).

La hauteur de la superstructure ne doit pas dépasser 20 m (4 niveaux).

La période maximale de la structure isolée est inférieure ou égale à 3.0 secondes.

La structure au-dessus du système d'isolation est de forme régulière

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Et Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- 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.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel [18]

III.4.2. La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse :

L'analyse dynamique peut être utilisée dans tous les cas et doit être utilisé si les conditions mentionnées à l'adéquation de l'analyse statique ne sont pas satisfaits. L'analyse dynamique peut prendre la forme d'analyse de spectre de réponse ou d'analyse temps-histoire.

L'application de la méthode dynamique modale spectrale est exigée dans les cas suivants :

- ✓ La structure au-dessus du plan d'isolation est irrégulière.
- ✓ La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- ✓ La période effective de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe (TD > 3 TF).

III.4.3. La méthode d'analyse par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accèlèrogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées; elle nécessite un ou plusieurs accèlèrogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure [5].

Chapitre VI :

Présentation de l'ouvrage

VI.1. Introduction :

Dans le cadre de l'aménagement des réseaux routiers, il a été confié à la SEROR l'étude et la réalisation d'un ouvrage d'art sur oued EL ABTAL à Nord-est de wilaya de mascara objet de cette étude.

VI.2. Situation:

L'ouvrage est situé sur l'évitement d'oued El ABTAL au PK 3+357

VI.3. Description:

Il s'agit d'un pont à un biais de **90°**, et de **51.4m** de longueur avec une combinaison de travée de **(2x25.70) m** et une largeur de **10m**, Le tablier est constitué de poutres en **T** précontraintes préfabriquées de **1.33 m** de haut à une travée isostatique de **25.70m**, les poutres au nombre de sept **(07)** et espacées de **1.50m** sont surmontées d'une dalle en béton armé de **0.25m** d'épaisseur.

- **appuis :** Le pont repose sur deux culées et une pile en béton armé. Qui même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux forés en béton armé. La protection des remblais est assurée par les murs en retour
- **fondations :** L'étude géotechnique établie par EURL SAFESC préconise des fondations profondes sur Pieux forés.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI.4. REGLEMENTATION:

VI.4.1. Règlements et Normes :

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- Règlement B A E L 91 pour le calcul du béton armé.
- Règlement BP E L 91 pour le calcul du béton précontraint.
- Règlement RPOA 2008 (calculs sismiques).
- C.P.C : surcharges routières Fascicule 61 titre II.

VI.4.2. Logiciel utilisés :

- Sap 2000 v 14.2 pour l'analyse structurale.

VI.4.3.Caractéristiques des matériaux :

Béton armé :

- . Type de béton : B25
- · Dosage : 350 kg/m3
- · Résistance à la compression à 28 jours : fc28 = 25 MPa
- · Résistance à la traction à 28 jours : ft28 = 2.1 MPa

Acier :

- · Acier à haute adhérence (HA) : Fe E 400 Fe = 400 MPa
- . Acier ronds lisses adhérence (Adx) Fe E 240 Fe = 240 MPa

VI.5.Pré dimensionnement de la superstructure :

Le dimensionnement se fait selon les recommandations du guide SETRA des ponts routiers à poutres.

On va déterminer la section de la poutre, l'espacement et le nombre des poutres.

VI.5.1 Longueur des travées :

Le pont comporte 02 travées de 25.70 m, la longueur totale égale à 51.4m (voir plans).

VI.5.2 Largeur des voies :

La largeur d'une voie est de 3,5m, La largeur totale du tablier est de 10 m (voir plans).

VI.5.3 Hauteur des poutres :

L : longueur utile d'une travée.

L=25.70 m

$L/22<H<L/15 \rightarrow 1.17<h<1.71$

On prend **h=1.5m**

VI.5.4 La largeur de la dalle de compression :

$0.6h<b<0.7h \rightarrow 0.6*(1.33) <b<0.7*(1.33) \rightarrow 0.798<b<0.93$

Donc on prend **b=0.85m**

b : largeur de la table de compression.

h : hauteur de la poutre

VI.5.5 Espacement des poutres :

T : épaisseur de la dalle du tablier

T=25cm Selon l'épaisseur recommandée par le guide SETRA

d<0.85+12*(0.25)=3.85 on prend **d= 1.5 m**

VI.5.6 Nombre des poutres :

N= (l/t+d) +1 ➔N = 10/1.5+1 =>N=7 poutres

VI.5.7 Largeur De Talons :

Pour déterminer l'épaisseur du talon bt on utilise la formule :

Avec :

K : coefficient sans dimensions 950 ≤k ≤1200

h : la hauteur de la poutre =1.33 m

L : longueur de la travée =25.70m

On fixe k =1200(cas le plus défavorable)

bt>1/1200*(25.70/1.33)^2= 4.24 m

D'où bt =4.24/7 7 : nbre des poutres

VI.5.8. Épaisseur de la table de compression :

12< ep1 <15 on prend ep1**=10 cm**

VI.6. Descente de charge:

VI.6.1. Charge permanente :

Tablier de 25.70 m

- Poutres :

g=γb*N (S1 L1+2S2 L2+2 (S1+S2)/2 L3)

2.5x7x [(0.4506x14.85) +2x (0.5505x4.97) +2x (0.6626x0.45)] = 223.29t

223.29 t / 25.70 m = 8.68 t/ml

- Dalle+pré dalle :

2.5 x 10 x 0.25 = 6.25 t / ml

- Revêtement :

0.08 x 7.5 x 2.2 = 1.32 t / ml

- Garde de corps :

2 x 0.1 = 0.2 t / ml

- Corniche+ Trottoir :

2 x 1.12 = 2.24 t / ml

- Poutre Principale entretoises :

[0.86 x 0.3 x 1.18] x 2 x 2.5 x 2 = 9.12 tù) G = 8.68 + 6.25 + 1.32 + 0.2 + 2.24 = 18.69 t /ml

Charges permanents totales par ml G = 18.69 t / ml

Poids total du tablier G = (18.69 x 25.70) x 9.12 = 489.45 t

VI.6.2. Surcharges :

- **Système A(L) :**

Surcharge	Les données	Les formules	Les résultats
$\boldsymbol{A(L)}$	$a_2 = 0.933$ $L = 25.70m$ $a_1 = 1$ $V_0 = 3.5m$ $V = 3.75m$	$A(L) = 230 + \frac{36000}{(L+12)}$ $a_2 = \frac{V_0}{V}$ $Q_{A(l)} = A(L) \times a_1 \times a_2$	$A(L) = 1.184\ t/m^2$ $Q_{A(l)} = 1.104\ t/m^2$

- **Système BC :**

Surcharge	Les données	Les formules	Les résultats
$\boldsymbol{Bc}$	$G = 489.45$ t $L = 25.70\ m$ $b_c = 1.1$ $B_c = 30\ t$ $N = 4\ camion$	$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times L)} + \frac{0.6}{1+\left(4 \times \frac{G}{S}\right)}$ $S = N \times b_c \times B_c$ $Q_{Bc} = \delta_{bc} \times S$	$\delta_{bc} = 1.10$ $S = 132\ t$ $Q_{Bc} = 145.2\ t$

- **Système Bt :**

Surcharge	Les données	Les formules	Les résultats
$\boldsymbol{Bt}$	$G = 489.45$ t $L = 25.70\ m$ $b_t = 1$ $B_t = 16\ t$ $N = 4\ camion$	$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1+(0.2 \times L)} + \frac{0.6}{1+\left(4 \times \frac{G}{S}\right)}$ $S = N \times b_t \times B_t$ $Q_{Bt} = \delta_{bt} \times S$	$\delta_{bt} = 1.13$ $S = 64\ t$ $Q_{Bt} = 72.32\ t$

- **Système Mc 120 :**

Surcharge	Les données	Les formules	Les résultats
M_{c120}	$G = 489.45$ t $L = 25.70\ m$ $S = 110\ t$	$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times L)} + \frac{0.6}{1 + \left(4 \times \frac{G}{S}\right)}$ $Q_{Mc120} = \delta_{Mc120} \times S$	$\delta_{Mc120} = 1.097$ $S = 110\ t$ $Q_{Mc120} = 120.67\ t$

- **Convoi type D280 :**

Le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 KN dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30m de large et 11m de long .la distance entre des deux des deux rectangle est de 19 m

VI.6.3. Effort sismique :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA

- L'ouvrage étudié est un pont important **Groupe 2**
- est situé dans la wilaya de mascara **Zone II a**
- Le coefficient d'accélération de zone **A=0,20 (g)**
- F = M*Sae(T)

Avec :

(Sae) Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontales et vertical est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage.

VI.6.3.1. Composantes horizontales :

$$\mathbf{Sae(T,\zeta)}\left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} \mathbf{AgS}\left(\mathbf{1} + \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{T_1}}(\mathbf{2,5\eta - 1})\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS}\left(\frac{\mathbf{T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3s} \\ \mathbf{2,5\eta AgS}\left(\frac{\mathbf{3T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T \ge 3s} \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (g=9,81m/s²)

A : coefficient d'accélération (A=0,20)

S : coefficient de site

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement Pour le béton armé : ζ = 5

η : facteur de correction de l'amortissement($\boldsymbol{\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)}}$=1

Catégorie de site S2⇨ $\begin{cases} \mathbf{T_1} = 0{,}15 \\ \mathbf{T_2} = 0{,}40 \\ \mathbf{S} = 1.1 \end{cases}$

VI.6.3.2. Composantes verticales :

$$\mathbf{Sae^{v}(T,\zeta)}\left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} \mathbf{Ag\alpha}\left(\mathbf{1} + \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{T_1}}(\mathbf{2,5\eta - 1})\right) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2,5\eta Ag\alpha} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2,5\eta Ag\alpha}\left(\frac{\mathbf{T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3s} \\ \mathbf{2,5\eta Ag\alpha}\left(\frac{\mathbf{3T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T \ge 3s} \end{cases}$$

M : La masse du tablier+masse de la moitié supérieure des piles +20% charge exploitation

Sae(T) : L'accélération spectrale du spectre à la période fondamentale T

T : Période fondamentale

$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

K : Raideur du système

Cette force horizontale se répartit sur chaque appui (i) $F(i) = \frac{Ki}{K} \times F$

Avec :

Ki : Raideur pour chaque appui ;

F : La force horizontale appliquée au tablier.

- Pour L = 25.70

M = 1064.01 t

K = 4702.4063 x 10

T = 0.944 s

Sae(T) /g = 0.233Horizontal ⟶ $Fh = 1064.01 \times 0.233 = 247.91\ t$

Avec :$h = M \times Sae(T)\ /g$

VI.7. Vérification De La Stabilité De La Culée :

VI.7.1.Efforts verticaux :

- **Poids propre de la culée** *:*

Eléments_	**Application Numérique**	**Vi(t)**
murs garde grève	1,85 x 0.25 x 10 x 2.5	11,56
corbeau g	0.5 x 0.4 x 8,8 x 2.5	4,40
	1/2 x 0.55 x 0.55 x 8,8 x 2.5	1,66
murs de front	4,25 x 1.1 x 10 x 2.5	116,88
dalle de transition	0.3 x 4 x 8,8 x 2.5	26,40
murs de retour	6,05 x 3.5 x 0.6 x 2,5	31,76
	1 x 5,14 x 0.6 x 2.5	7,71
	2,92 x 5,14 x 0.6 x 2.5	11,26
Semelle	1.5 x 6 x 11,40 x 2.5	256,50
TOTAL		**468,13**

- **Poussée des terres** :

$$Ph = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec : Ka : Coefficient actif de poussée

$$Ka = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}) = 0{,}333$$ Avec φ = 30°

γ : Poids volumique du remblai = 2 t/m³

h : Hauteur totale de la culée H = 7.55 m

L : Longueur du mur de front L = 10 m

$$Ph = \frac{1}{2} \times 0{,}333 \times 2 \times (7.55)^2 \times 10 = \mathbf{164.83}$$

- **Poids des terres *:***

-Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai ;

-Sur le patin (droite) : $P_{td} = 3.65 \times 6.05 \times 10 \times 2 = \mathbf{388.65\ t}$

- **Surcharge de remblai *:***

La surcharge du remblai supportant une chaussée q = 1 t/m².

Majorée de 20% = 1,2 t/m².

- **Poussée de la surcharge**

$$Ph = Ka \times q \times h \times L$$

$$Ph = 0.333 \times 1{,}2 \times 6.05 \times 10$$

$$\boldsymbol{Ph = 21.27\ t}$$

$$Pv = 3.65 \times 1{,}2 \times 10$$

$$\boldsymbol{Pv = 38.54\ t}$$

- **La poussée dynamique des terres**

$$Fad = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[(1 \pm k_v)\, K_{ad} - K_a\right]$$

$k_h = A = 0.20$ (Coefficient d'accélération de zone groupe 2 (Pont important)).

$$k_v = 0.3\, k_h = 0.06$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

MONOBE- OKABE

Avec: $K_{ad} = \dfrac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^2} = \dfrac{\cos^2(19.32)}{\cos^2(10.68)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(30)\sin(19.32)}{\cos(10.68)\cos(0)}}\right]^2} = 0.463$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.2}{1 \pm 0.06}\right) = 10.68°$

H : La hauteur du mur (H = 7.5 m).

γ : Le pois volumique des terres (γ = 2 t/m^3).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion (φ = 30°).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. (β = 0).

$Fad = 8.875\ t/ml.$

- **La poussée due à la surcharge :**

$Fad\ (q) = q \times H\ [(1 \pm kv)\ Kad]$

$$Fad\ (q) = 4.417\ t/ml$$

VI.7.2. La dalle de Transition :

VI.7.2.1.Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle : 0.3 x 1 x 2.5 = 0.75 t /ml.

- Poids propre des terres : 1 x 2 x 1.50 = 3 t/ml.

- Surcharge remblai : 1 x 1.2 = 1.2 t/ml.

- Revêtement de la chaussée : 0.08 x 1 x 2.2 = 0.176 t/ml.

Σ q = 5.126 KN/ml.

VI.7.2.2.Ferraillage de la dalle :

- **E.L.U :**

$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.75 + 3 + 0.176) + 1.5 \times 1.2$

$qu = 7.1\ t/ml.$

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.1 \times 4^2}{8} = 14.2\ t.m$$

- **l'E.L.S :**

$qs = G + Q = 0.75 + 3 + 0.176 + 1.2 = 5.126\ t/ml$

$$Ms = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{5.126 \times 4^2}{8} = 10.252\ t.m.$$

On adoptera : **7T20 e = 20** (21.99 cm^2)

Avec : b = 1.00 m

h = 0.30 m

d = 0,27 m

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4}$ **= 5.5 cm²**

On prend **5 T 14 = 7.71 cm²**

- **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$Vu = (qu \times l)/2 = (7.1 \times 4)/2 = 14.2\ t$$

$$\tau u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

τ_u = 352.59 t / m < 116.66 t / m condition vérifié

VI.8. Etude de la pile :

VI.8.1. Détermination des sollicitations :

VI.8.1.1.Efforts verticaux :

a) **Charges permanentes :**

Les charges	V(t)
P. propre du tablier	**489.725**
Surcharge MC120	**120.03**
Chevêtre	**67.50**
Pile	**67.67**
semelle	**216**

b) Effort horizontaux :

Les efforts	V(T)
efforts de freinage	**8.56**
V.L.T	**0**
Effort séismique	**70.78**

VI.8.2. Vérification La Stabilité et Les Contraintes Sous Semelle :

VI.8.2.1. Ferraillage de la pile :

On prévoit un ferraillage minimal donné par le R.P.O.A.

- **Armatures longitudinales :**

0.5% < p_g < 3%

A_{min} = 0.9 % x B = 85.48 cm^2 ;

On adopte un ferraillage de **20HA25 = 98.2cm^2** avec un espacement de **e = 20 cm**

- **Armatures transversales :**

$At \geq \frac{Al}{16} \times \frac{fel}{fet} \times \frac{St}{100}$

Avec :

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{el}, f_{et}: Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

S_t : L'espacement des armatures transversales

S_t = min [24ϕ_t ; 8ϕ_l ; 0.25d]

Avec:

ϕ_t: Diamètre des armatures longitudinales

ϕ_l : Diamètre des armatures transversales

d : Hauteur utile

$S_t = 200mm$

$\Rightarrow At \geq \frac{98.2}{16} \times \frac{400}{235} \times \frac{200}{100}$; $\Rightarrow At \geq 20.89$ donc on prend T14

Espacement d'après R.P.O.A :

- Zone critique : ⇒ esp = 15 cm.
- Zone courante : ⇒ esp = 20 cm.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

VI.8.3. Les réactions des pieux de la pile :

VI.8.3.1.Combinaison fondamentale :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

E.L.U

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées, on a :

$$\begin{cases} Mu = 78.75 \ t.m \\ Nu = 1296.88 \ t \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi.r^2 = 1.1304\ m^2$

On a deux files de 3 pieux : $I = 3 \times 2 \times S \times (1.8)^2 = 19.44 \times S\ m^2$

Avec : $V = 1.8\ m$

Ω : Section des pieux = 6 X S

On a: $\sigma = N/\Omega \pm (M.V)/I$

$R = \sigma . S$ R : La réaction sur chaque pieu

Alors : $R = S(\frac{Nu}{\Omega} \pm \frac{Mu \times V}{I}) \Rightarrow R = (\frac{Nu}{6} \pm \frac{Mu \times V}{19.44})$

D'où : $R1 = (\frac{1296.88}{6} + \frac{2.63 \times 1.8}{19.44}) = 223.43\ t$

$R2 = (\frac{1296.88}{6} - \frac{2.63 \times 1.8}{19.44}) = 208.85\ t$

E.L.S :

$$\begin{cases} Ms = 59.06\ t.m \\ Ns = 990.65\ t \end{cases}$$

On a: $\begin{cases} \sigma = N/\Omega \pm (M.V)/I \\ B = \sigma . S \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} R1 = 170.57t \\ R2 = 159.64\ t \end{cases}$

VI.8.3.2.Combinaison accidentelle :

- **E.L.U acc :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} Mu\ acc = 813.97\ t.m \\ Nu\ acc = 894.17\ t \end{cases}$$

On a: $\begin{cases} \sigma = N/\Omega \pm (M.V)/I \\ B = \sigma . S \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} R1 = 224.40\ t \\ R2 = 73.66\ t \end{cases}$

VI.8.3.3. Ferraillage de la semelle de liaison de la pile :

Efforts obtenus :

N1= 170.57 t

N2= 159.64 t

T1 = (2.075/1.45) x 170.57 = 244.09 t

T2 = (2.075/1.45) x 159.64 = 228.45 t

- ✓ **Les Armatures longitudinales :**

A.inf = (244.09 x10^{-2}/266.66) = 91.53 cm^2, on prendre **22HA25** = 108.02 cm²

(À répartir entre axes des pieux) Soit HA25 esp 15 cm

- ✓ **Armature constructive** :

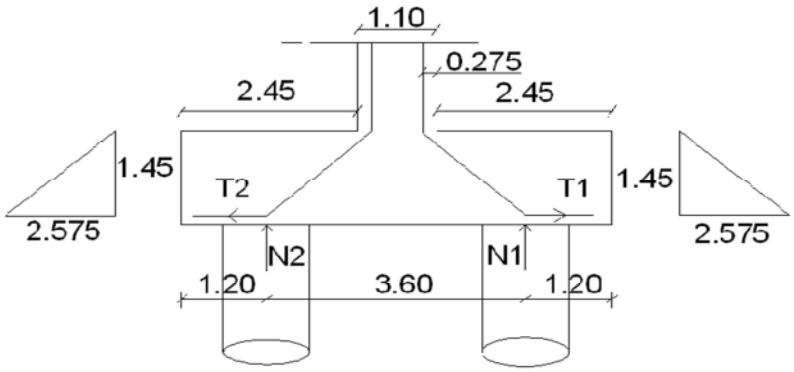
On prendre HA20 esp 15 cm

- ✓ **Les armatures transversales** :

$A_{t.inf}$ =1/4 x A.inf = 108.02/4 = 27 cm², on prendre **15T16** avec esp 20 cm

- ✓ **Armature constructive :**

On prendre HA14 esp 20 cm



- ✓ **Ferraillages des pieux de la pile** :

Efforts obtenus:

N1 = 190.5221 t ; N2 = 182.5180 t ; M = -6.6470 t .m

Ces efforts donnent un ferraillage négligeable, soit un ferraillage minimum de 0.8% x (A. pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique). Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25.

VI.9. Le chevêtre :

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois appuis.

H = 1.5 m ; B = 1.80 m ; L = 9.30 m

T_{ablier} = 489.45 t Mc120 = 120.03t A(L) = 303.99 t

VI.9.1.Combinaison d'action :

E.L.U : 1.35 G + 1,6 A(L)

E.L.U : 1.35 G + 1,6 Bc

E.L.U : 1.35 G + 1.35 Mc120

E.L.S: G + 1, 2 A (L)

E.L.S: G + 1, 2 Bc

E.L.S : G + Mc120

On a modélisé le chevêtre par le logiciel SAP2000 qui donne les résultats suivants :

	Moment en Travée M (t.m)	**Moment en Appui M (t.m)**	**Effort tranchant V (t)**
ELU	67.65	-210.183	297.103
ELS	51.06	-158.468	224.188

VI.9.1.Calcul Du Ferraillage :

Le pourcentage minimum donné par le R.P.O.A est de 0.5% de la section

Amin = 0.5/100 x (1.80 x 1.50) = 135 cm2

Donc on adopte un ferraillage de **22T25 = 108.02 cm2 en appui**

Et 11T20 = 34.54 cm² en travée

VI.9.2.Vérification à l'effort tranchant :

D'après les résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000

$V_{u\,max}$ = 297.103 t.

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b \times d}$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b \times d} = \frac{297.103}{1.50 \times 1.35} = 146.71 \text{ t/m}^2. \\ \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{fc28}{\gamma b} ; 300\right) = 250 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Donc $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ……condition vérifiée.

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \varphi\right) = \min\left(\frac{150}{35}\ ;\ \frac{180}{10}\ ;\ 2.5\right) = 2.5 \text{ cm.}$$

On prend $\Phi =$ 14 mm.

Espacement d'après R.P.A :

- Zone nodale : $esp \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\varphi_L\ ; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow$ **esp = 20 cm.**
- Zone courante : $esp \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ **esp = 40 cm.**

Rapport-Gratuit.com

Chapitre V :

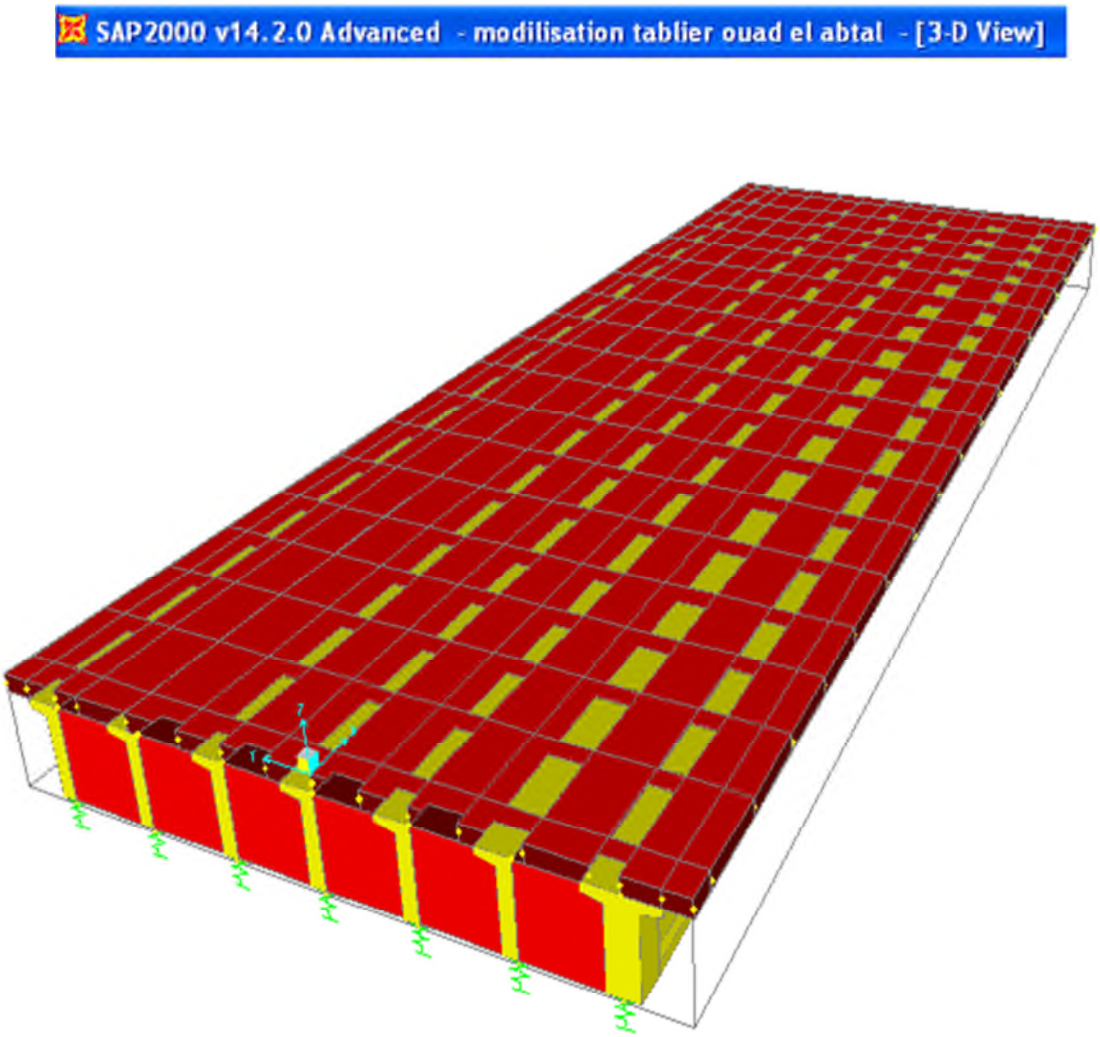
Application des différentes techniques d'isolation sur un pont

V.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à analyser différent systèmes d'isolations et les comparer avec les modèles contreventé et non contreventé, pour évaluer la performance et l'efficacité de ces systèmes.

L'analyse a été faite à l'aide d'un programme numérique des structures en l'occurrence le logiciel SAP 2000.

Ce schéma au-dessous représente la modélisation de pont OUED EL ABTAL



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

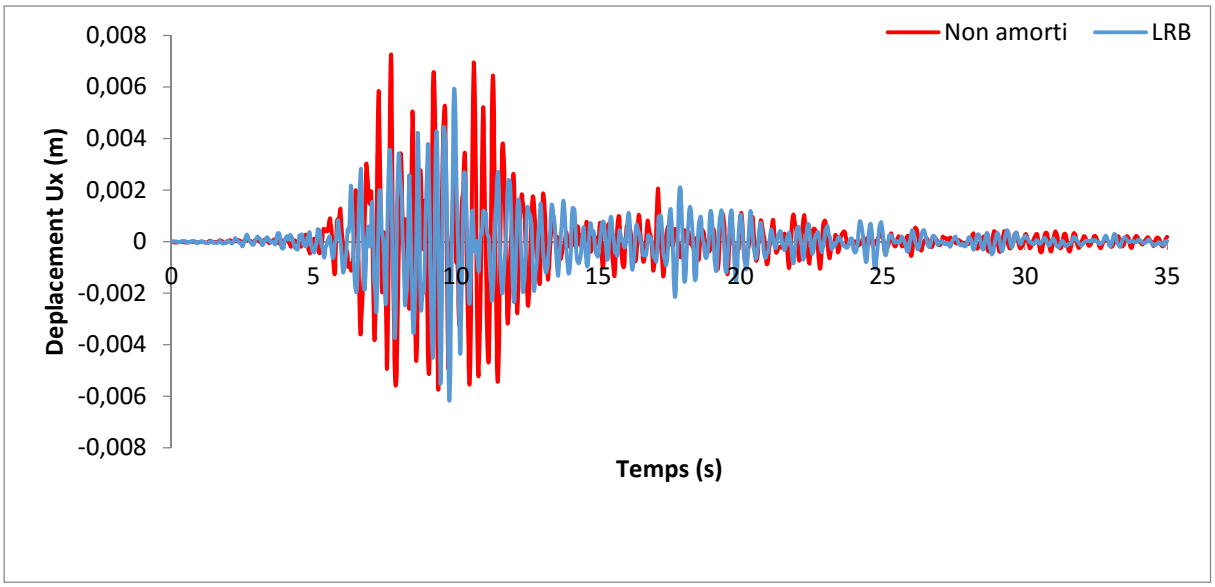
V.2.Analyse des réponses temporelles pour le système LRB

a) Station de keddara (Boumerdes) :

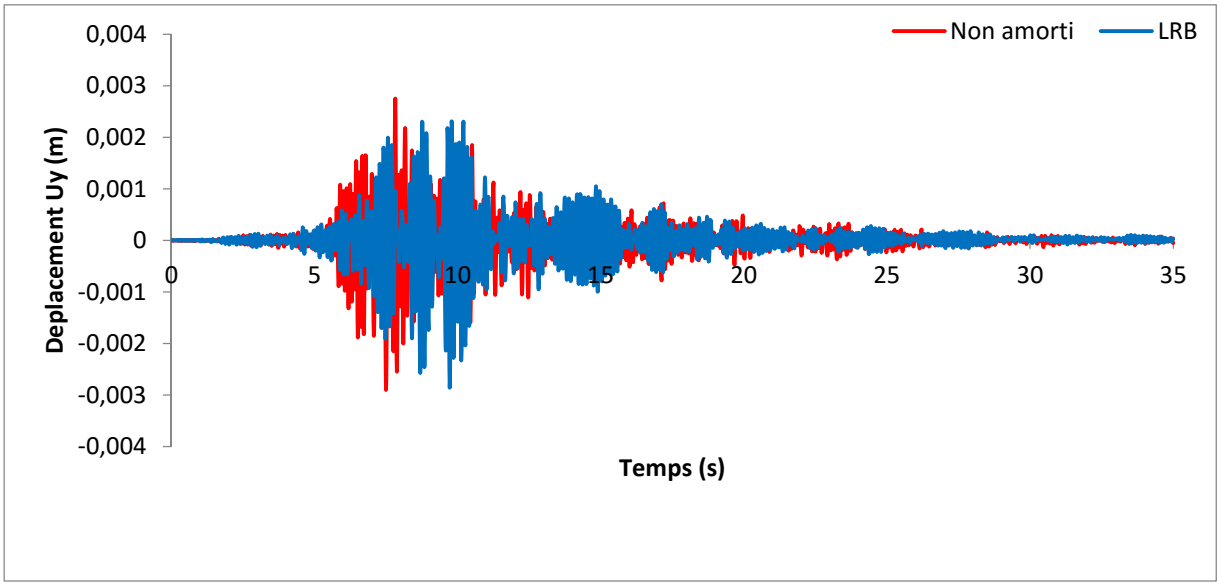
V.2.1. Variation du déplacements, accélérations en fonction du temps :

Les résultats obtenus sont comparés avec les modèles amorti et non amorti comme il est montré dans les (Figure V.1), (Figure V.2), (Figure V.3), (Figure V.4)

L'analyse de la Figure V.1 montre que la variation des déplacements maximaux suivant l'axe X et l'axe Y respectivement du pont isolé et de 23.07% et 30% par rapport au modèle non amorti.

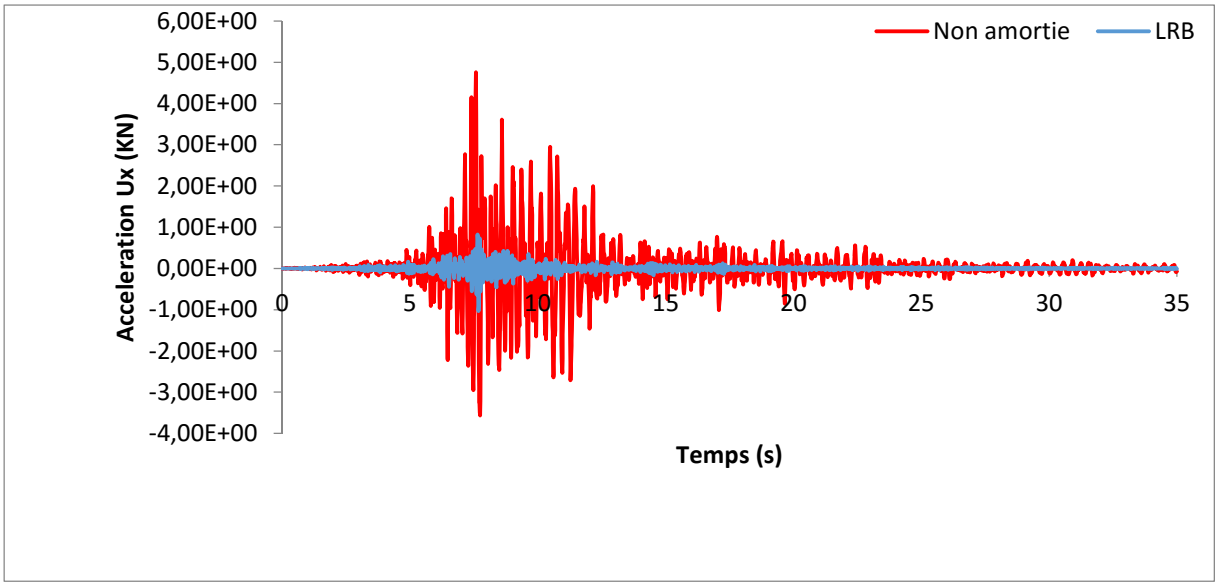


FigureV.1.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

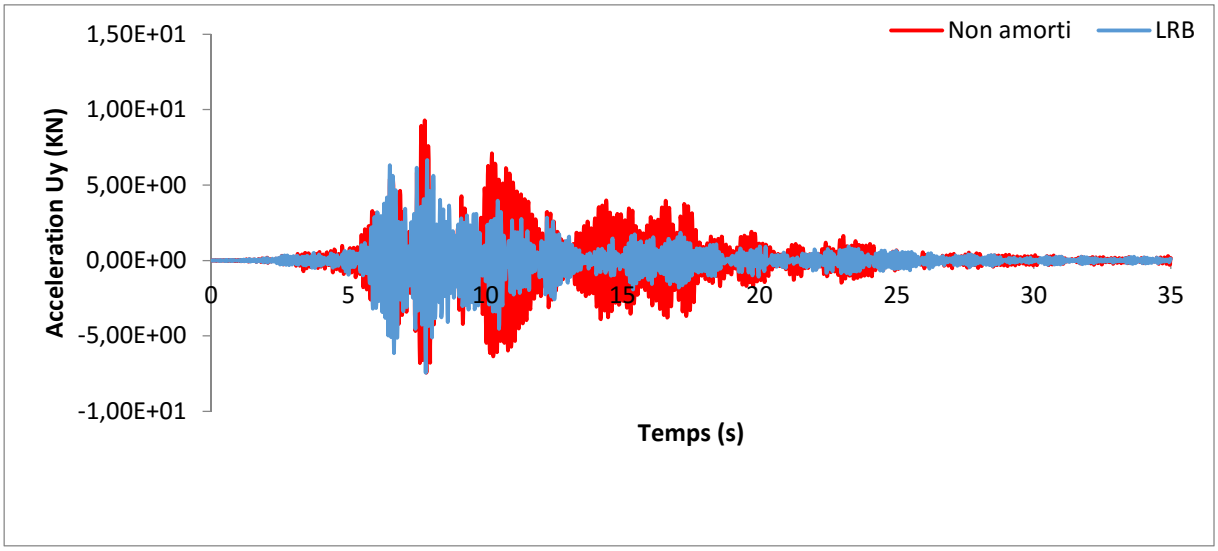


FigureV.2.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La Figure V.2 montre une comparaison des deux modèles en terme d'accélération après l'analyse on constate que l'accélération suivant l'axe X et l'axe Y respectivement du pont amorti est réduite de **80%** et **50%**



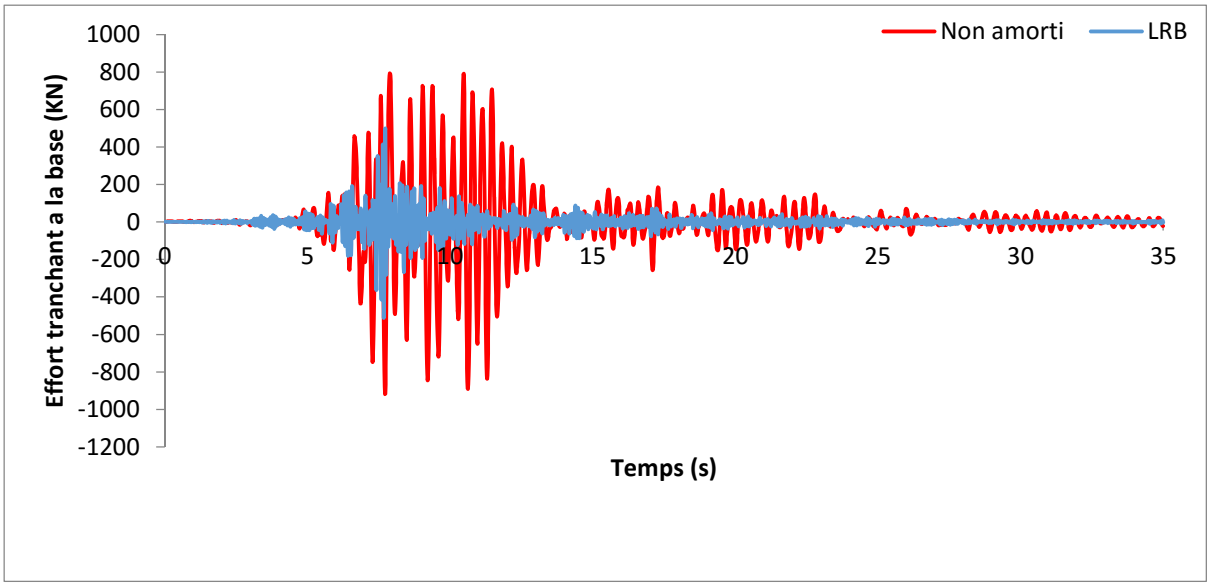
FigureV.3.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X



FigureV.4.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.2.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

L'analyse de la figure V.5 montre l'efficacité du LRB par rapport au modèle non amorti pour la diminution de l'effort tranchant à la base, elle et réduite considérablement de **50%** et ça est due à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.



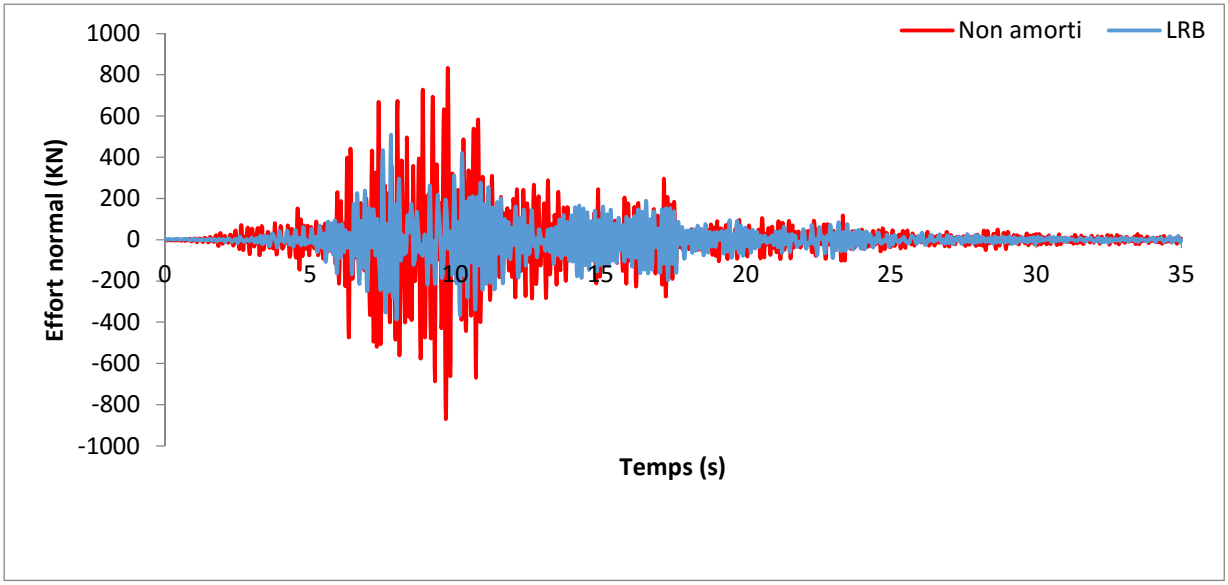
FigureV.5.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.2.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

Les sollicitations maximales dans les éléments les plus sollicités pour le pont isolé sont comparées avec le pont non isolé.

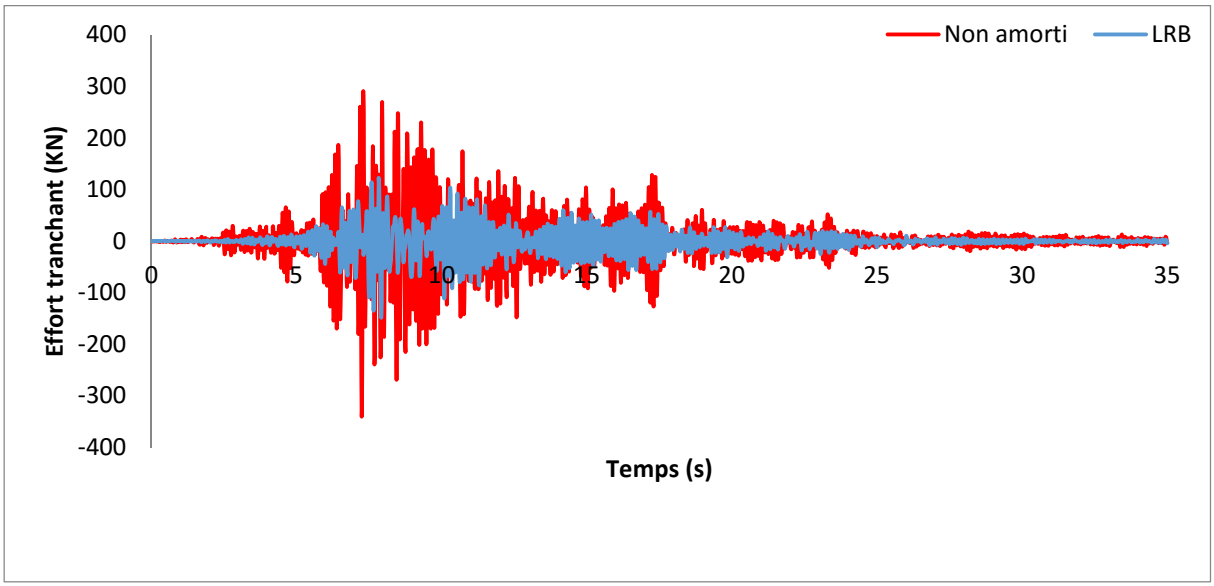
Une analyse temporelle de l'effort normal maximal (N), de l'effort tranchant (V) et le moment (M) a été réalisée (figure V.6, Figure V.7, Figure V.8).

Les résultats ont montré une réduction des trois sollicitations pour le système d'isolation pour atteindre une valeur de **50.58 %** en effort normal (Figure V.6)



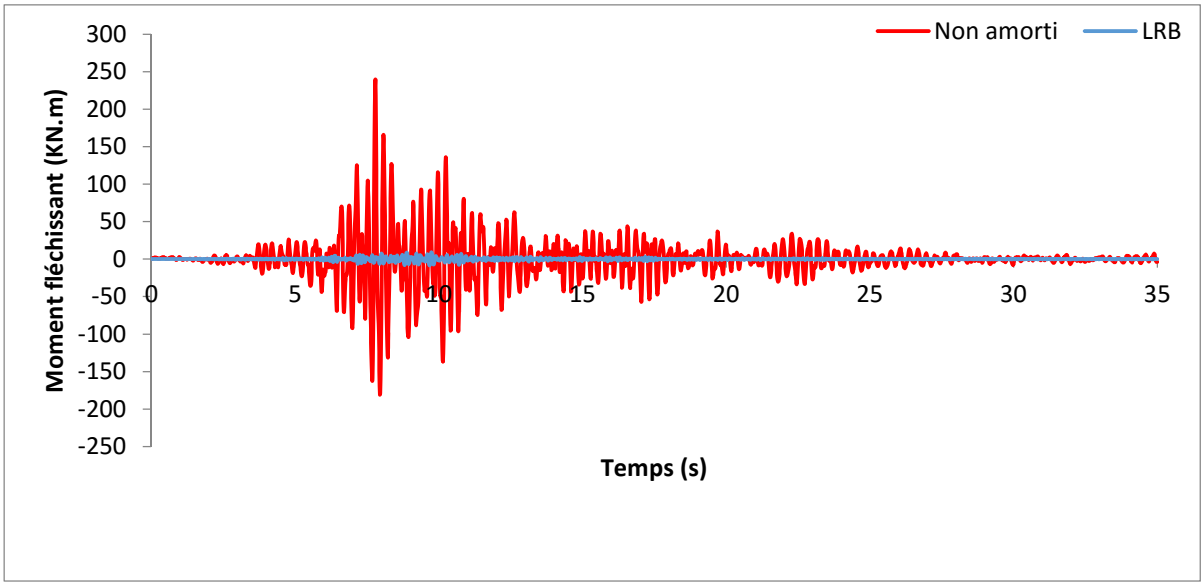
FigureV.6.Réponse temporelle en effort normal

L'effort tranchant (Figure V.7) se diminue considérablement par rapport au modèle non amorti de **63.33%**.



FigureV.7.Réponse temporelle en effort tranchant

Et en dernier lieu le moment fléchissent (figure V.8) s'attenu énormément de **84%.**



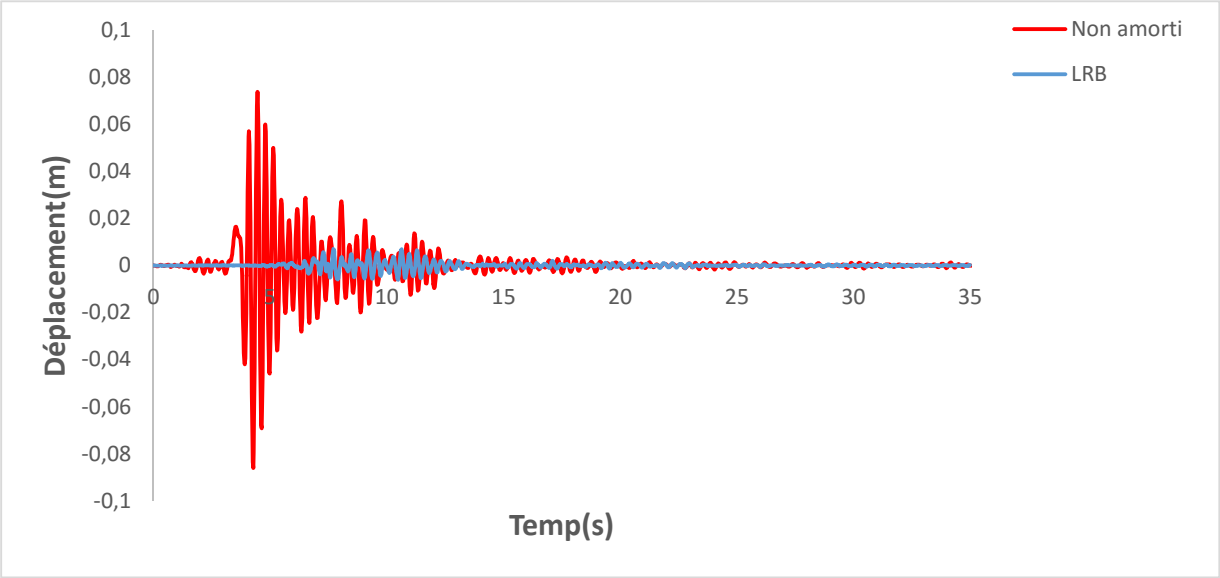
FigureV.8.Réponse temporelle en moment fléchissant

b) Station de Sylmar(Los Angeles) :

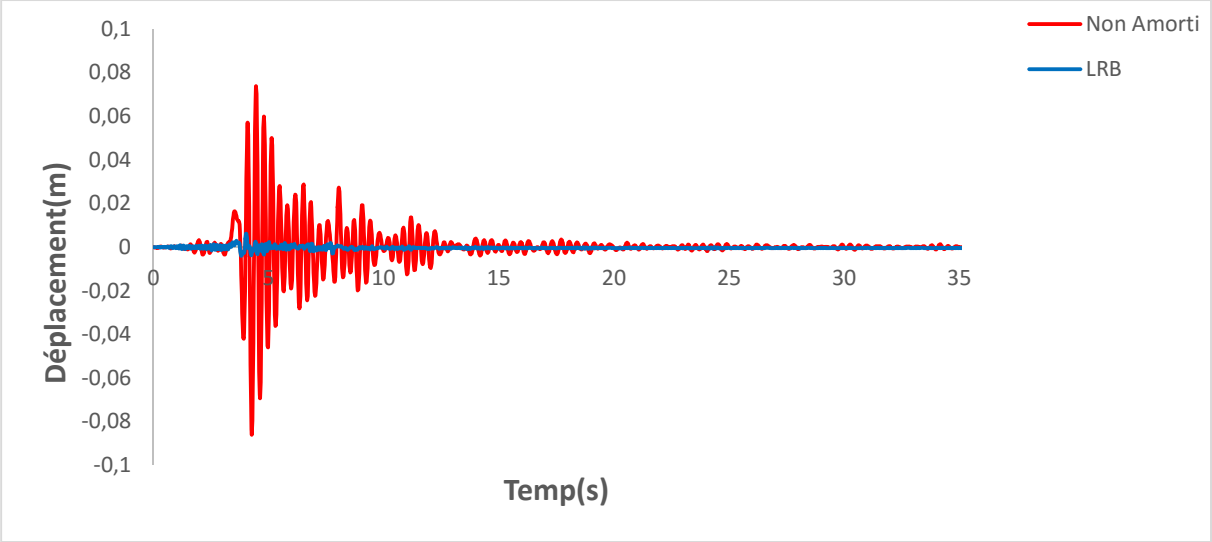
V.2.4. Variation du déplacement, accélérations en fonction du temps :

Les résultats obtenus sont comparée avec les modèles amorti et non amorti et ils sont montrés dans les figures (Figure V.9, Figure V.10, Figure V.11, FigureV.12)

La Figure (V.9) et Figure(V.10) montre que la variation des déplacements maximaux suivant l'axe X et l'axe Y respectivement du LRB et de **85.71% et 90%** par rapport au pont non isolé



FigureV.9.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

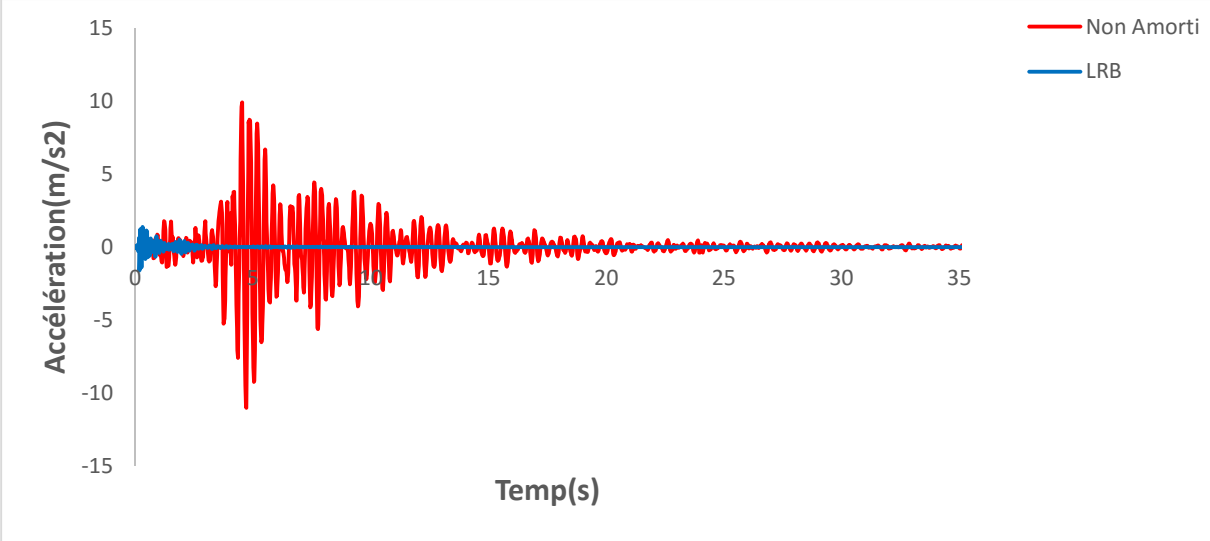


FigureV.10.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

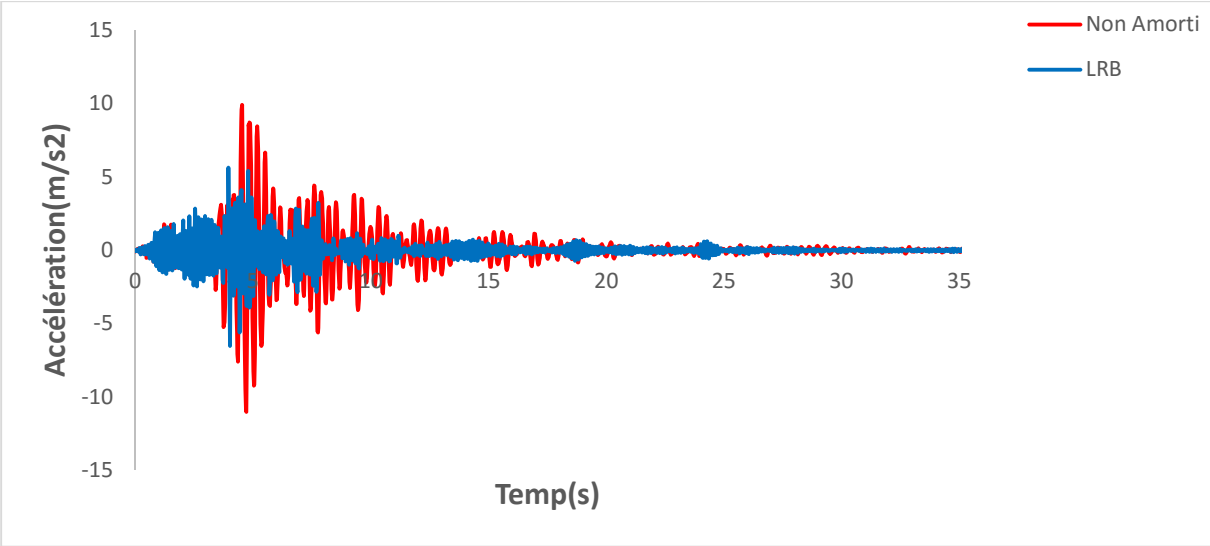
La figure (V.11) et la figure (V.12) montre une comparaison des deux modèles en terme d'accélération.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Après l'analyse on constate que l'accélération de la structure s'attenu de la même valeur de **85%** suivant l'axe X et **40%** pour l'axe Y, et cela et due au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure. Et par conséquent la vitesse d'oscillation de la superstructure diminue.



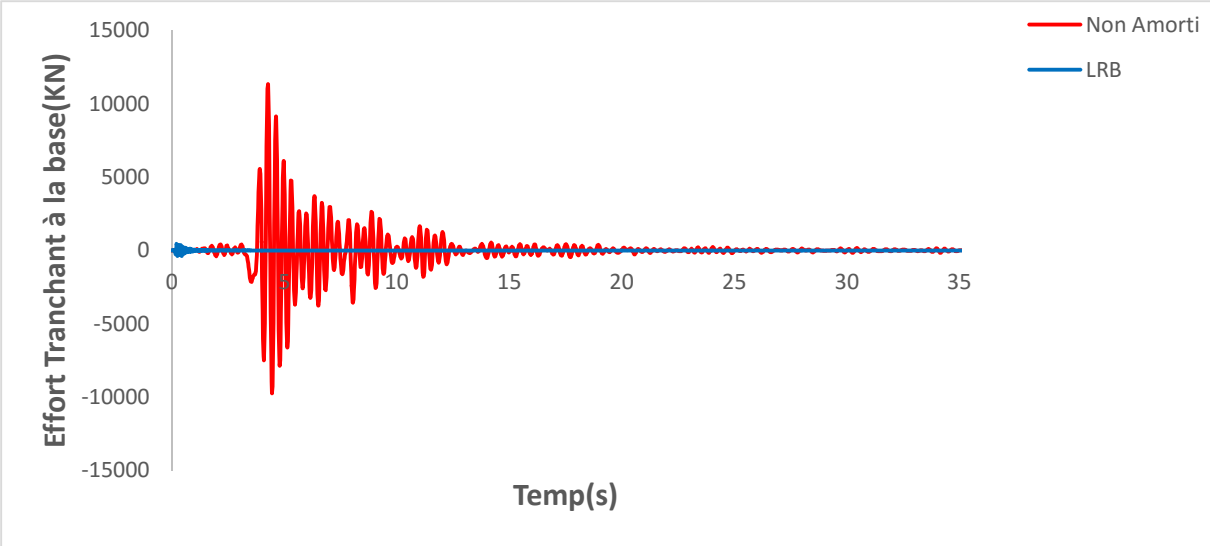
FigureV.11.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X



FigureV.12.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.2.5.Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

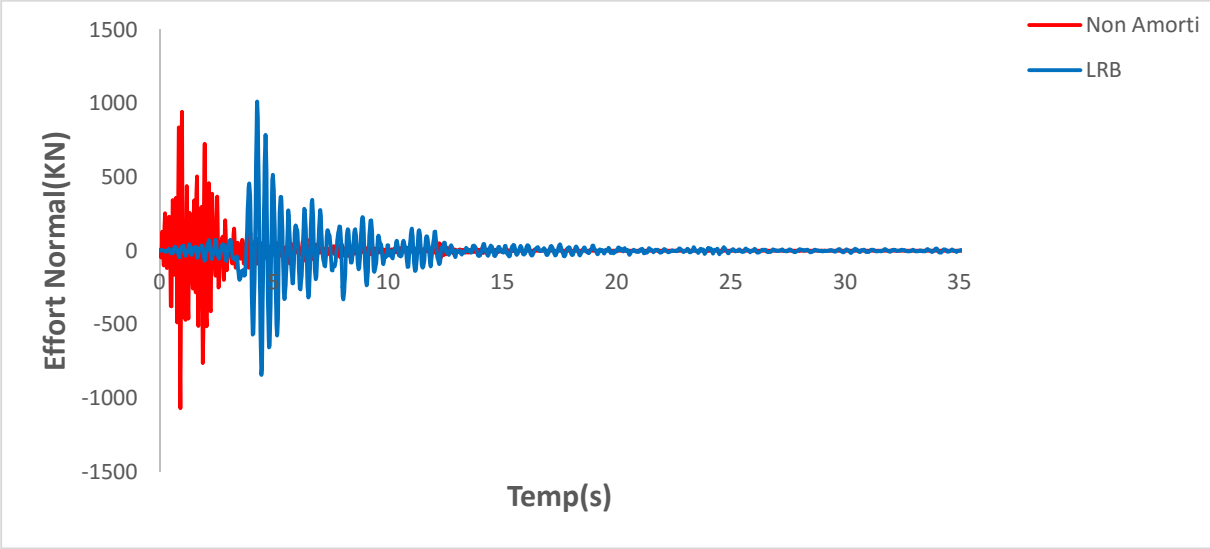
La figure V.13 représente une comparaison de l'effort tranchant à la base pour les deux modèle, les résultats obtenus on montrer que la réduction et considérable de **95%** et ça c'est dû au à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.



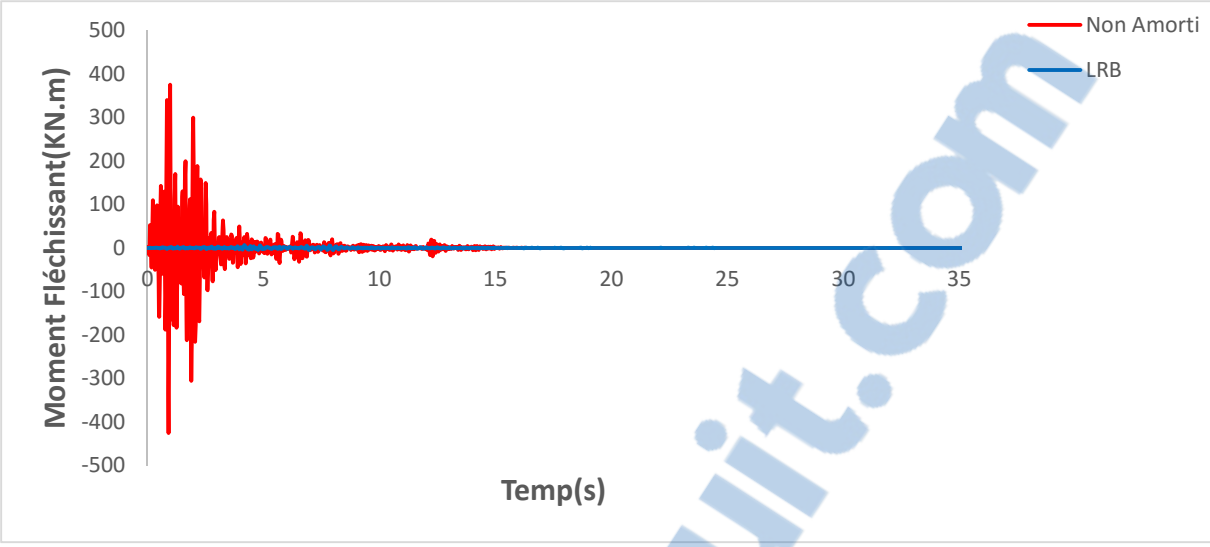
FigureV.13.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.2.6. Variation des sollicitations en fonction du temps :

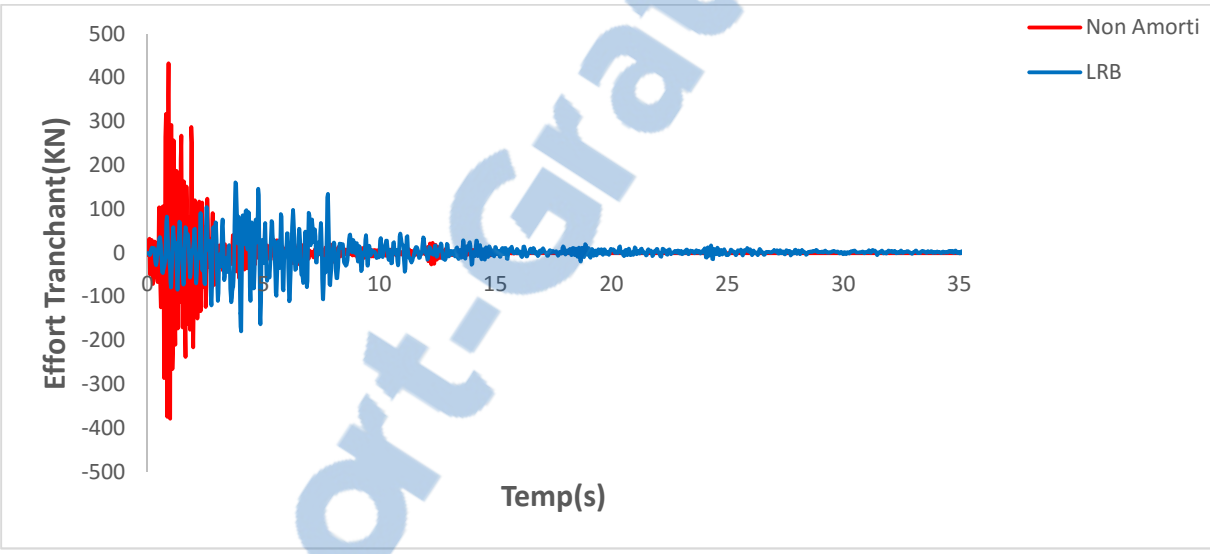
L'analyse temporelle des sollicitations à montrer que la diminution de l'effort normal (figure V.14) et du moment fléchissant (figure V.15) et substantielle de **20%** et **99.36**% respectivement, l'effort tranchant (figure V.16) se diminue jusqu'à atteindre les **70%**.



FigureV.14.Réponse temporelle en effort normal



FigureV.15.Réponse temporelle en moment fléchissant



FigureV.16.Réponse temporelle en effort tranchant

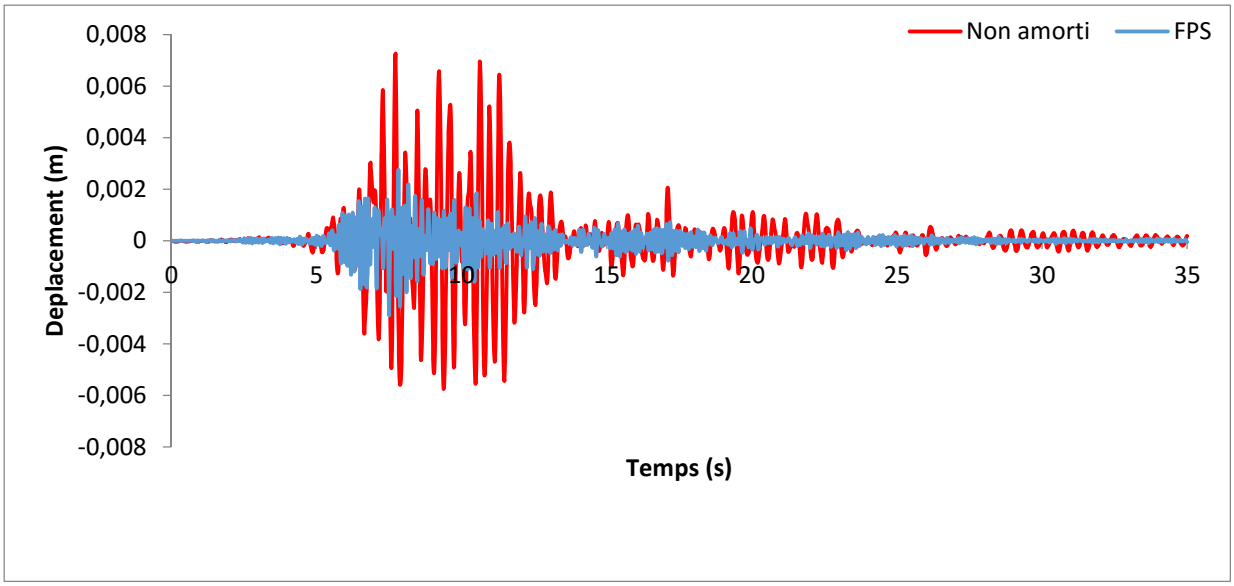
V.3.Analyse des réponses temporelles pour le système FPS

a)Station Keddara :

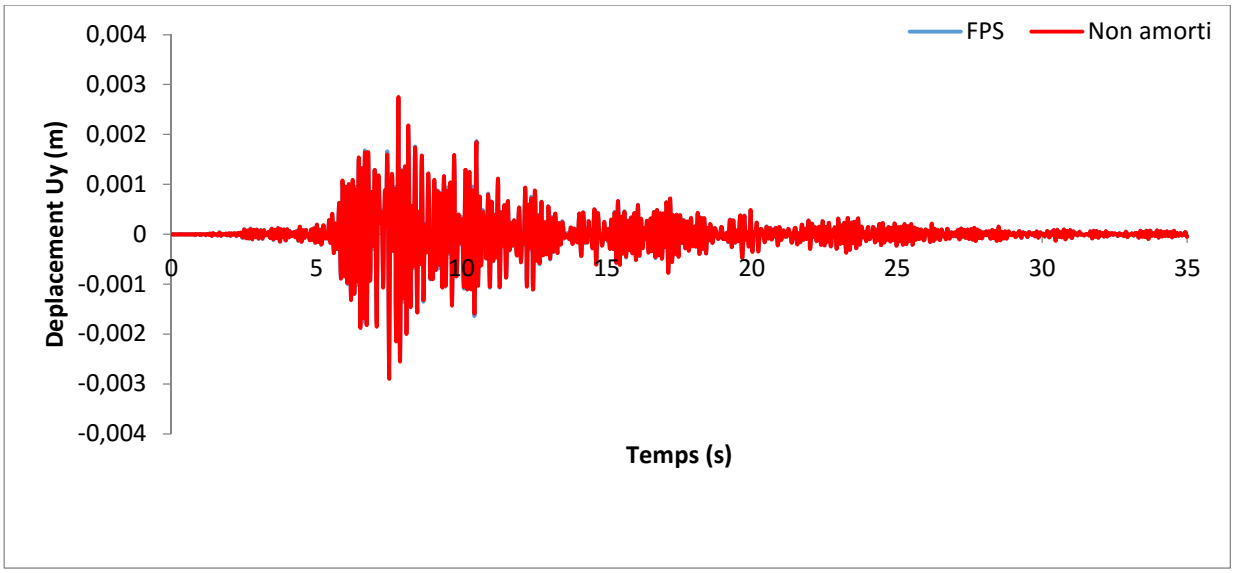
V.3.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps :

L'analyse de la (Figure V.17) et (Figure V.18) montre que la variation des déplacements maximaux de le pont isolée et de **50%** pour l'axe X et **12.33%** pour l'axe Y par rapport au pont non isolé.

Rapport-Gratuit.com

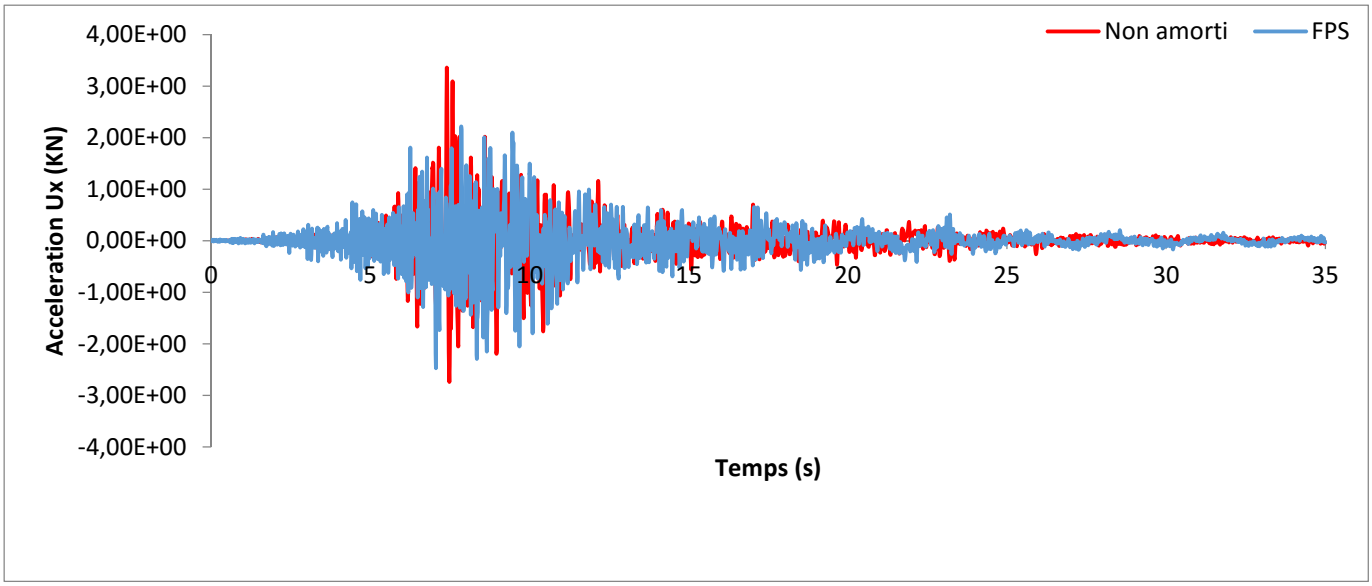


FigureV.17.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

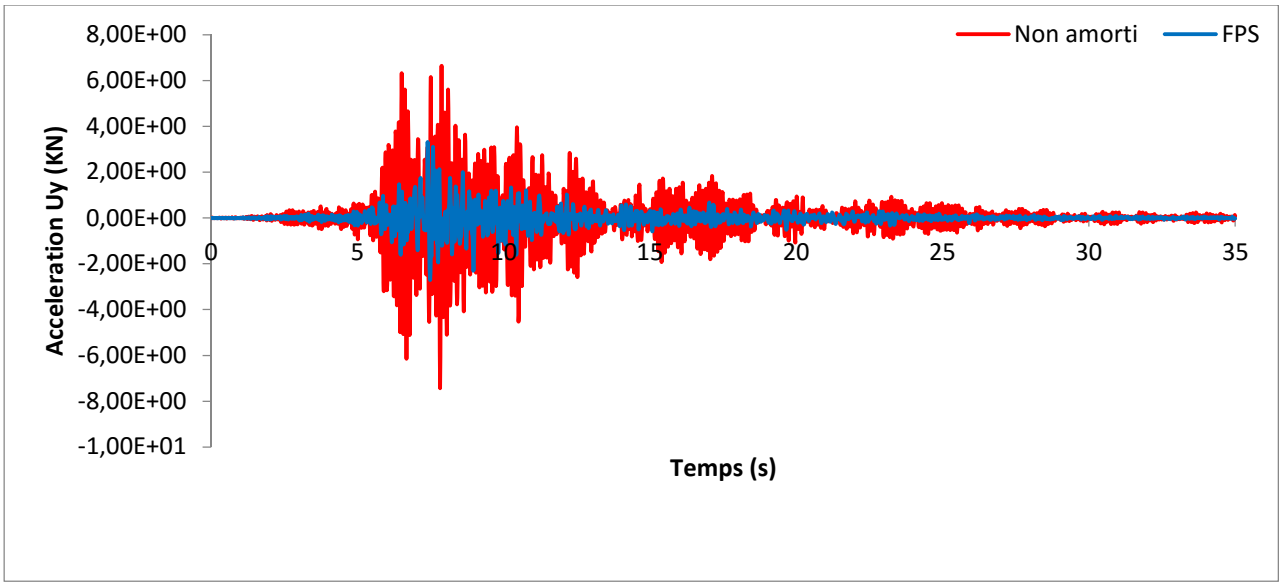


FigureV.18.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La (Figure V.19) et (FigureV.20) montrent une comparaison entre deux modèles en terme d'accélération après l'analyse on constate que l'accélération du pont isolé et réduit de **15%** pour l'axe X et **50.76%** pour l'axe Y.



FigureV.19.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

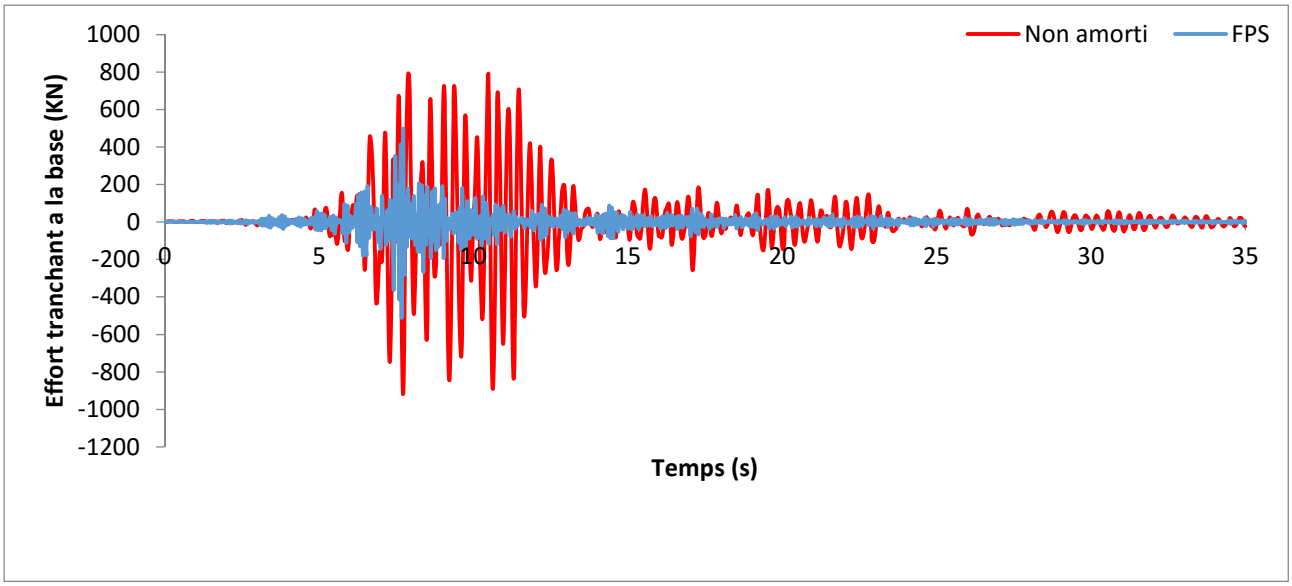


FigureV.20.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.3.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

L'analyse de (la figure V.21) montre aussi l'efficacité du FPS pour la réduction des efforts tranchant à la base, elle et considérablement réduite de **31.25%.**

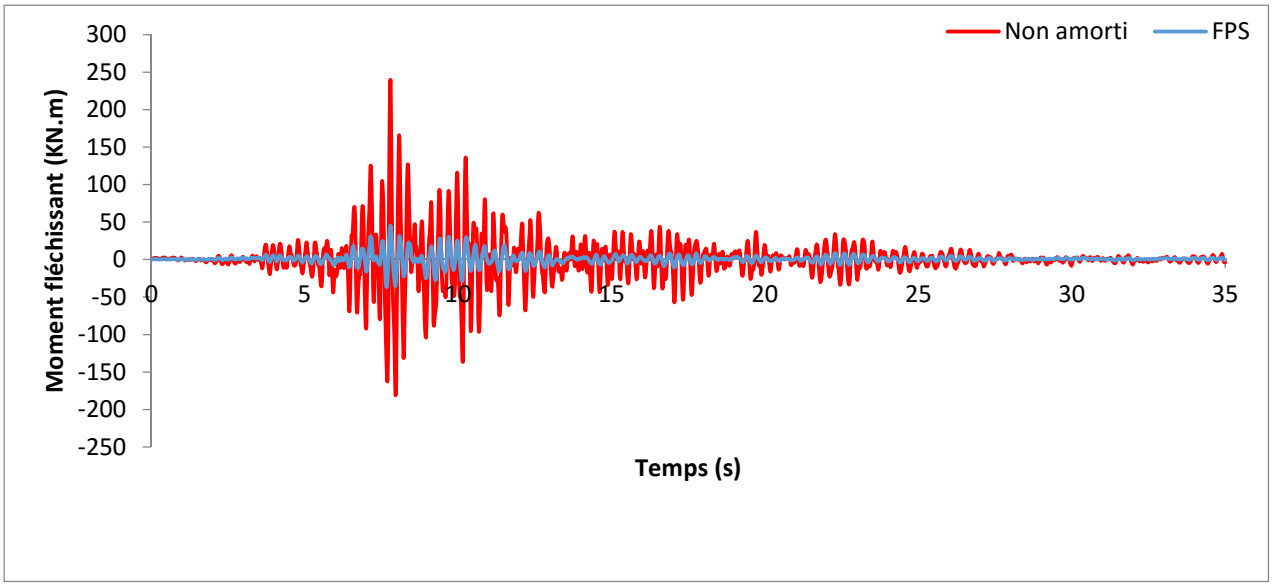
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



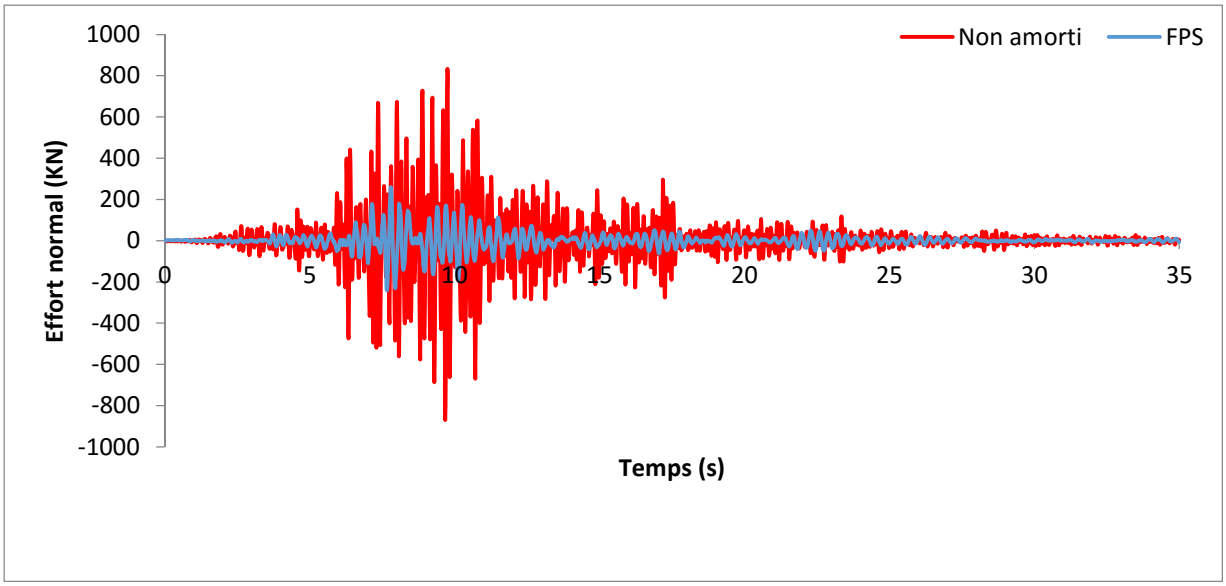
FigureV.21.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.3.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

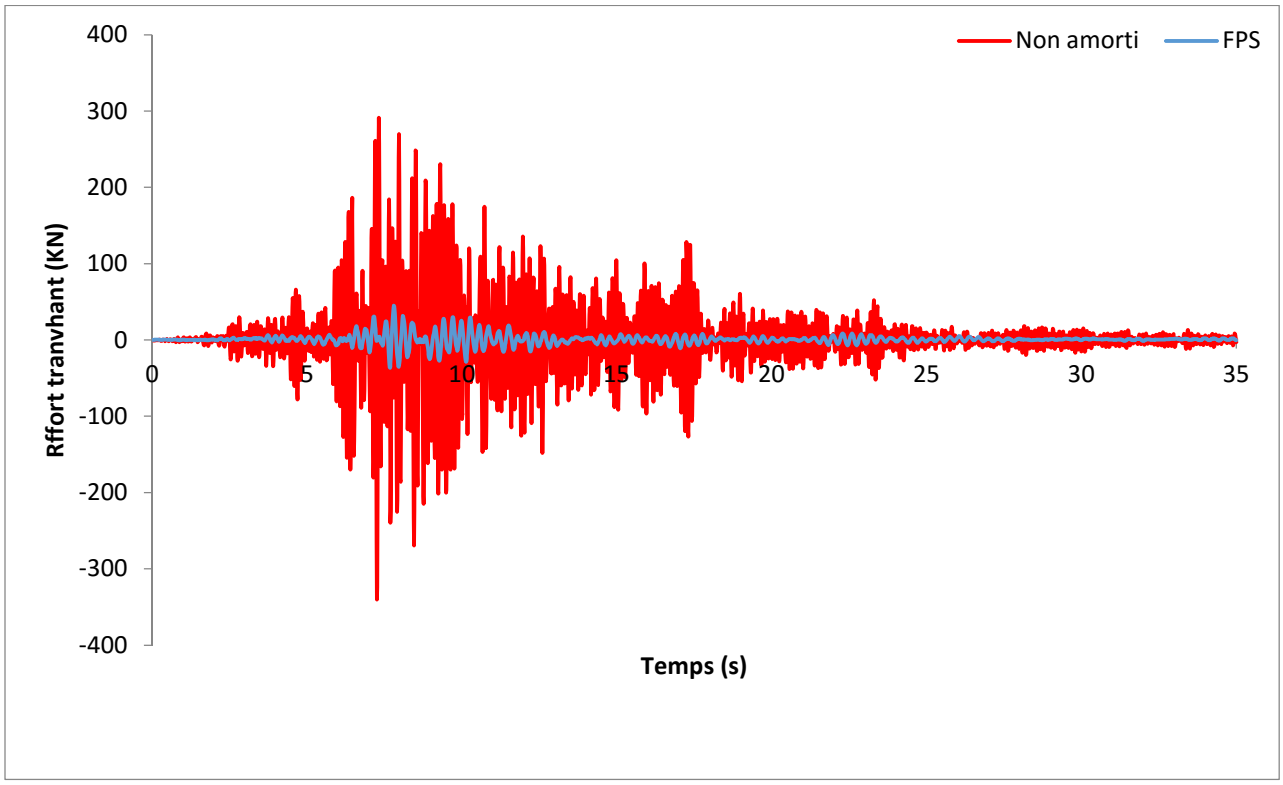
L'analyse temporelle des sollicitations (M (figure V.22), N (figure V.23) et T (figure V.24)) ont montré que la diminution de l'effort normal et du moment fléchissant et substantielle (**82%** et **60**%) respectivement, l'effort tranchant se diminue jusqu'à atteindre les **85.22%**.



FigureV.22.Réponse temporelle en moment fléchissant



FigureV.23.Réponse temporelle en effort normal

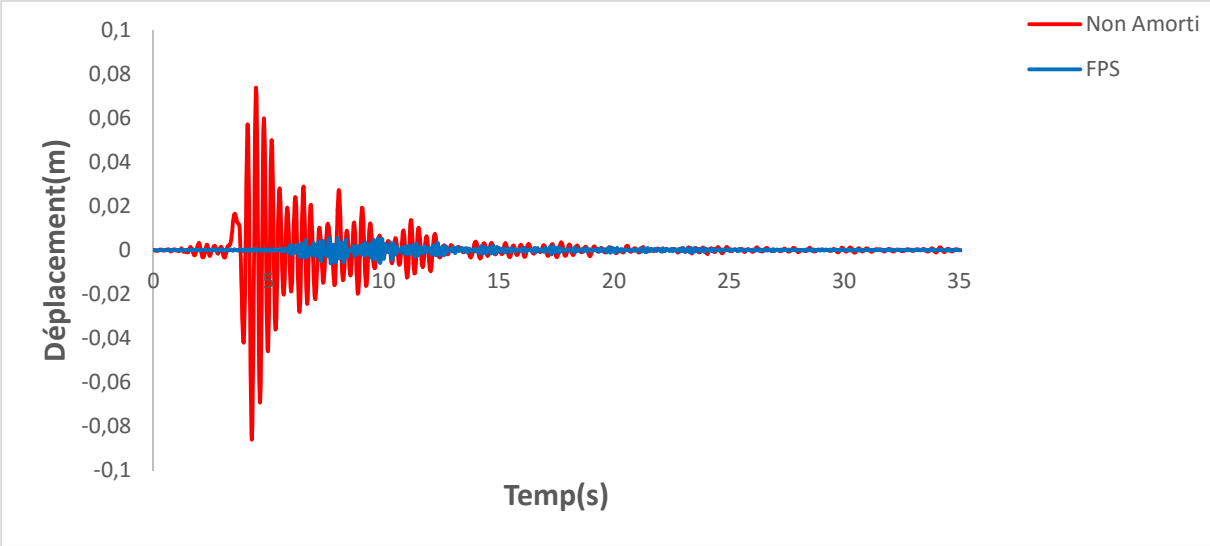


FigureV.24.Réponse temporelle en effort tranchant

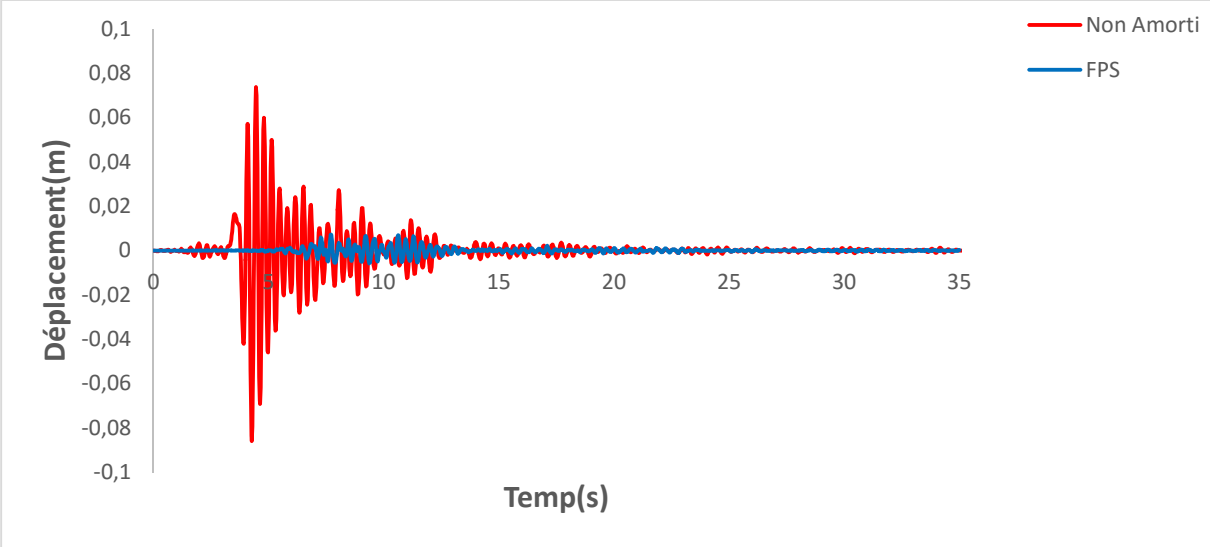
b) Station de Sylmar :

V.3.4. Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps :

Les résultats obtenus ont révélé que le déplacement (figure V.25) et (figureV.26) ont diminué de **81.25%** pour l'axe X et **80.05%** pour l'axe Y**.**

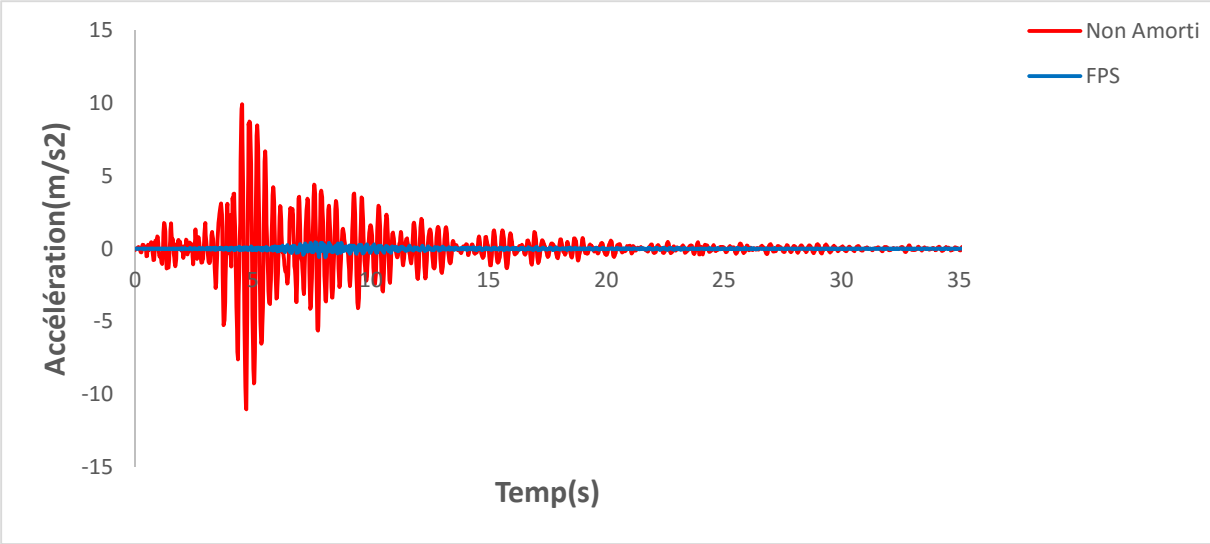


FigureV.25.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

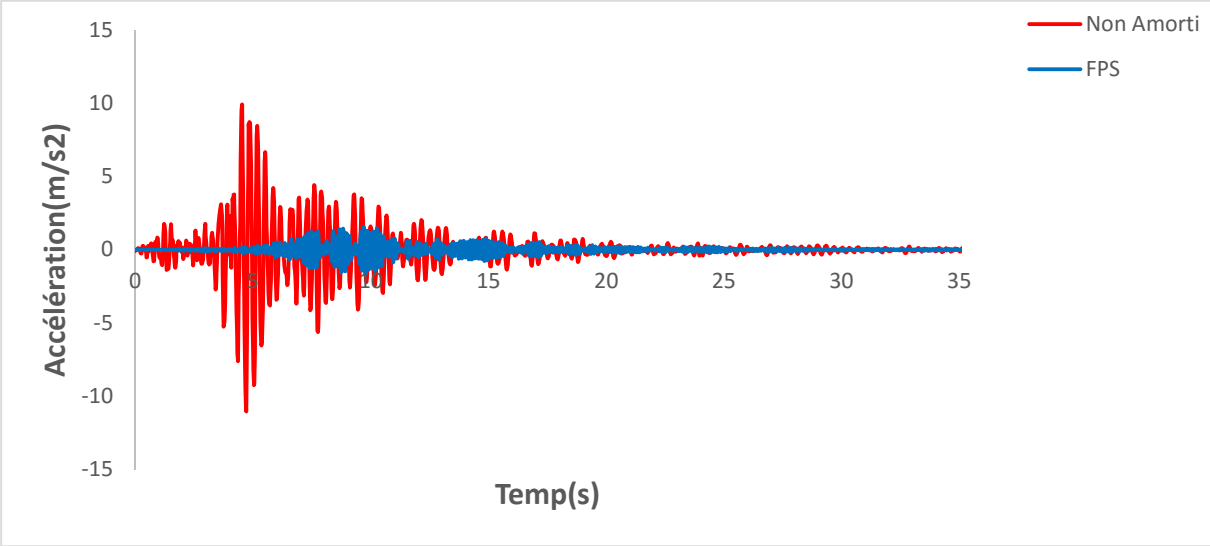


FigureV.26.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

L'accélération (figureV.27) et (figure V.28) est réduite à **75.62%** pour l'axe X et **55.14%** pour l'axe Y



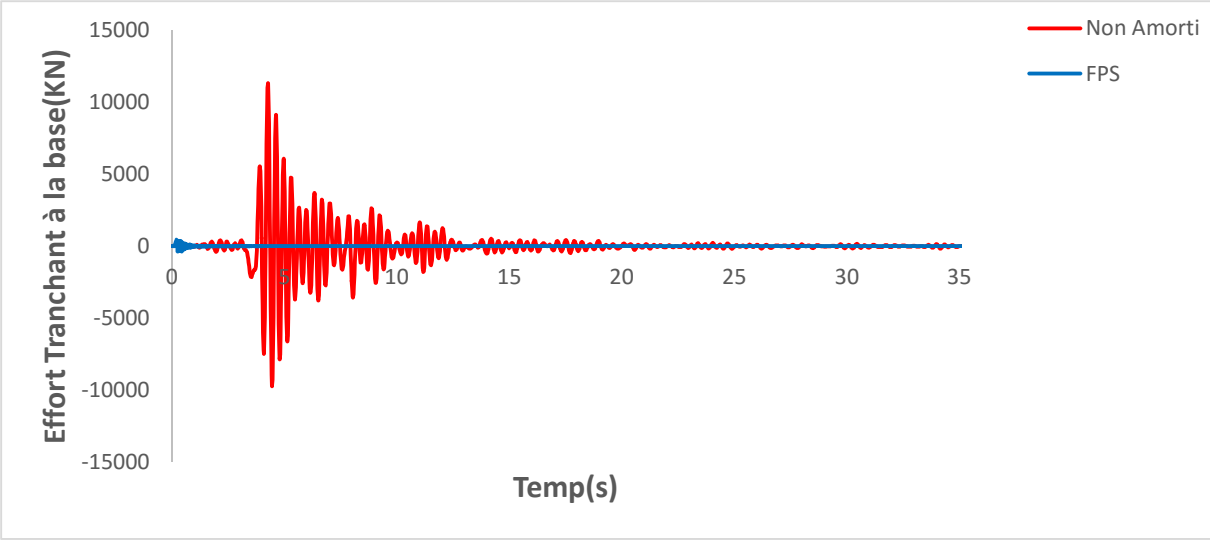
FigureV.28.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X



FigureV.29.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.3.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

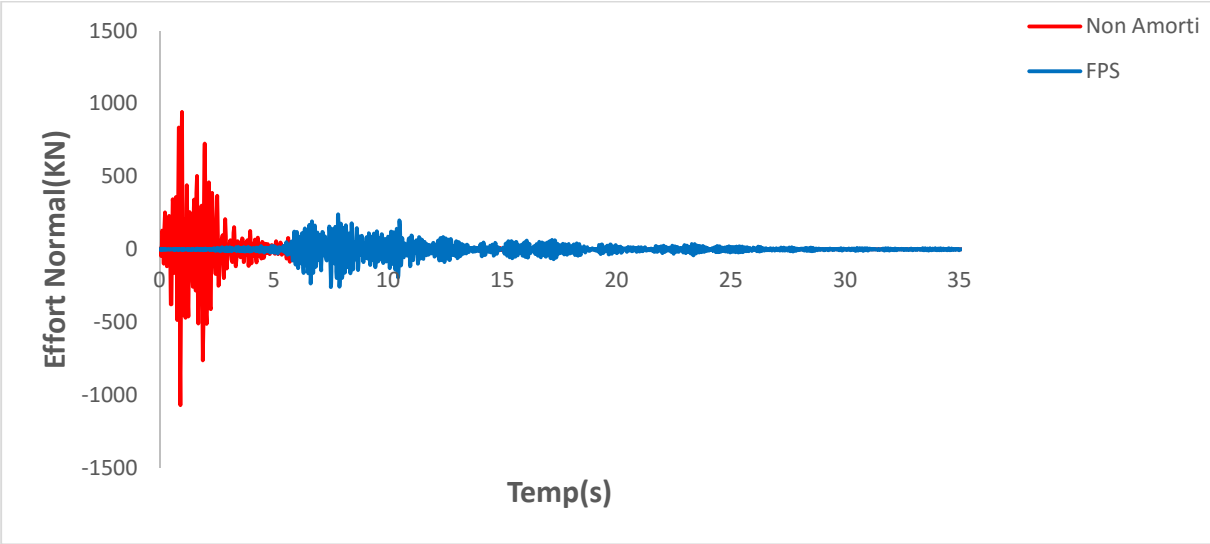
L'analyse de (la figure V.21) montre aussi l'efficacité du FPS pour la réduction des efforts tranchant à la base, elle et considérablement réduite de **99.83%.**



FigureV.30.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

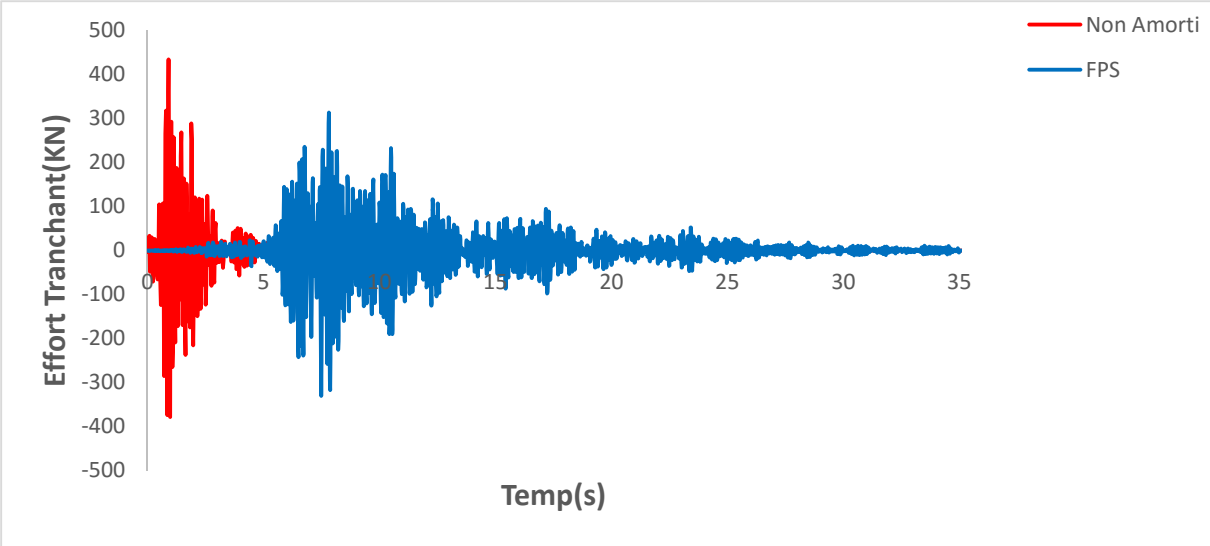
V.3.6.Variation de la sollicitation en fonction du temps :

La réduction des sollicitations est de **56.25%** pour l'effort normal (figure V.31) et **28.57%** pour l'effort tranchant (figure V.32) et de **75**% pour le moment fléchissant (figure V.33).

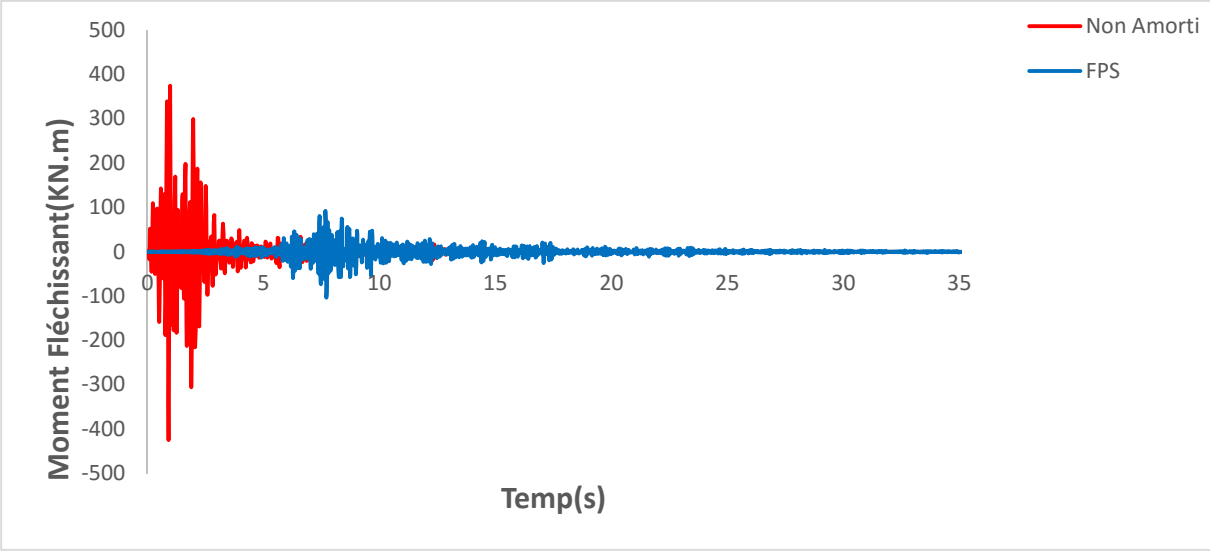


FigureV.31.Réponse temporelle en effort normal

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



FigureV.32.Réponse temporelle en effort tranchant



FigureV.33.Réponse temporelle en moment fléchissant

V.4.Analyse des réponses temporelles pour le système visqueux-LRB :

a)Station Keddara :

V.4.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps :

La (figure V.34) et (figure V.35) représente la variation temporelle du déplacement maximum suivant l'axe X et l'axe Y. L'analyse de cette figure montre une réduction de la valeur maximale en déplacement des deux modèles un amorti par le dispositif visqueux-LRB avec

l'autre amorti simplement LRB dont les pourcentages sont respectivement les suivant **28.57%** et **98,7%.**

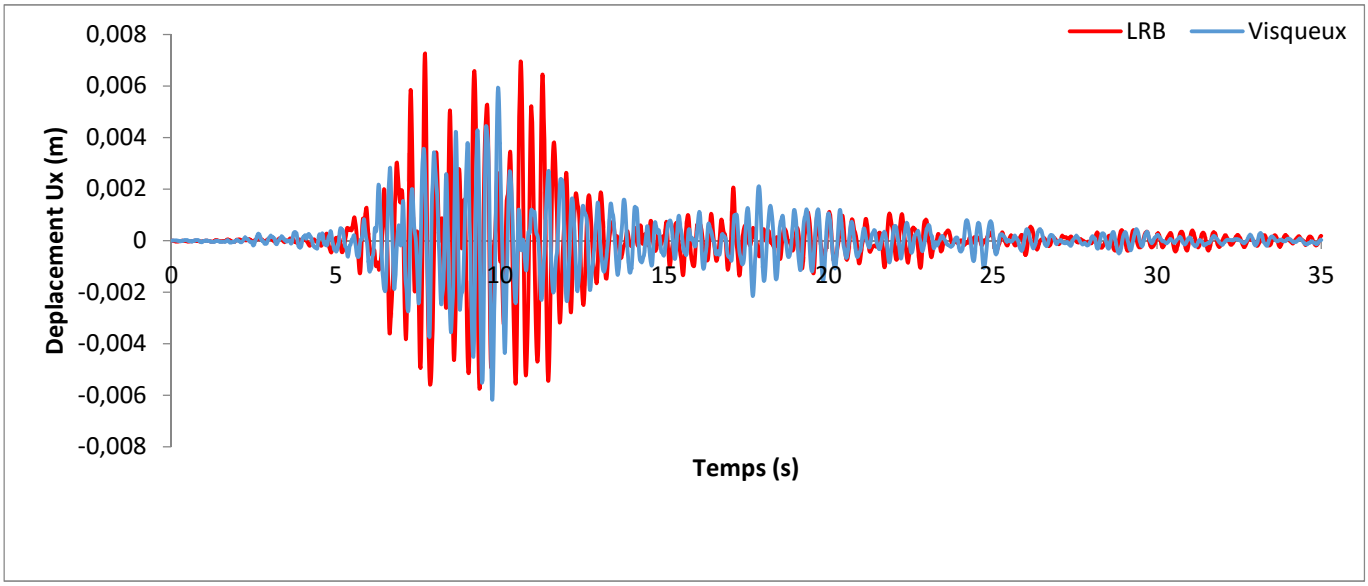


Figure V.34.Reponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

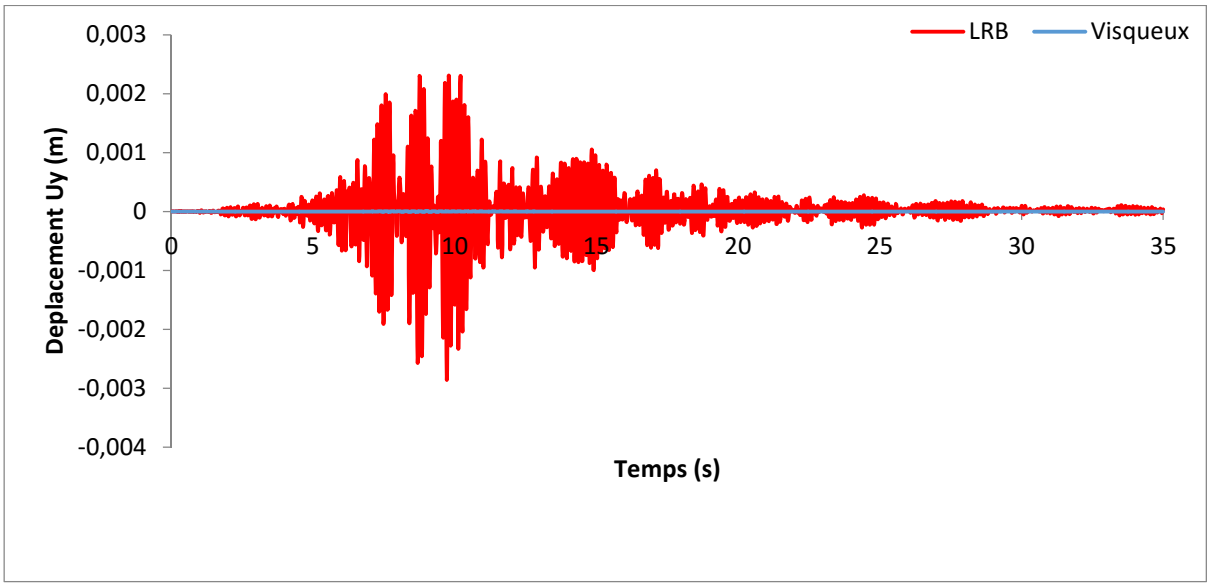


Figure V.35. Reponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La (figure V.36) et la (figure V.37) montre une comparaison de ces dernier modèle en terme d'accélération, après l'analyse on observe que l'accélération du dispositif visqueux-LRB suivant l'axe X et l'axe Y est de **97.8% et 99.1%** par rapport au LRB.

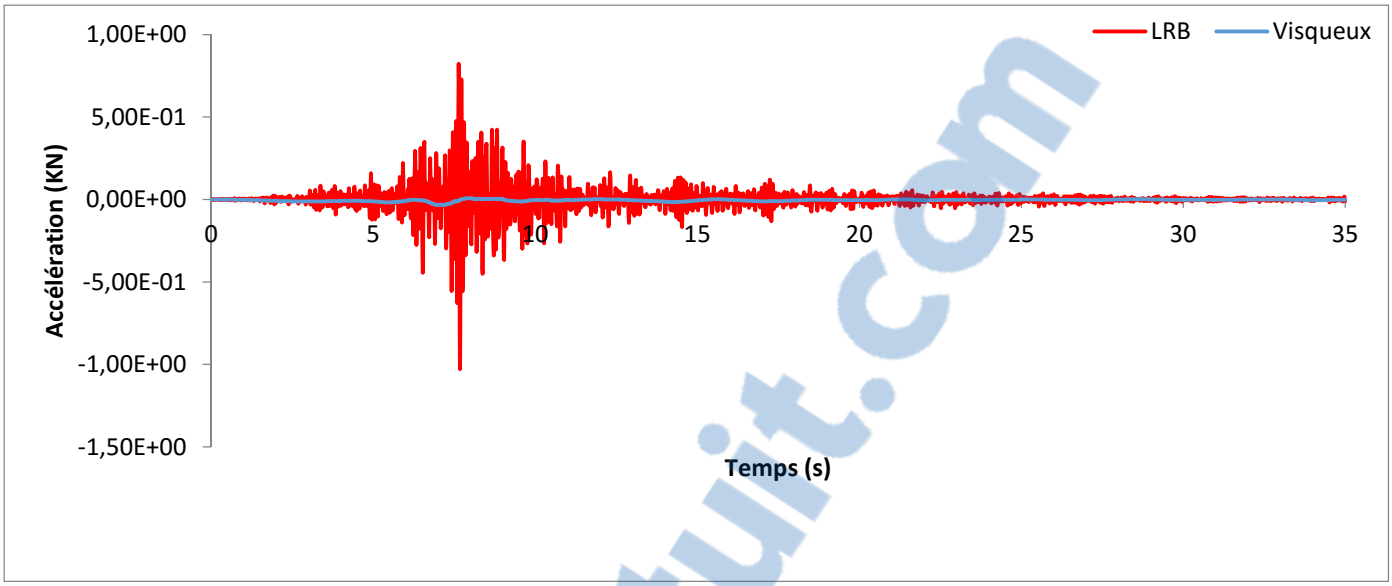


Figure V.36.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

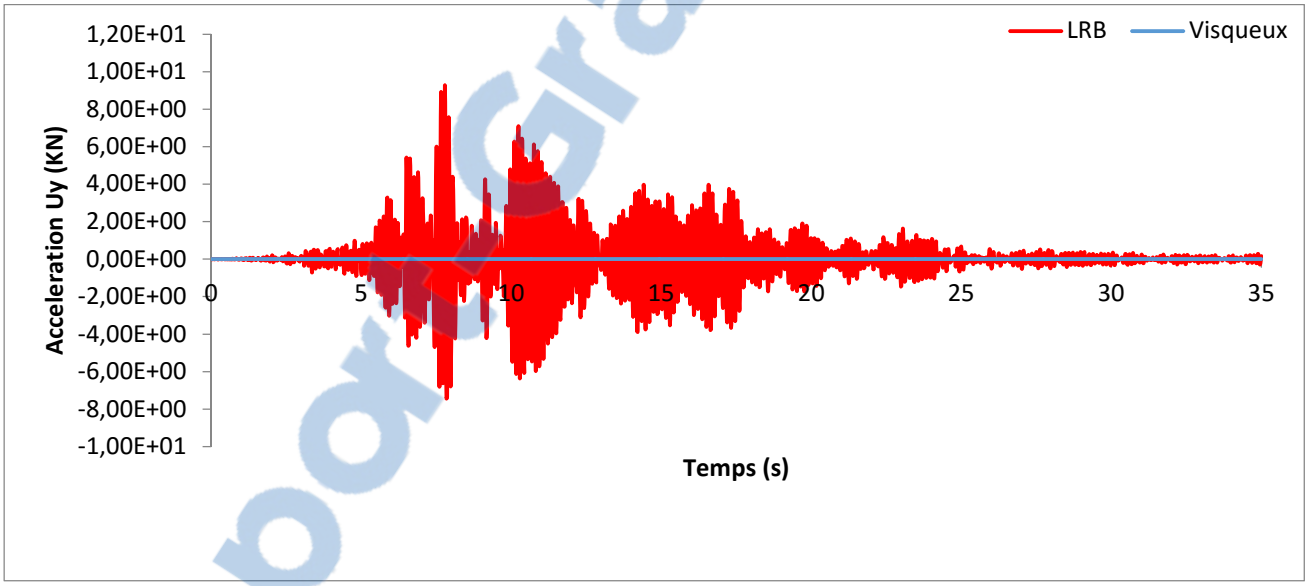


Figure V.37.Reponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.4.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

L'analyse de la (Figure V.38) montre que la valeur de l'effort tranchant à la base de l'amortisseur visqueux-LRB a diminué de **75.2%** par rapport à l'amortisseur LRB.

Rapport-Gratuit.com

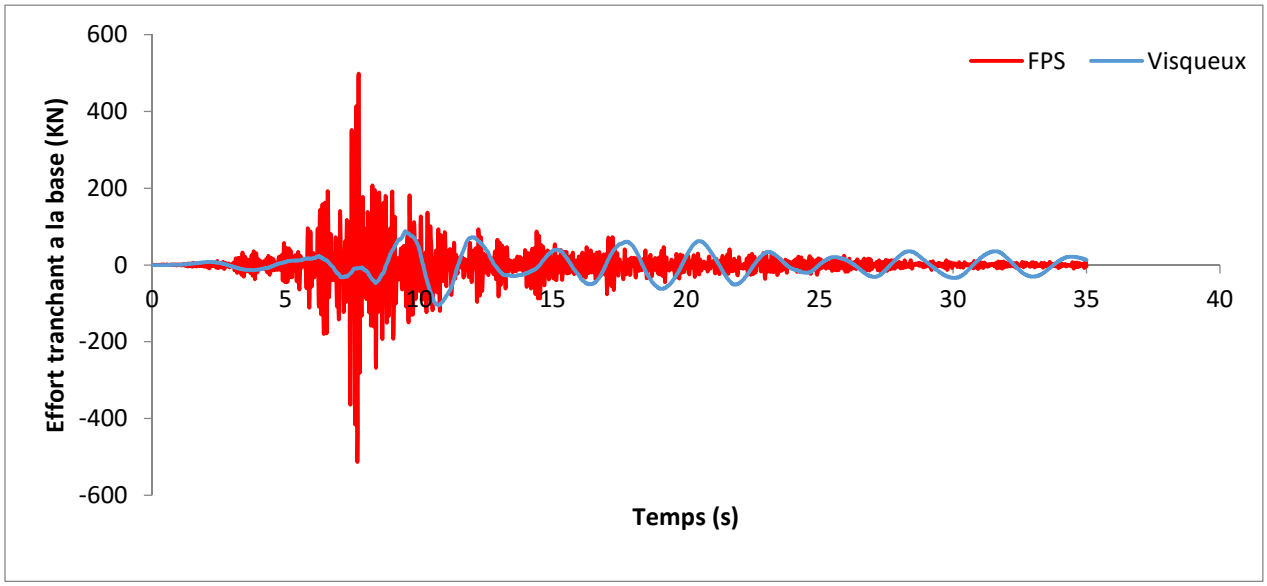


Figure V.38.Réponse temporelle en effort tranchant

V.4.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

Les courbes des (figure V.39, figure V.40, figure V.41) illustres les variations temporelles de l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant.

L'analyse de la (figure V.39) montre une importante réduction pour le système d'amortissement pour atteindre une valeur de **35.8%** en effort normal.

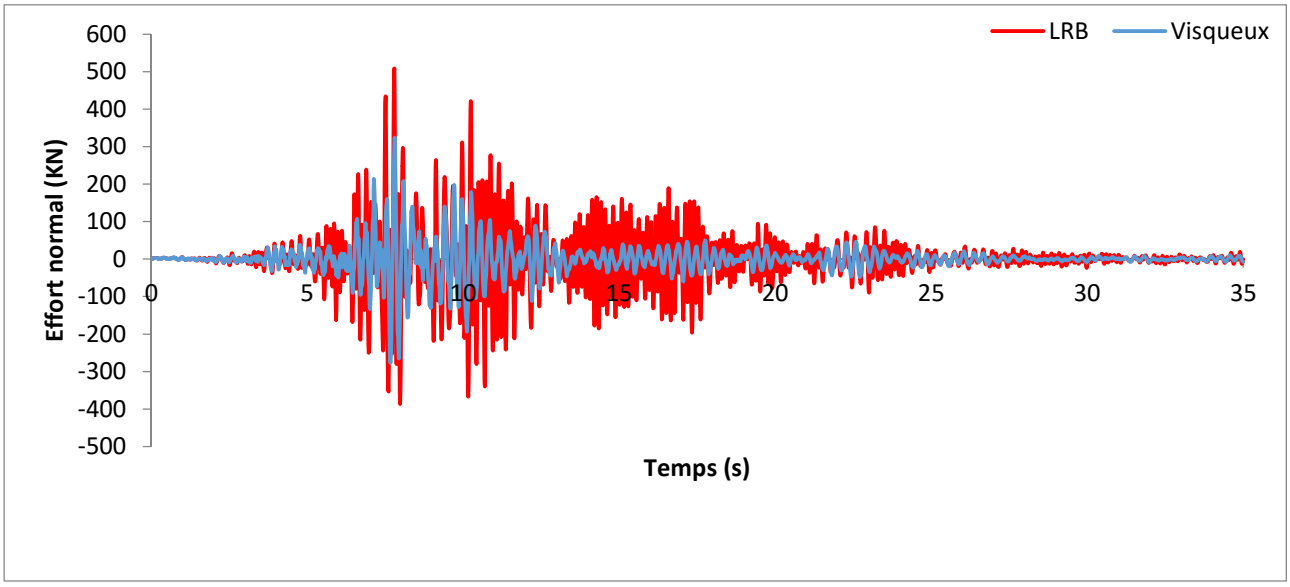


Figure V.39.Réponse temporelle en effort normal

L'effort tranchant du dispositif visqueux-LRB (figure V.40) diminue considérablement d'une valeur de **63.96%** par rapport au pont amorti simplement par LRB.

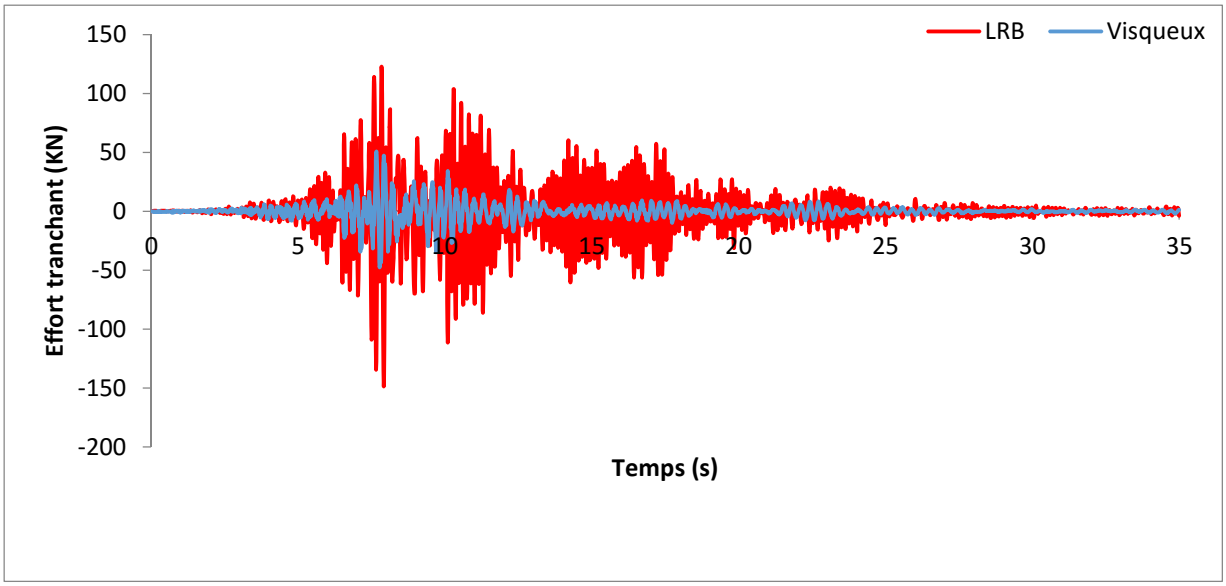
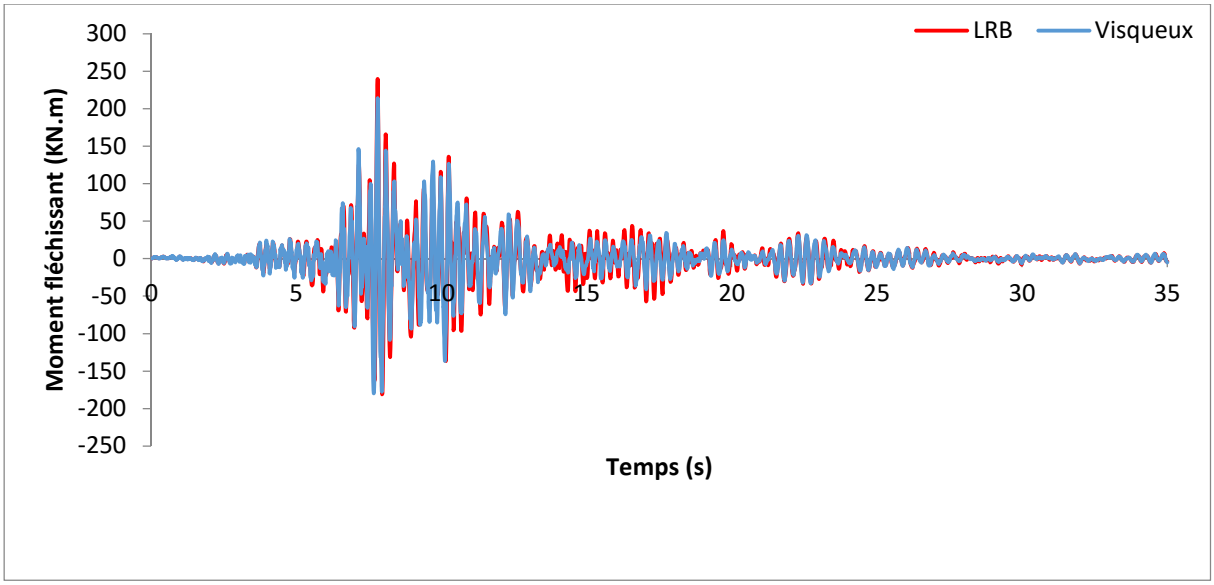


Figure V.40.Réponse temporelle en effort tranchant

En dernier lieu le moment fléchissant (figure V.41) baisse de **20%** par rapport au LRB.



FigureV.41.Réponse temporelle en moment fléchissant

b) Station de Sylmar :

V.4.4. Variation des sollicitations en fonction du temps :

La (figure V.42) et (figure V.43) représente la variation temporelle du déplacement maximum. L'analyse de cette figure montre une réduction de la valeur maximale en déplacement des deux modèles un amorti par le dispositif visqueux-LRB avec l'autre amorti simplement LRB dont les pourcentages sont les suit **12.85%** suivant l'axe X et **92,7%.**

Rapport gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

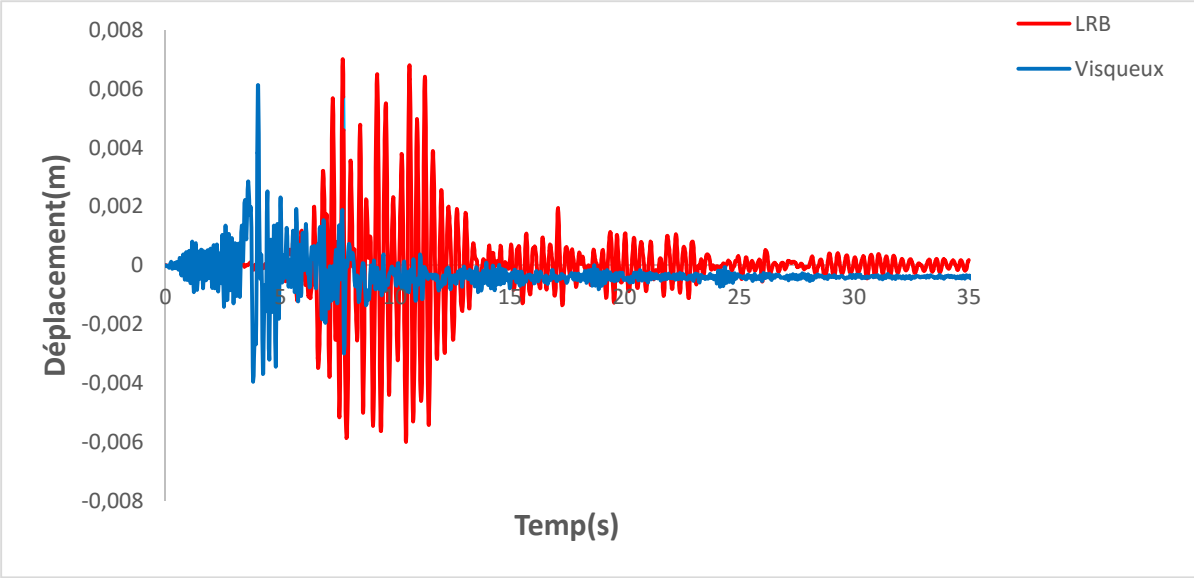


Figure V.42.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

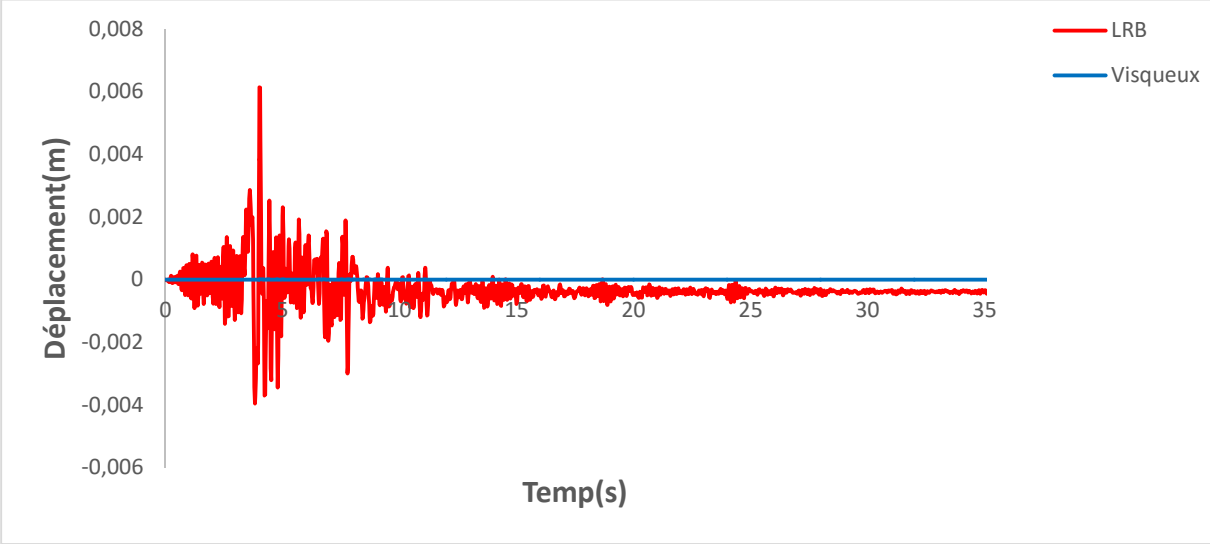


Figure V.43.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La (figure V.44) et la (figure V.45) montre une comparaison de ces dernier modèle en terme d'accélération, après l'analyse on observe que l'accélération du dispositif visqueux-LRB est de **85,5%**suivant l'axe X et **99%** pour l'axe Y par rapport au LRB.

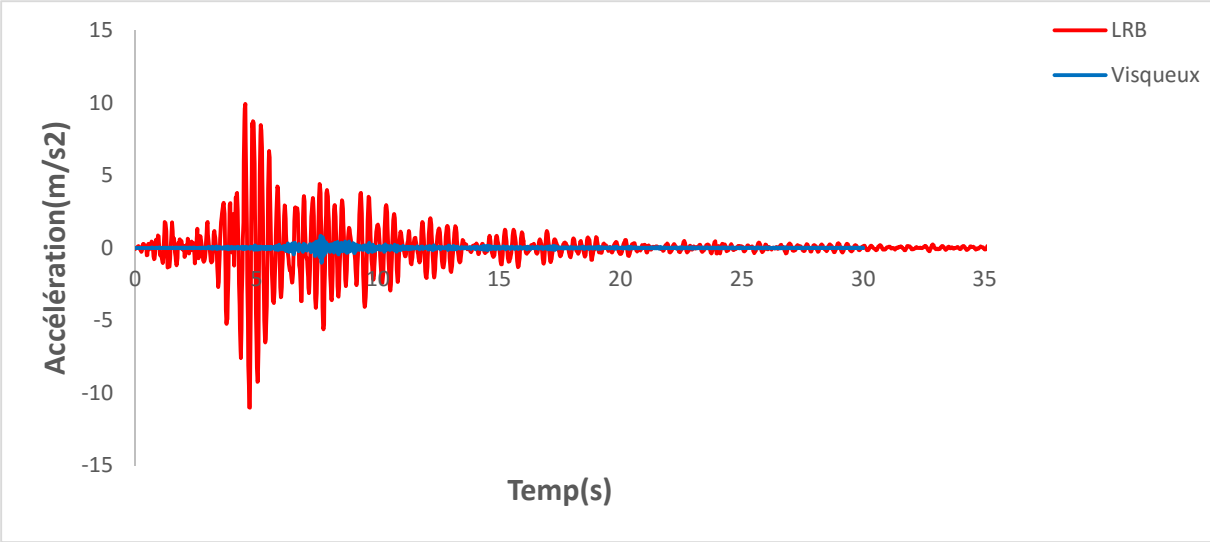


Figure V.44.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

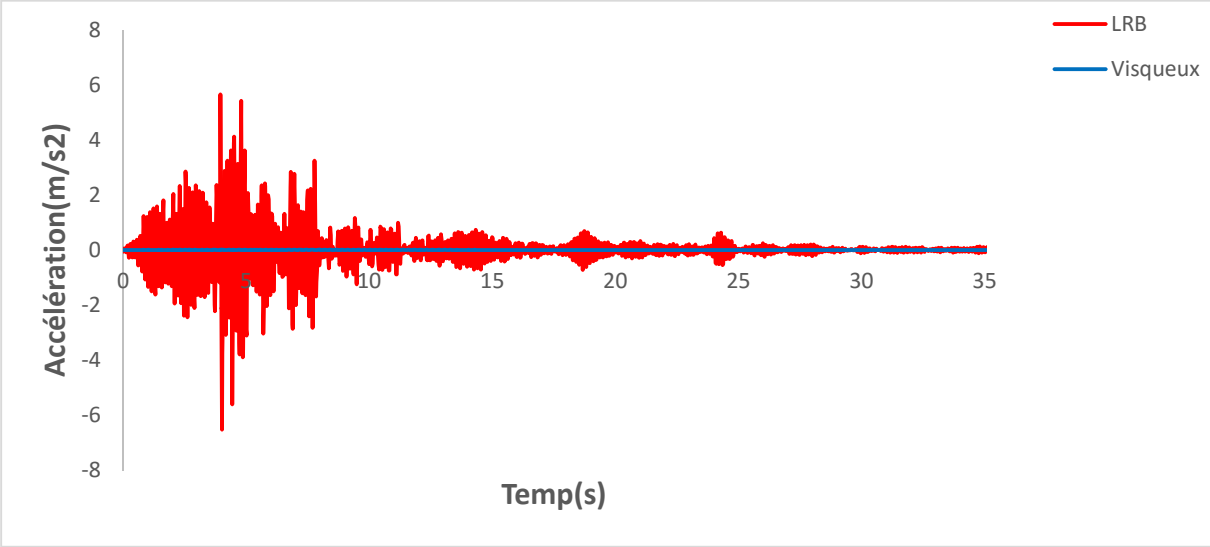


Figure V.45.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.4.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

L'analyse de la (Figure V.46) montre que la valeur de l'effort tranchant à la base de l'amortisseur visqueux-LRB a diminué de **97.3%** par rapport à l'amortisseur LRB.

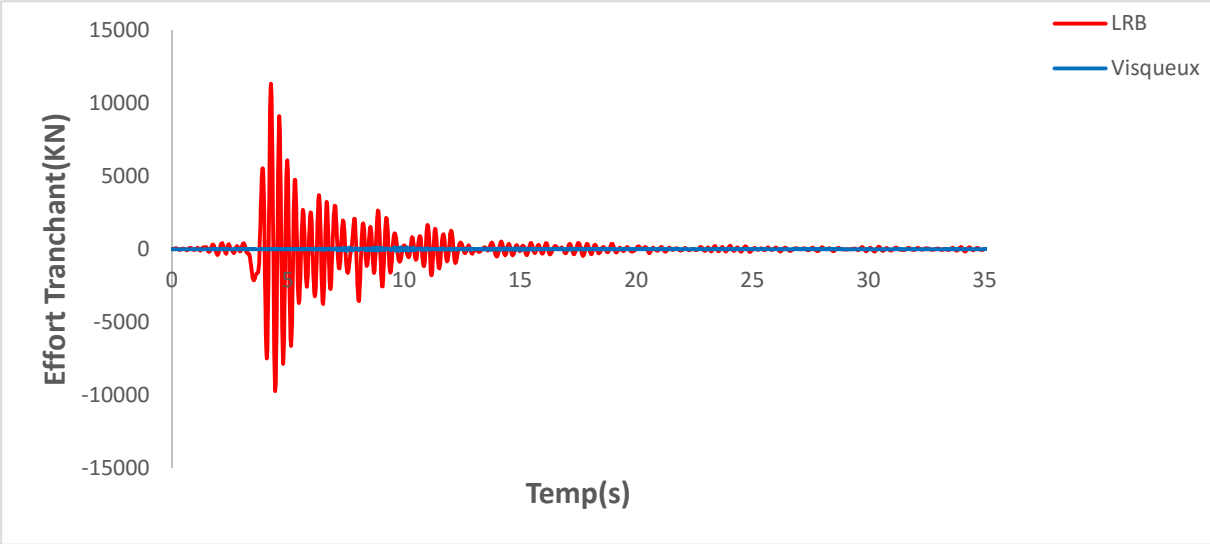


Figure V.46.réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.4.6. Variation des sollicitations en fonction du temps :

Les courbes des (figure V.47, figure V.48, figure V.49) illustres les variations temporelles de l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant.

L'analyse de la (figure V.47) montre une importante réduction pour le système d'amortissement pour atteindre une valeur de **77.9%** en effort normal.

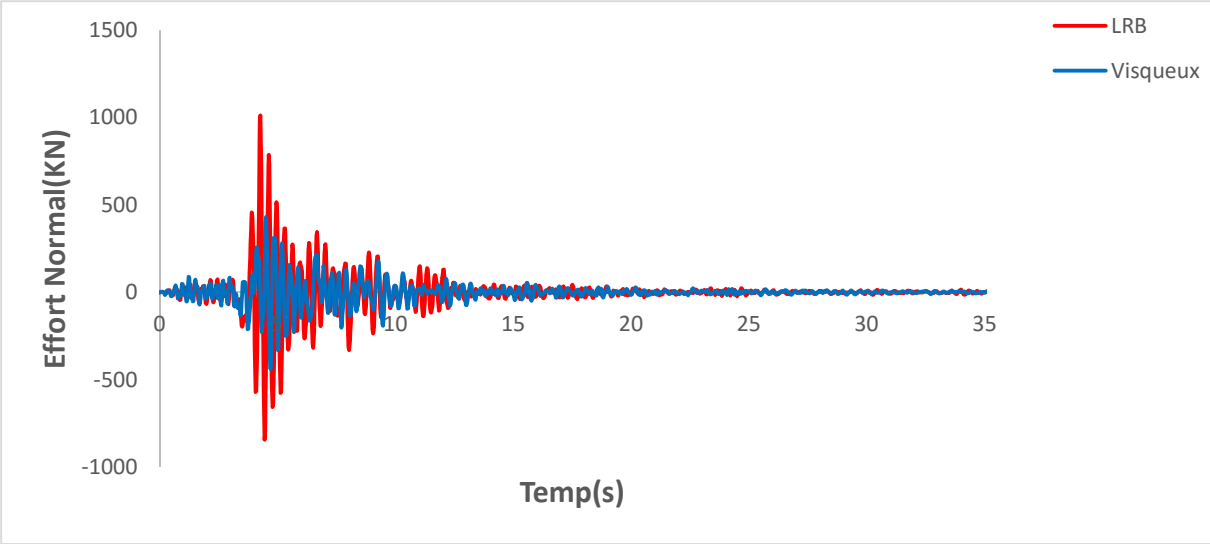


Figure V.47.Réponse temporelle en effort normal

L'effort tranchant du dispositif visqueux-LRB (figure V.48) diminue considérablement d'une valeur de **66.35%** par rapport au pont amorti simplement par LRB.

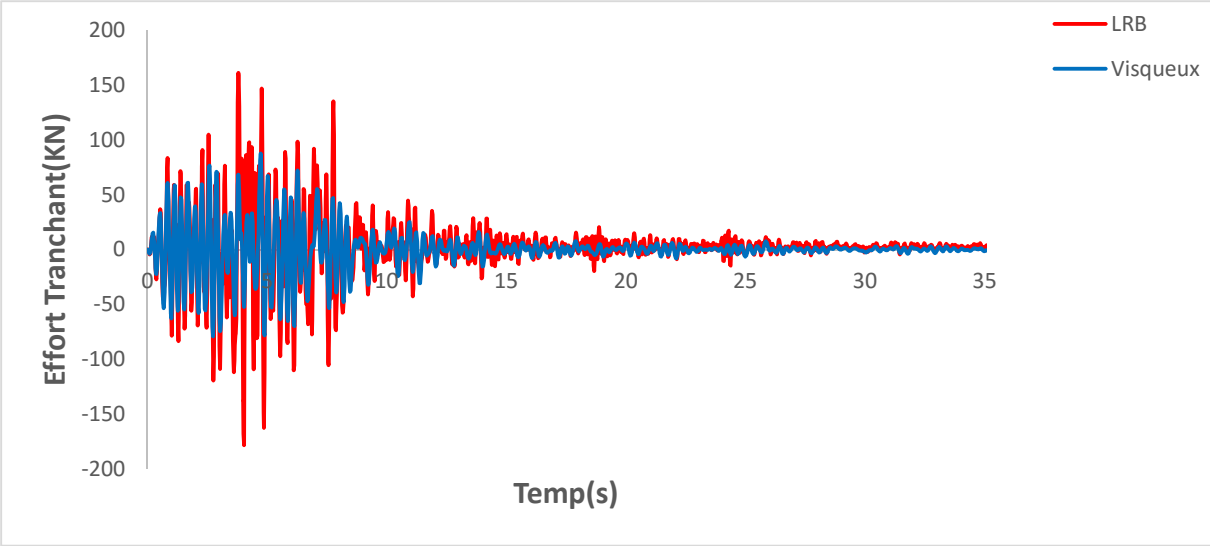


Figure V.48.Réponse temporelle en effort tranchant

En dernier lieu le moment fléchissant (figure V.49) baisse de **40.51%** par rapport au LRB.

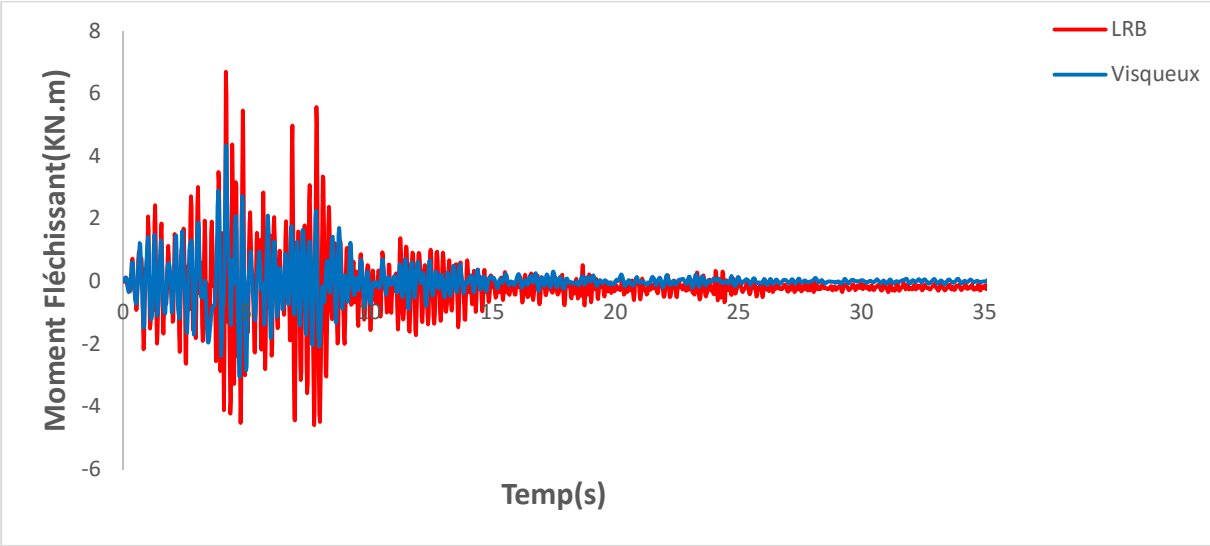


Figure V.49.Réponse temporelle en moment fléchissant

V.5.Analyse des réponses temporelles pour le système visqueux-FPS :

a)Station Keddara :

V.5.1.Variation des déplacements, accélérations en fonction du temps :

La (figure V.50) et (figure V.51) représente la variation temporelle du déplacement maximum. L'analyse de cette figure montre une réduction de la valeur maximale en

déplacement des deux modèles un amorti par le dispositif visqueux-FPS avec l'autre amorti simplement FPS dont les pourcentages sont les suit **28,57%** pour l'axe X et **92,7%** pour l'axe Y.

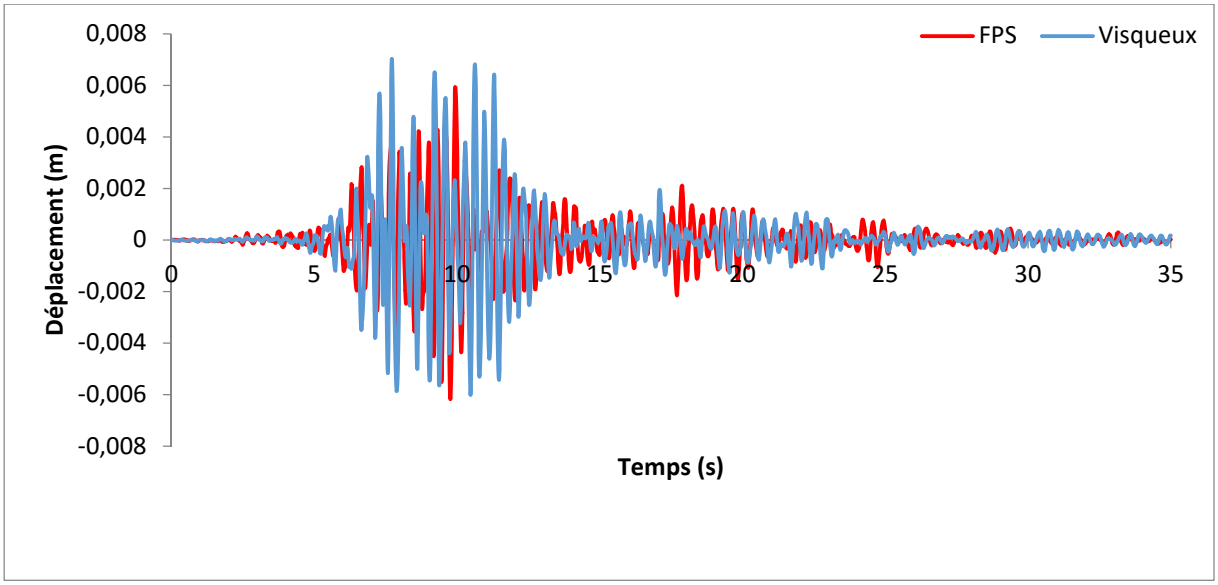


Figure V.50.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

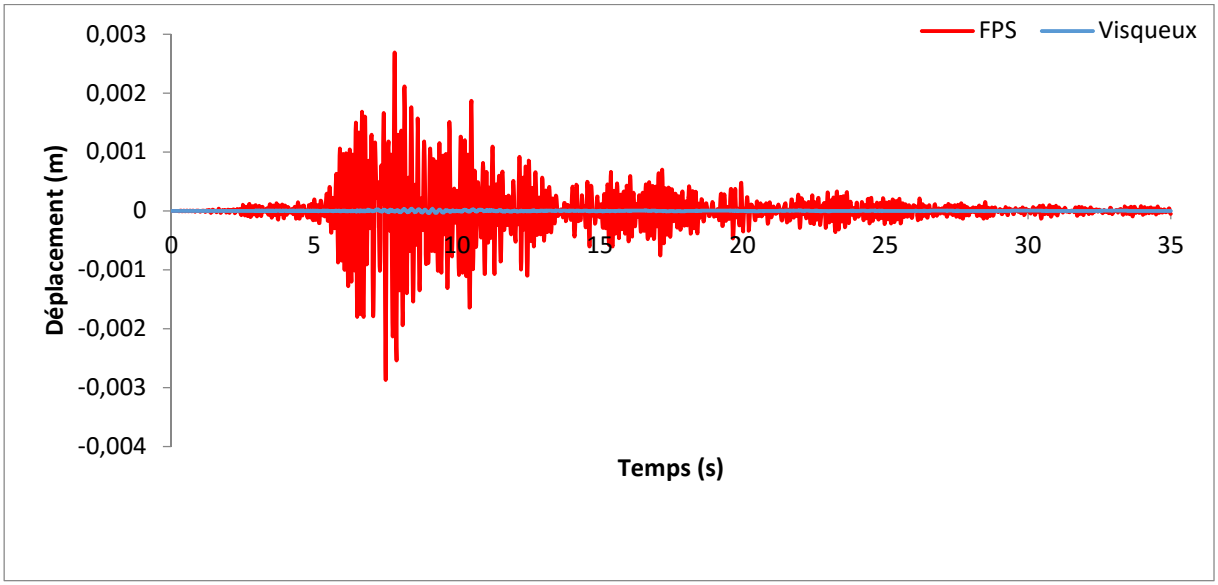


Figure V.51.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La (figure V.52) et la (figure V.53) montre une comparaison de ces dernier modèle en terme d'accélération, après l'analyse on observe que l'accélération du dispositif visqueux-FPS est de **12,44% pour l'axe X et 87.2% pour l'axe Y** par rapport au FPS.

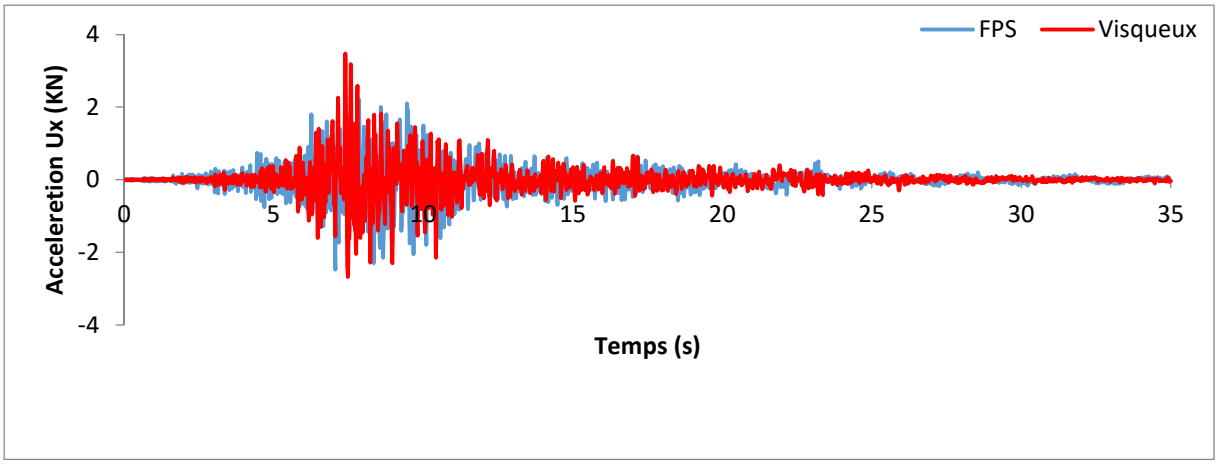


Figure V.52.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

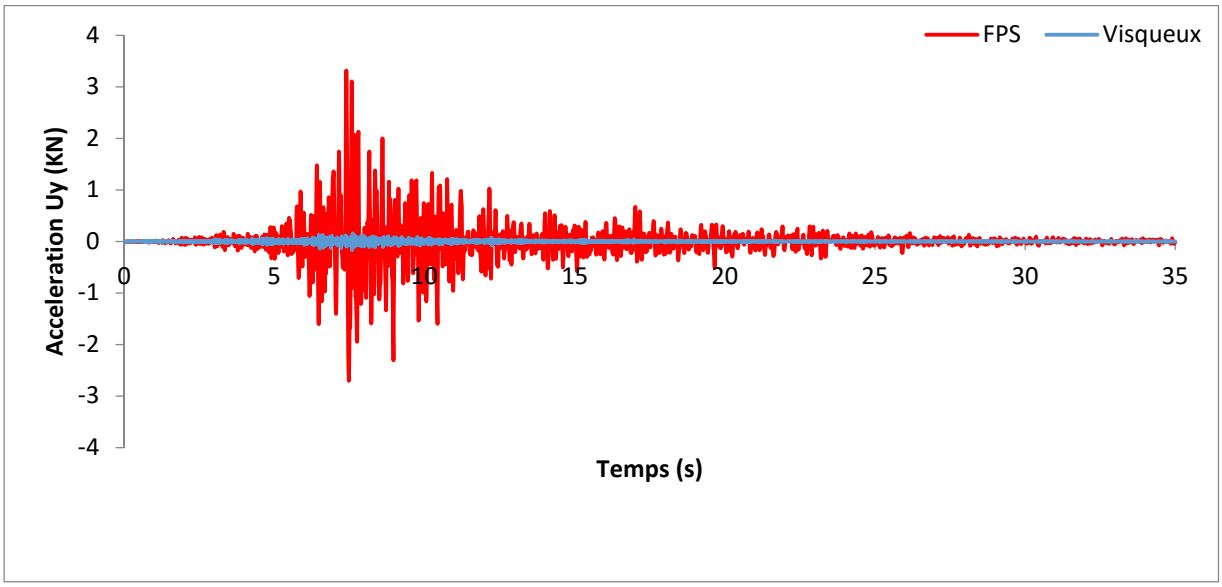


Figure V.53.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.5.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

L'analyse de la (Figure V.54) montre que la valeur de l'effort tranchant à la base de l'amortisseur visqueux-FPS a diminué de **67.77%** par rapport à l'amortisseur FPS.

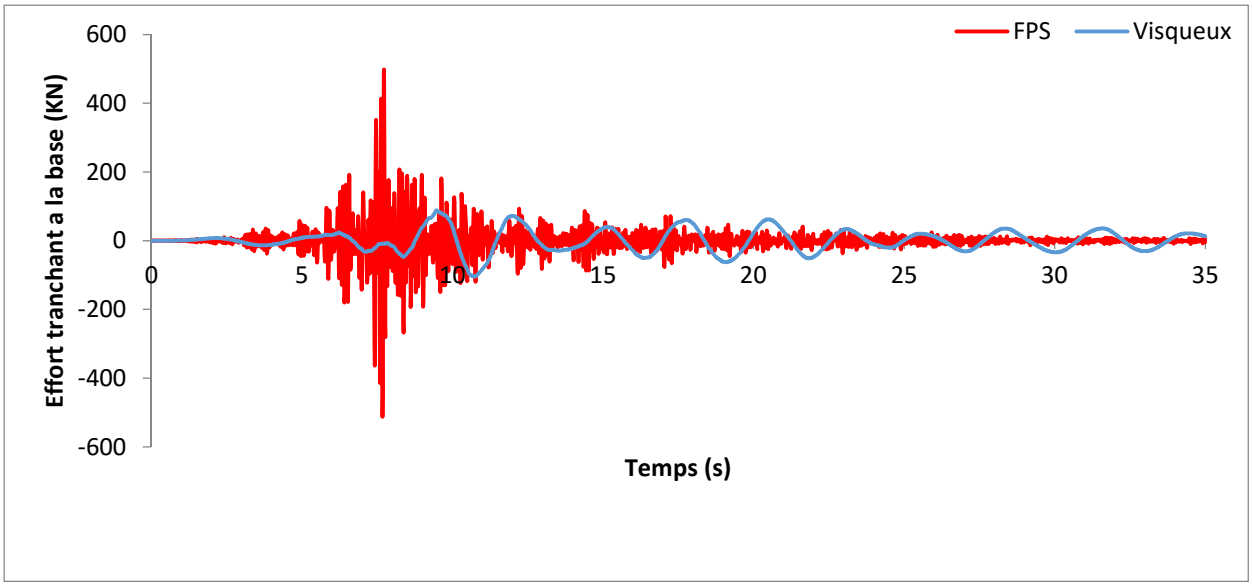


Figure V.54.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.5.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

Les courbes des (figure V.55, figure V.56, figure V.57) illustres les variations temporelles de l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant.

L'analyse de la (figure V.55) montre une importante réduction pour le système d'amortissement pour atteindre une valeur de **66.67%** en effort normal.

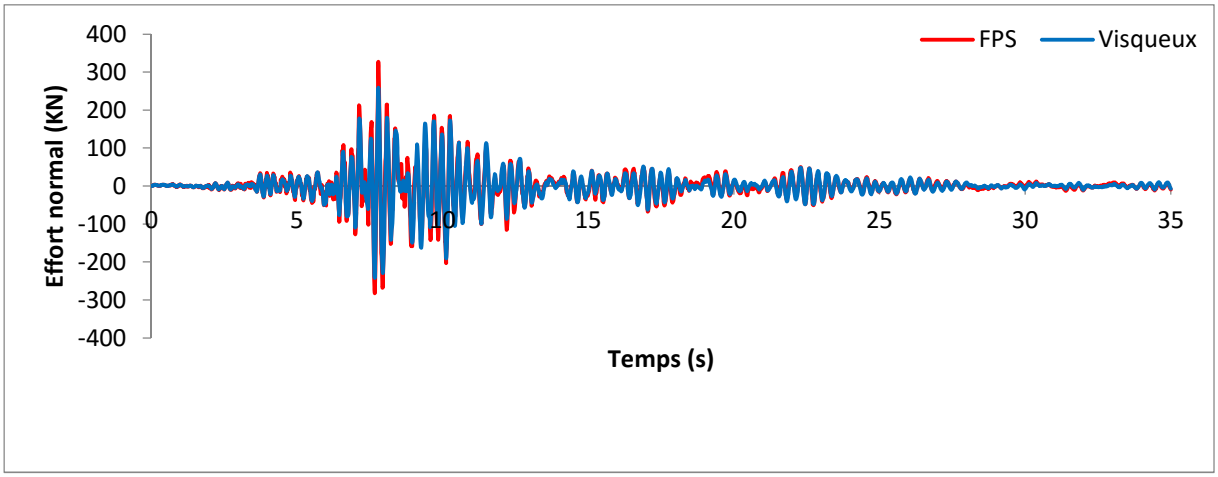


Figure V.55.Réponse temporelle en effort normal

L'effort tranchant du dispositif visqueux-FPS (figure V.56) diminue considérablement d'une valeur de **77.55%** par rapport au pont amorti simplement par FPS.

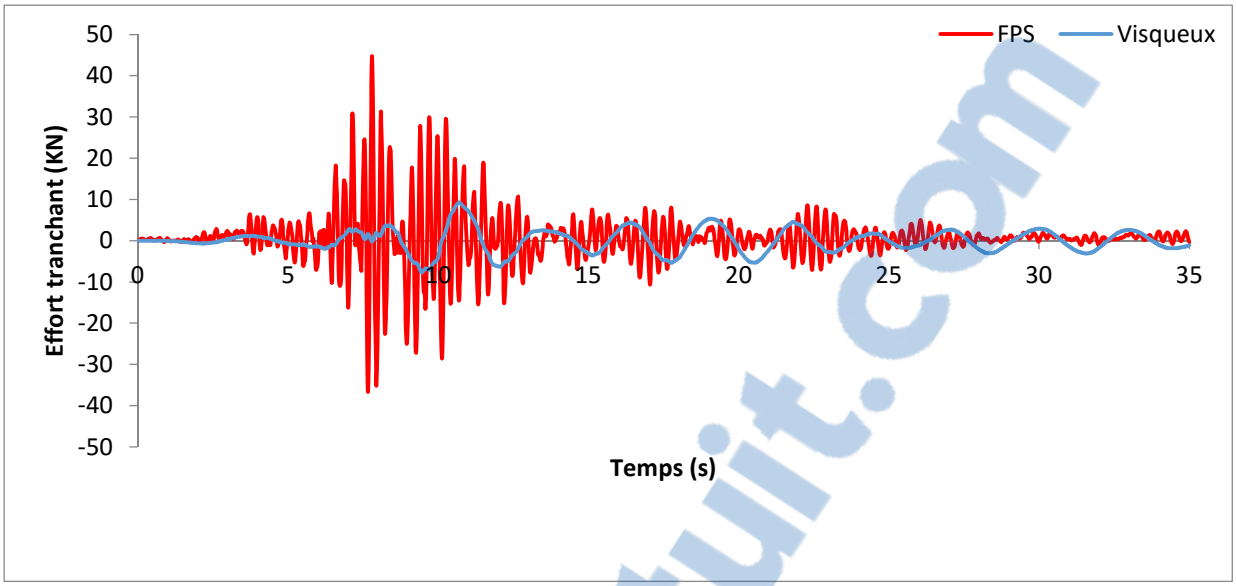


Figure V.56.Réponse temporelle en effort tranchant

En dernier lieu le moment fléchissant (figure V.57) baisse de **87.77%** par rapport au FPS.

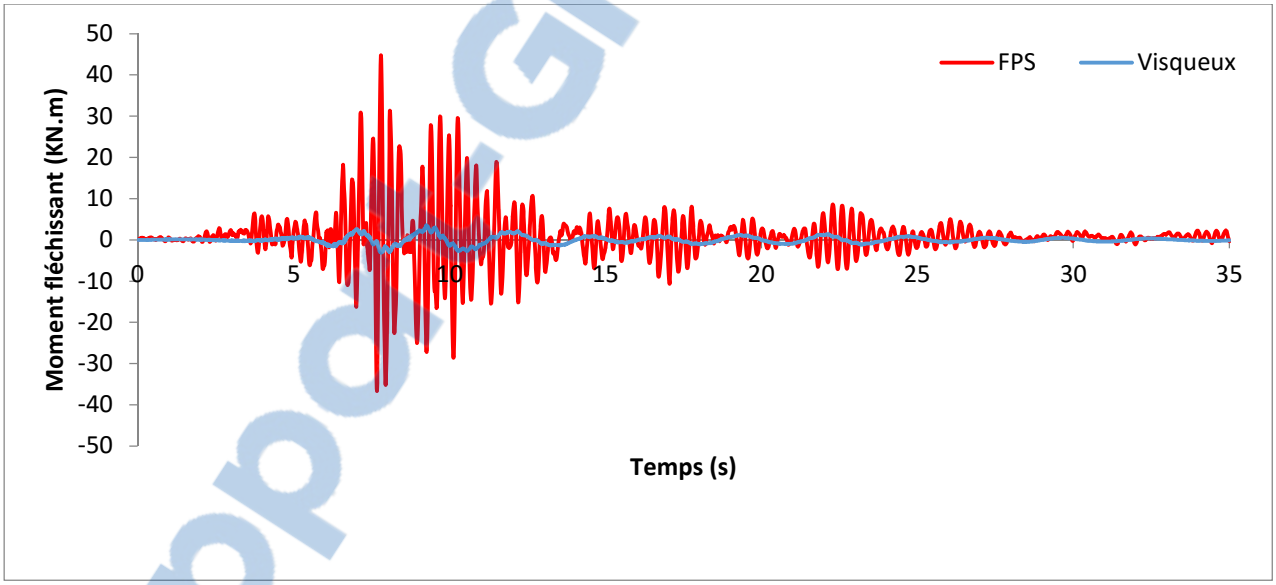


Figure V.57.Réponse temporelle en moment fléchissant

b) Station de Sylmar :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

V.5.4. Variation des sollicitations en fonction du temps :

La (figure V.58) et (figure V.59) représente la variation temporelle du déplacement maximum. L'analyse de cette figure montre une réduction de la valeur maximale en déplacement des deux modèles un amorti par le dispositif visqueux-FPS avec l'autre amorti

simplement FPS dont les pourcentages sont les suit **12,26%** pour l'axe X et **92,5%** pour l'axe Y.

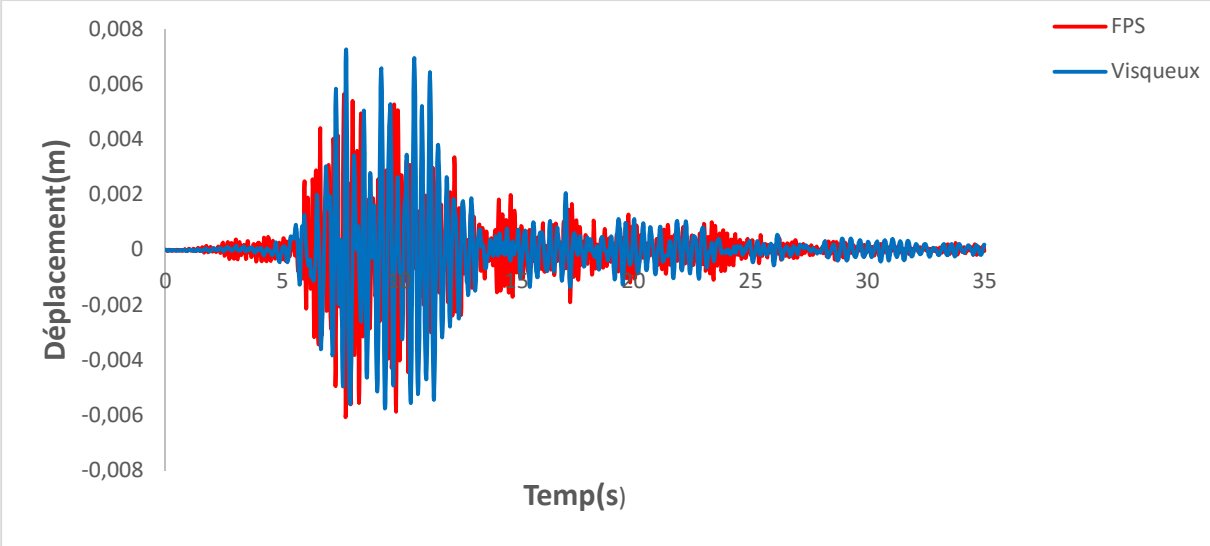


Figure V.58.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe X

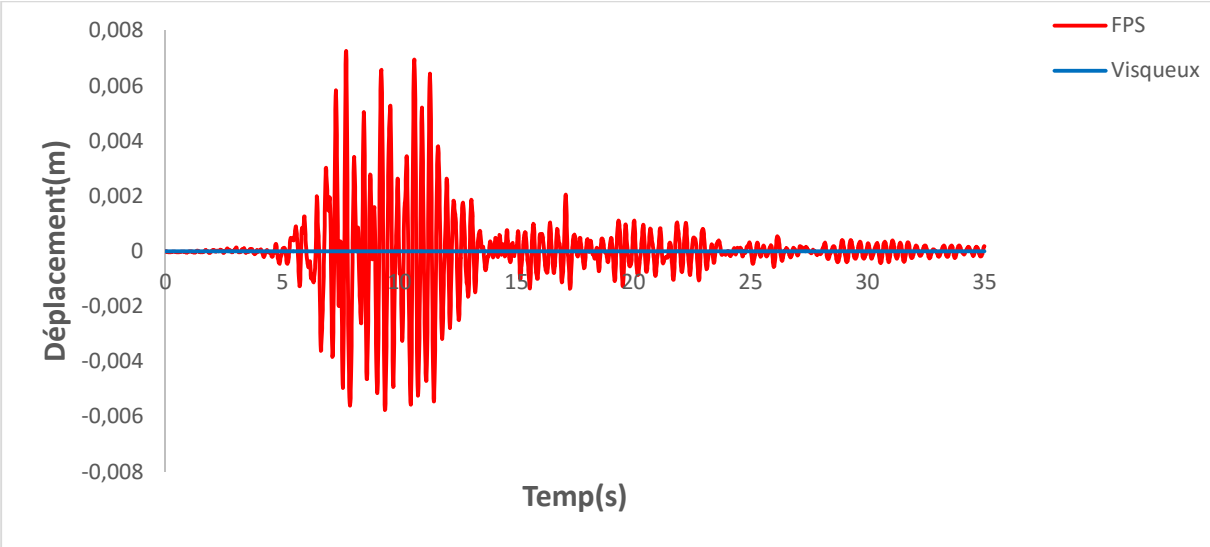


Figure V.59.Réponse temporelle en déplacement suivant l'axe Y

La (figure V.60) et la (figure V.61) montre une comparaison de ces dernier modèle en terme d'accélération, après l'analyse on observe que l'accélération du dispositif visqueux-FPS est de **97,5%** pour l'axe X **et 95.4%** pour l'axe Y par rapport au FPS.

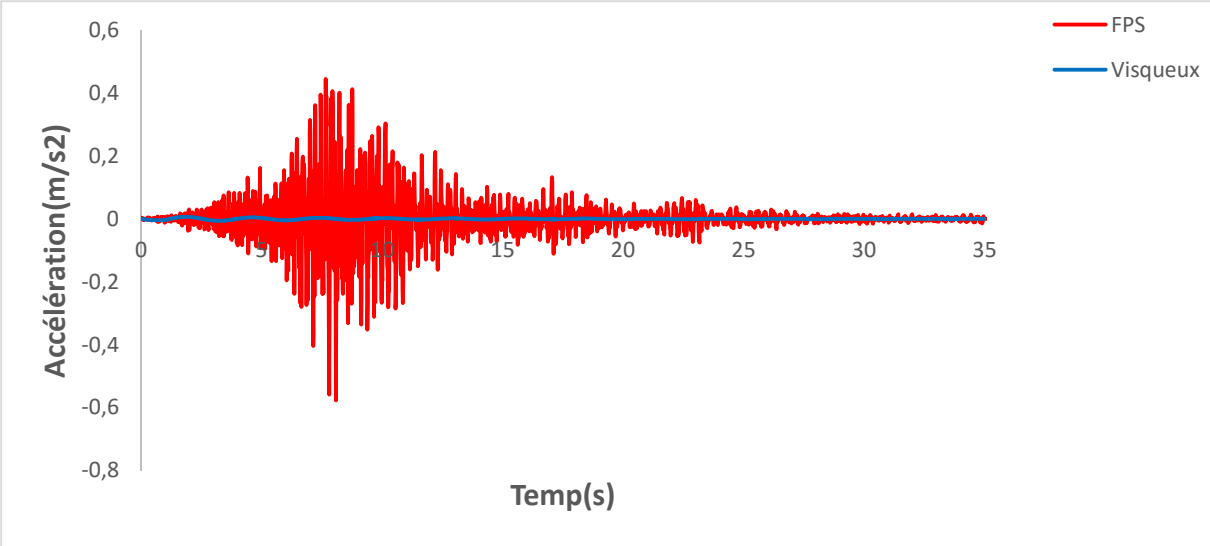


Figure V.60.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe X

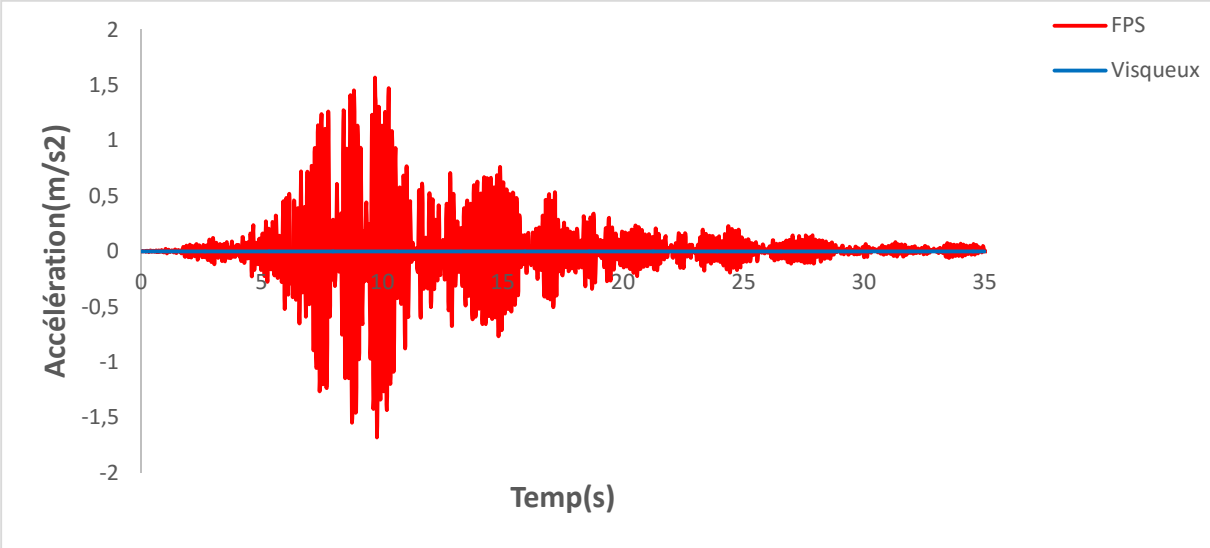


Figure V.61.Réponse temporelle en accélération suivant l'axe Y

V.5.5. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

L'analyse de la (Figure V.62) montre que la valeur de l'effort tranchant à la base de l'amortisseur visqueux-FPS a diminué de **83.45%** par rapport à l'amortisseur FPS

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

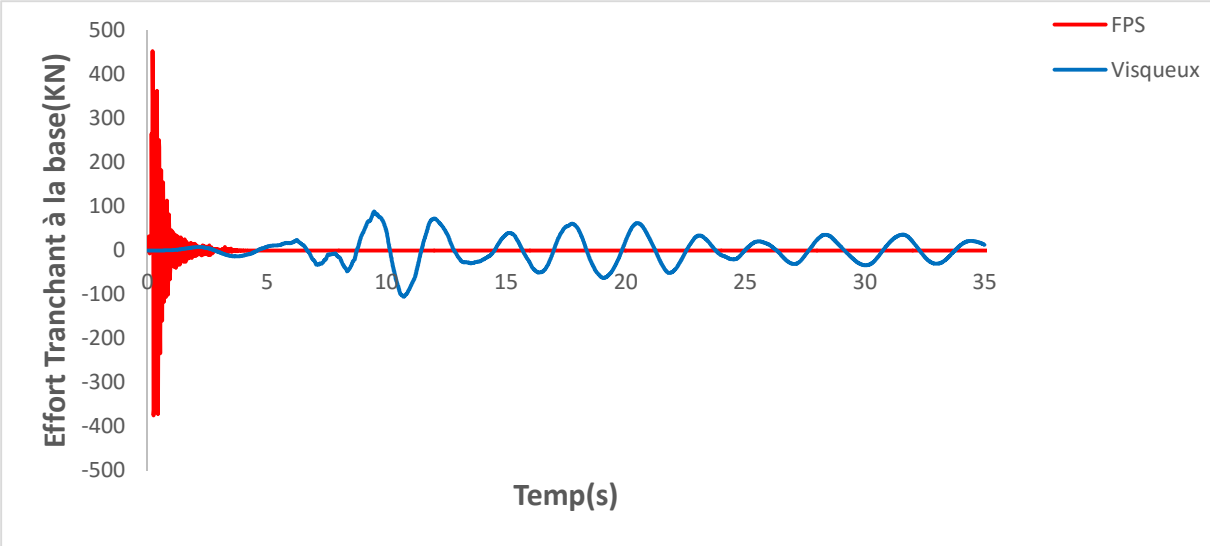


Figure V.62.Réponse temporelle en effort tranchant à la base

V.5.6. Variation des sollicitations en fonction du temps :

Les courbes des (figure V.63, figure V.64, figure V.65) illustres les variations temporelles de l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant.

L'analyse de la (figure V.63) montre une importante réduction pour le système d'amortissement pour atteindre une valeur de **77.25%** en effort normal.

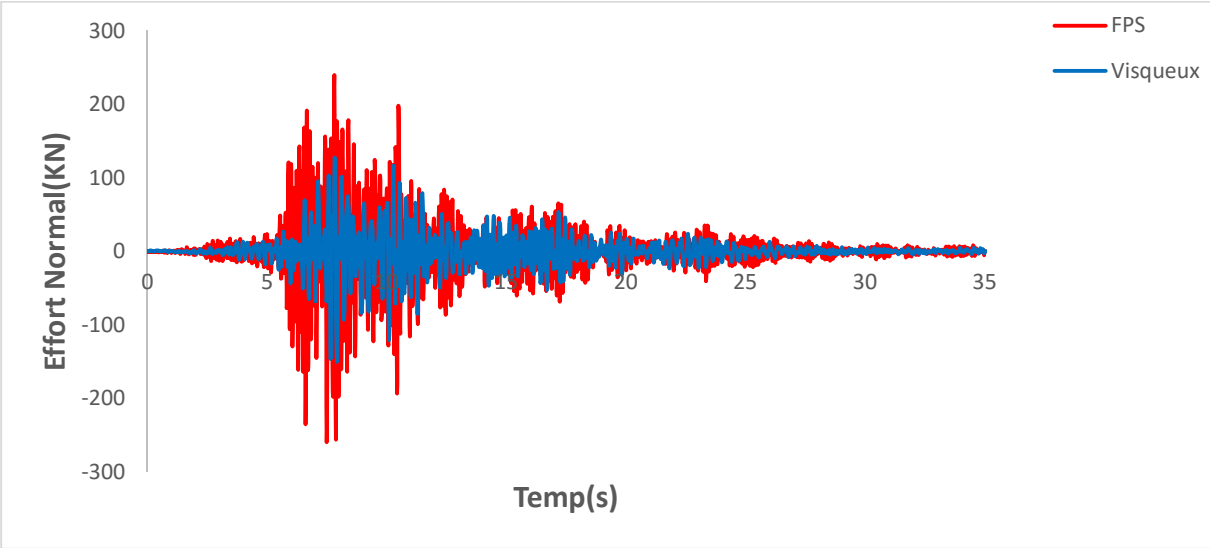


Figure V.63.Réponse temporelle en effort normal

L'effort tranchant du dispositif visqueux-FPS (figure V.64) diminue considérablement d'une valeur de **96.11%** par rapport au pont amorti simplement par FPS.

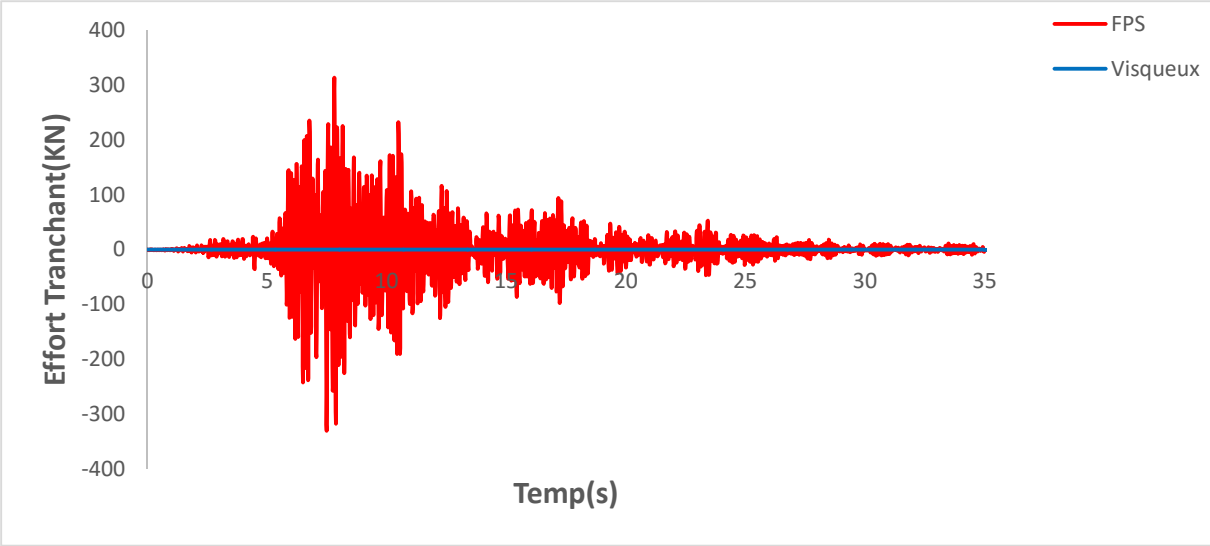


Figure V.64.Réponse temporelle en effort tranchant

En dernier lieu le moment fléchissant (figure V.65) baisse de **85.51%** par rapport au FPS.

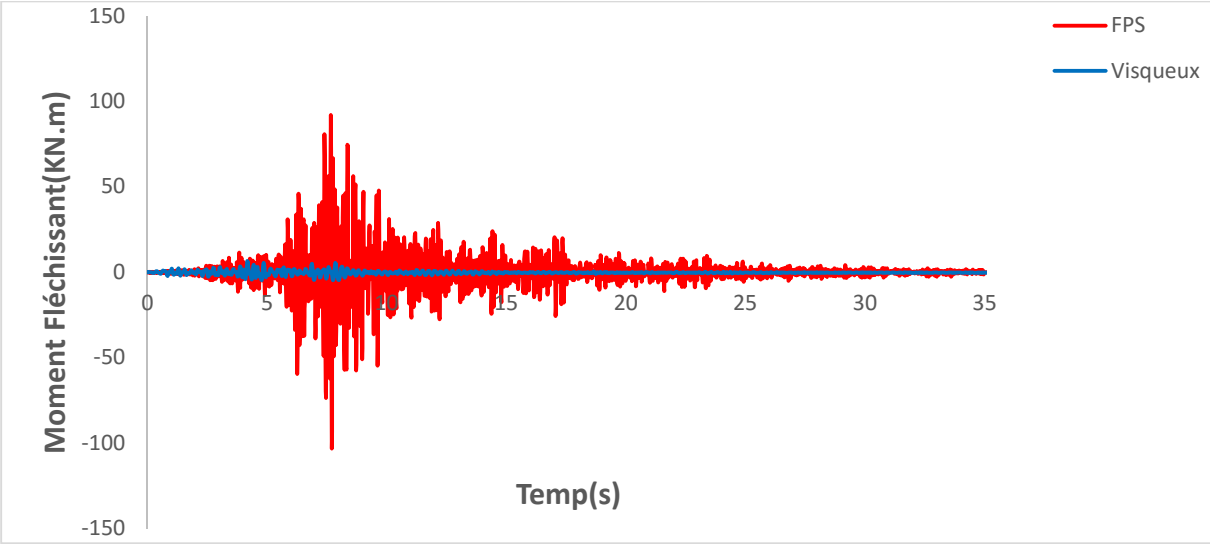


Figure V.65.Réponse temporelle en moment fléchissant

V.6.Conclusion :

L'objectif principal de ce chapitre était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des réponses dynamique des ponts .Trois types différents d'appareils ont été étudiés, soient les isolateurs Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB), Isolateur en pendule à friction (FPS) ET les amortisseurs visqueux. Le sap2000 a permis d'étudier le comportement dynamique des ponts équipés avec chacun de ces trois types d'appareils de protection parasismique. La réponse dynamique a été étudiée dans les deux directions longitudinales et transversales des ponts.

CONCLUSION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Construire c'est mettre à la disposition des hommes une portion aménagée et conditionnée à leur convenance, mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants avec un degré de sécurité approprié pour réduire le risque sismique et préserver les vies humaines

Pour cela, plusieurs méthodes de construction parasismique ont été développées et seront encore développées davantage et sur cette liste des innovations des méthodes de conception parasismique, figure l'isolation parasismique qui est une méthode d'isolation partielle des structures du sol et qui constitue une alternative à l'approche classique de la protection des ouvrages qui accepte des dégâts de manière contrôlée.

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des réponses temporelle des ponts.

Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné ce travail était basé sur des formulations théoriques et des analyses numériques qui nous ont permis par ailleurs de confirmer ce qui a été formulé dans la littérature sur le comportement des ponts isolés.

L'analyse dynamique des structures isolées présentée dans le chapitre cinq nous a permis de déduire l'importance des appareilles d'appuis sur les ponts.

L'étude comparative effectuée sur la structure avec et sans les différents systèmes d'isolation nous a permis de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réponse des structures isolées :

- Les accélérations transmises à la superstructure sont inférieures à celle du sol.

- Les déplacements sont pratiquement négligeables.

- Les forces sismiques agissant sur la superstructure sont réduites.

- La réponse de la structure isolée se trouve réduite de deux à trois fois par rapport à celle d'une structure classique.

L’étude paramétrique a porté sur les facteurs suivants :

- Types d’appuis parasismiques

- Types d’accélérogrammes

- Période du système d’isolation

- Nombre d’appuis parasismiques utilisés pour isoler la structure

L’investigation des résultats numériques obtenus nous a permis d’émettre les conclusions suivantes :

- Les déplacements imposés à la structure isolée se localisent au niveau des appuis parasismiques.

- Le degré d’isolation est défini comme étant le rapport des souplesses du système d’isolation et de la superstructure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **KACZKOWSKI.** Conception basée sur le principe d'isolation et l'emploi de dispositifs amortisseurs visqueux, (juillet 2012), INSA STRASBOURG.
- [2] **ACHOUR,Farid.** Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des bâtiments. l'Ecole Nationale des Travaux Publics, diplôme de magister en Génie Civil, (juin 2004), Université TIZI OUZOU.
- [3] **DION,Casandra.** Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques. Ecole polytechnique de Montréal, Diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, (janvier 2010), Université de MONTREAL.
- [4] **OUNIS,Hadj Mouhamed**. Conception des systèmes d'isolation parasismique des ouvrages, université Mohamed Khider, Diplôme de Doctorat en Science, (17 Juin 2014), Université Mohamed Khider– Biskra.
- [5] **BENAYAD,Karim**. Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base. Université Abou Bakr Belkaid,Diplôme de Magistère en Génie Civil, (Janvier 2013), Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen.
- [6] **DJELLOULI,Linda**. Modelisation de systeme d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Université Mohamed Khider, Du diplôme de Magister en génie civil, (novembre2012), Université Mohamed Khider-Biskra.
- [7]**BENCHARIF,Raouf et TERCHI,Brahim**. Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments. Ecole Nationale des Travaux Publics, Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics, (Juin 2008), Ecole Nationale des Travaux Publics.
- [8] **Vivier,Aurelie**. Dispositifs parasismiques pour les ponts. Journée Technique AFPS Vulnérabilité et renforcement sismique des constructions. (12juin 2014).
- [9] Appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts. viaducs et structures similaires. (Juin 2007).
- [10] **NAIT,Zerrad et BENMOUNA, Nabil.** analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments. Université abou Bekr Belkaid,Diplôme de master, (juin 2014),Université abou Bekr belkaid.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- [11] **BRUNO S, VALENTE C**. Comparative Response Analysis of Conventional and Innovative Seismic Protection Strategic. Earthquake Engineering and structural dynamics, (2002), N°31. pp. 1067- 1092.
- [12]**ACHOUR F, AZZOUZ K, AFRA H**. Analyse Sismique des structures, Comportant des Systèmes d'Isolation à leur Base. Actes du colloque international sur la Construction. . (12 Octobre2003).
- [13] **FEMA 274.** Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building. Chapitre 9, Seismic Isolation and Energy Dissipation, NEHRP. (1997).
- [14] **MICHAEL A. Reley and FAHIM Sadek**,Development of test Guidelines for passive energy dissipation devices. (1999).
- [15]**BenMekki,Othman**. Amortissement semi-actif des structures flexibles, Application au contrôle des grands ponts. (2007).
- [16] **Michael D**. Symans.Seismic protective systems,Seismic isolation,Instructional Material Complementing .FEMA 451, Design Examples Seismic Isolation 15 - 7- 1
- [17] **DUCRET,Jean-mark.** Etude du comportement réel des ponts mixtes et modélisation pour le dimensionnement. Ecole polytechnique fédérale .Diplome de doctorat.Lausanne.(1997).
- [18] **RAMADINGUE, GUIRBAYE**. Etude technique de construction d'un pont en béton arme de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière bam-bam à MONGO au centre du TCHAD. Diplôme de master en ingénierie de l'eau et de l'environnement .AZIMUTH (TCHAD). (23 juin 2012).Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement.