

# Table des matières

ملخص.....	i
Résumé.....	ii
Abstract.....	iii
Remerciements .....	iv
Table des matières.....	v
Notations utilisées.....	vii
Listes des Tableaux.....	xii
Liste des Figures.....	xiii
<b>Chapitre 1.</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>1</b>
1.1. Contexte - Problématique.....	1
1.2. Motivations et Objectifs de la thèse.....	5
1.3. Organisation de la thèse.....	7
<b>Chapitre 2.</b>	
<b>Effet de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts : Eléments de base et Etat de l'art.....</b>	<b>9</b>
2.1. Introduction.....	9
2.2. Description du mouvement sismique différentiel.....	10
2.3. Modélisation de la SVGM .....	13
2.3.1. Définition de la fonction de cohérence .....	13
2.3.2. Modèles basés sur l'approche empirique .....	16
2.3.3. Modèles basés sur l'approche semi-empirique .....	17
2.4. Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la SVGM sur les ponts.....	18
2.5. Commentaires et Conclusions.....	32
<b>Chapitre 3.</b>	
<b>Prise en compte de la SVGM dans la réglementation parasismique des ponts.....</b>	<b>34</b>
3.1. Introduction.....	34
3.2. Présentation de quelques normes basées sur le concept de la valeur du repos d'appui minimal. ....	35
3.3. Méthode simplifiée du RPOA.....	37
3.4. Méthode simplifiée de l'Eurocode8.....	40
3.5. Aperçu sur les travaux évaluant l'approche simplifiée relative à la SVGM .....	45
3.6. Conclusions.....	47

## Chapitre 4.

<b>Génération des mouvements sismiques variables dans l'espace.....</b>	<b>50</b>
4.1. Introduction.....	50
4.2. Description sommaire des méthodes de génération des mouvements sismiques variables dans l'espace.....	51
4.3. Traitement des mouvements sismiques pour l'évaluation des déplacements.....	54
4.4. Simulation d'un champ de mouvement sismique différentiel stationnaire.....	57
4.4.1. Evaluation de la fonction de densité spectrale de puissance.....	58
4.4.2. Evaluation de la fonction d'inter-densité spectrale.....	59
4.4.3. Génération des processus aléatoires stationnaires différentiels par la méthode de représentation spectrale.....	60
4.5. Procédure simplifiée pour l'intégration des accélérations stationnaires simulées.....	62
4.6. Évaluation des accélérations, vitesses et déplacements non stationnaires et variables dans l'espace.....	64
4.7. Vérification de la procédure de génération des mouvements sismiques différentiels.....	68
4.8. Effet de la procédure d'intégration développée sur la réponse dynamique.....	80
4.9. Conclusions.....	82

## Chapitre 5.

<b>Prise en compte de la SVGM dans le comportement dynamique des ponts.....</b>	<b>84</b>
5.1. Introduction.....	84
5.2. Présentation de la structure des ponts étudiés.....	85
5.3. Analyse dynamique linéaire des ponts sous mouvement sismique différentiel et comparaison avec la méthode simplifiée du RPOA pour la SVGM.....	88
5.3.1. Modélisation linéaire des ponts.....	88
5.3.2. Simulation du mouvement sismique différentiel.....	91
5.3.3. Cas d'analyses dynamiques linéaires effectuées.....	98
5.3.4. Analyse des résultats de l'analyse linéaire.....	101
5.4. Effet de la SVGM sur la réponse dynamique non linéaire des ponts.....	109
5.4.1. Cas d'analyses dynamiques non linéaires effectuées.....	109
5.4.2. Modèle non linéaire des ponts.....	110
5.4.3. Résultats et interprétation des analyses non linéaires.....	113
5.5. Conclusion.....	119

## Chapitre 6.

<b>Conclusion générale.....</b>	<b>122</b>
6.1. Éléments de synthèse.....	122
6.2. Perspectives.....	125
<b>Bibliographie.....</b>	<b>127</b>

# Notations utilisées

$\Delta d_i$	Différences des déplacements absolus $d_i$ .
$\Delta t$	Incrément de temps.
$\Delta \omega$	Incrément fréquentiel.
$\Phi_{ml}$	Phases aléatoires indépendantes uniformément distribuées sur l'intervalle $[0, 2\pi]$ .
$\alpha$	Angle d'inclinaison des supports du pont.
$\alpha_{jk}(\omega), \beta_{jk}(\omega)$	Fonctions utilisées dans le modèle de cohérence de Der Kiureghian, (1996).
$\beta_r$	Coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des appuis adjacents.
$\gamma_{jk}(\omega)$	Fonction de cohérence entre deux mouvements sismiques mesurés en deux points $j$ et $k$ .
$\delta$	Facteur d'incohérence du modèle d'incohérence de de Luco, et Wang, (1986).
$\eta$	Coefficient en fonction de la composante sismique et du type de site selon le règlement RPOA.
$\theta_{jk}(\omega)$	Phase spectrale de la fonction de cohérence.
$\kappa, \nu$	Paramètres du modèle de cohérence de Hindy et Novak (1980)
$\omega$	Fréquence angulaire.
$\omega_l$	Fréquence angulaire correspondante au numéro du pas $l$ .
$\omega_u$	Fréquence angulaire de coupure.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$A, \alpha, k, \omega_0$ et $b$	Paramètres du modèle de cohérence de Harichandran, et Vanmarcke, (1986).
<b>A, B, C et D</b>	Catégories de performance sismique du règlement AASHTO.
$B$	Largeur du pont.
$D$	Déplacement du tablier au niveau de l'appui dû à la déformation de la structure.
$D_M$	Déplacement absolu horizontal donné pour une accélération unité.
$D_{M,j}$	Déplacements absolus au niveau du support $j$ .

$F_v$	Coefficient de site selon le règlement ATC.
$G_j(\omega)$	Transformé de Fourier du processus $g_j(t)$ .
$H$	hauteur de la colonne.
$H_j$	Hauteur la plus importante des piles situées entre les joints du pont.
$H(\omega)$	Matrice triangulaire inférieure obtenue par la décomposition de Cholesky de la matrice $S^0(\omega)$ .
$H_{jk}(\omega)$	Les éléments de la matrice $H(\omega)$ .
$H_n(f)$	Fonction de transfert du filtre de Butterworth
$L$	Longueur du pont.
$L_{av;i}$	la moyenne des distances $L_{i-1,i}$ et $L_{i,i+1}$ .
$L_i$	Distance (projetée horizontalement) entre l'appui $i$ et l'appui de référence.
$L_{i,j}$	Distance (projetée horizontalement) entre l'appui $i$ et l'appui $j$
$L_j$	Distance entre les joints du tablier.
$L_M$	Distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants selon le RPOA.
$L_{lim}$	Longueur de tablier au-delà de laquelle la variabilité de l'action spatiale doit être prise en compte selon l'Eurocode8.
$L_g$	Distance au delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants selon l'Eurocode8.
$L_p$	Longueur de la rotule plastique.
$L_t$	Longueur de la travée.
$M, K$ et $C$	Masse, rigidité et amortissement d'un système à un seul degré de liberté.
$N_{cp}, N_{cf}$	Sont respectivement les nombres de pas de temps initiaux, et finaux des accélérations, vitesses et déplacements corrigés.
$N_s$	Longueur minimale de repos d'appuis.
$N$	Nombre de pas de fréquence.
PGD	Déplacement maximum du sol
PGA	Vitesse maximale du sol
$R_{jj}(\tau)$	Fonction d'auto – corrélation d'un processus stationnaire de moyenne nulle au niveau du point $j$ .
$R_{jk}(\tau)$	Fonction d'inter – corrélation entre deux mouvements sismiques mesurés en deux points $j$ et $k$ .
$R^0(\tau)$	Matrice d'inter-corrélation
$S$	Paramètre du sol.

$S_1$	Accélération spectrale équivalente à une période de 1 seconde.
S1, S2, S3 et S4	Types de site de l'RPOA.
$S_{jj}(\omega)$	Fonctions de densité spectrale de puissance du mouvement sismique au niveau du point $j$
$S_{jk}(\omega)$	Fonction d'inter-densité spectrale de puissance entre deux mouvements sismiques mesurés en deux points $j$ et $k$ .
$S_{\dot{g}_j}(\omega)$	Fonctions de densité spectrale de puissance du mouvement $\dot{g}_j(t)$ .
$S_{\ddot{g}_j}(\omega)$	Fonctions de densité spectrale de puissance du mouvement $\ddot{g}_j(t)$ .
$S^0(\omega)$	Matrice d'inter-densité spectrale de puissance.
SVGGM	Mouvement variable dans l'espace.
T	Période du signal.
$T_D$	Valeur de la période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant, donnée par L'Eurocode8.
$T_{ztd(s_i)}, T_{ztf(s_i)}$	sont représentent respectivement les durées des zones de transition au début et à la fin du segment $s_i$ .
$U_G$	Déplacement relatif du sol dû au déformation du sol entre les piles.
$U_R$	Déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure (en cm).
URSA	Analyse spectrale uniforme.
UTHA	Analyse temporelle uniforme.
UTHA-NL	Analyse temporelle non linéaire uniforme.
VEC8	Méthode simplifiée de l'EC8 pour la SVGGM
VRPA	Méthode simplifiée de l'RPOA pour la SVGGM
VTHA	Analyse temporelle variable.
VTHA-NL	Analyse temporelle non linéaire variable.
$V_{app}$	Vitesse apparente de propagation des ondes.
$V_s$	Vitesse de propagation d'onde de cisaillement.
$a(\omega)$	Fonction utilisée dans le modèle de Loh (1985).
$a_g$	Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A selon l'Eurocode8.
$b_0$	Longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm.
$d$	Déplacement différentiel entre deux points du sol dû à la SVGGM

selon le règlement RPOA.

$d_{eg}$	Déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol.
$d_{es}$	Déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.
$d_g$	Déplacement de calcul de sol donné par l'Eurocode8.
$d_i$	Déplacements absolus dû à la SVGM appliqués dans des directions opposées.
$d_{ri}$	Déplacements relatifs dû à la SVGM appliqués simultanément avec le même signe.
$f$	Fréquence.
$f_c$	Fréquence de coupure d'un filtre.
$f(t)$	Fonction de correction assurant la compatibilité d'intégration.
$g$	Accélération de la pesanteur.
$g_j(t)$	Processus stationnaire de moyenne nulle généré au point $j$ .
$\dot{g}_j(t)$	Première dérivé de $g_j(t)$ .
$\ddot{g}_j(t)$	Deuxième dérivé de $g_j(t)$ .
$i$	Numéro d'identification du support.
$j$ et $k$	Points de génération des mouvements sismiques.
$n$	Nombre de points de génération des mouvements sismiques.
$n_{seg}$	le nombre de segments constituant le mouvement sismique non stationnaire.
$u(t), u^t(t)$	Déplacement relatif et total d'un système à un seul degré de liberté.
$u_g(t), \dot{u}_g(t), \ddot{u}_g(t)$	Déplacement sismique imposé au système à un seul degré de liberté et ses dérivées.
$\ddot{u}_j(t)$	Evolution temporelle stationnaire de l'accélération au point $j$ .
$\dot{u}_j(t)$	Evolutions temporelles de la vitesse obtenue par intégration directe de $\ddot{u}_j(t)$ .
$u_j(t)$	Evolutions temporelles de la vitesse obtenue par double intégration directe de $\ddot{u}_j(t)$ .
$u_{jc}(t)$	Déplacement corrigé au point $j$ .
$\dot{u}_{jc}(t)$	Vitesse corrigée au point $j$ .
$\ddot{u}_{jc}(t)$	Accélération corrigée au point $j$ .
$\ddot{u}_{jc}^{Si}(t)$	Evolution temporelle stationnaire de l'accélération corrigée au point $j$ qui correspond au segment $i$

$\ddot{u}_j^{NS}(t)$	Accélération non stationnaire au point $j$ .
$\dot{u}_j^{NS}(t)$	Vitesse non stationnaire au point $j$ .
$u_j^{NS}(t)$	Déplacement non stationnaire au point $j$ .
$s_i$	Incrément des segments.
$t$	Temps.
*	Notation indiquant le conjugué complexe.
$  \quad  $	Notation indiquant le module d'une fonction
$E[.]$	Opérateur d'espérance mathématique.
$i = \sqrt{-1}$	Nombre complexe.
Exposant <sup>T</sup>	Transposé d'une matrice.
$\tan^{-1}[.]$	Inverse de la tangente
$\tanh[.]$	Tangente hyperbolique.

Rapport-Gratuit.Com

# Liste des Tableaux

Tableau 3. 1 Valeurs de $L_M$ et $D_M$ (MTP, 2010).....	38
Tableau 3. 2 Valeurs de $L_g$ et $L_{lim}$ (CEN, 2005b).....	40
Tableau 4. 1 Comparaison des valeurs moyennes des PGA, PGV et PGD obtenues à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec les PGA, PGV et PGD du mouvement cible.....	74
Tableau 5. 1 Raideurs des ressorts appliquées aux colonnes pour les types de sol S1, S2, S3 et S4. ....	89
Tableau 5. 2 Les trois premières périodes propres des différents cas de ponts et site étudiés. ....	90
Tableau 5. 3 Comparaison des valeurs moyennes des PGD obtenues à partir des 10 mouvements générés au niveau du premier support et en chaque site avec les PGD des mouvements cibles.....	96
Tableau 5. 4 Cas d'analyses linéaires. ....	98
Tableau 5. 5 Modèle de déplacements différentiels selon le RPOA.....	99
Tableau 5. 6 Modèle de déplacements différentiels de la série A selon l'Eurocode8. ....	100
Tableau 5. 7 Modèle de déplacements différentiels de la série B selon l'Eurocode8 (i est le numéro du support). ....	100
Tableau 5. 8 Rapports des déplacements calculés en têtes des piles du Pont 2 en sites S1 et S3.....	107
Tableau 5. 9 Valeurs corrigées des déplacements absolus $D_M$ . ....	108
Tableau 5. 10 Cas d'analyses non linéaires. ....	111



# Liste des Figures

Figure 2. 1 Illustration des effets de passage d'onde (a), et de l'effet d'incohérence (b) (Zerva, 2009).....	11
Figure 2. 2 Configuration du réseau d'accélérographes SMART-1 (Zerva, 2009) .....	12
Figure 2. 3 Accélérations enregistrées en différentes stations de SMART-1, situées sur : (a) Centre et cercle intérieur, (b) Centre et deuxième cercle (Zerva, 2009).....	14
Figure 3. 1 Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol $d$ .....	39
Figure 3. 2 Les deux séries de déplacements imposés au pont pour l'évaluation de la réponse pseudo-statique selon la méthode simplifiée de l'Eurocode8 (CEN, 2005b).....	43
Figure 4. 1 Histoire temporelle d'un signal enregistré durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan,1999) (a) accélération, (b) déplacement obtenu par double intégration de l'accélération. ....	55
Figure 4. 2 Procédure de génération des mouvements sismiques différentiels en termes d'accélération, vitesse et déplacement. ....	67
Figure 4. 3 Histoire temporelle du signal de référence (a) accélération, (b) déplacement obtenu par double intégration de l'accélération. ....	69
Figure 4. 4 Comparaison du spectre de réponse en pseudo accélération de l'accélération de référence avec le spectre du RPOA.....	70
Figure 4. 5 Comparaison de la moyenne des fonctions de densité spectrales obtenues à partir des 20 mouvements stationnaires générés pour chaque segment et pour les différentes stations avec les fonctions de densité spectrales estimées à partir de l'accélération de référence:(a) Segment 1, (b) Segment 2, (c) Segment 3. ....	71
Figure 4. 6 Variation du module de la fonction de transfert du filtre de Butterworth en fonction de la fréquence pour une fréquence de coupure $f_c = 0.05\text{Hz}$ et des ordres $n = 2, 3, 4, 6$ et $8$ . ....	72
Figure 4. 7 Evolutions temporelles d'un exemple d'accélérations générées pour chaque station. ....	75
Figure 4. 8 Evolutions temporelles pour chaque station des vitesses simulées et évaluées par intégration directe des accélérations générées. ....	76
Figure 4. 9 Evolutions temporelles pour chaque station des déplacements simulés et évalués par double intégration directe des accélérations générées. ....	77
Figure 4. 10 Comparaison des moyennes des fonctions de densité spectrale de puissance évaluées à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec la fonction de densité spectrale de puissance du mouvement cible.....	78
Figure 4. 11 Comparaison des moyennes des spectres de Fourier évalués à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec le spectre de Fourier de l'accélération cible. ....	78
Figure 4. 12 Comparaison des moyennes des spectres de réponse en pseudo accélération évalués à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec le spectre de réponse en pseudo accélération cible.....	79

Figure 4. 13 Comparaison des moyennes des modules de fonctions de cohérence évaluées à partir des 20 mouvements générés et la fonction de cohérence cible. ....	79
Figure 4. 14 Système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique.....	80
Figure 4. 15 Histoire temporelle de la composante verticale de l'accélération enregistrée durant le séisme de Loma Prieta (Californie, 1989) .....	81
Figure 4. 16 Effet de l'intégration de l'accélération générée sur la réponse dynamique. ....	83
Figure 5. 1 Coupe transversale des ponts étudiés (FHWA, 1996a).....	86
Figure 5. 2 Elévation longitudinale du pont 1 (FHWA, 1996a). ....	86
Figure 5. 3 Comportement sismique prévu pour les ponts. (a) Direction longitudinale. (b) Direction transversale (FHWA, 1996a). ....	87
Figure 5. 4 Modèle en éléments finis du Pont 1 utilisé pour l'analyse linéaire.....	89
Figure 5. 5 Allure des premiers modes propres du Pont 1 pour le site S1.....	91
Figure 5. 6 Spectre de réponse en pseudo – accélération pour les types de sol S1, S2, S3 et S4 (MTP, 2010).....	92
Figure 5. 7. Fonction de cohérence de Harichandran et Vanmarcke (Harichandran, et Vanmarcke, 1986).....	93
Figure 5. 8 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S1.....	94
Figure 5. 9 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S2.....	94
Figure 5. 10 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S3.....	95
Figure 5. 11 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S4.....	95
Figure 5. 12 Comparaison des moyennes des spectres de réponse en pseudo accélération évalués à partir des 10 mouvements générés en chaque support avec le spectre de réponse en pseudo accélération du RPOA (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4. ....	97
Figure 5. 13 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 1).....	101
Figure 5. 14 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 2).....	102
Figure 5. 15 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 3).....	102
Figure 5. 16. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 1 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4. ....	103
Figure 5. 17. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 2 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4. ....	104
Figure 5. 18. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 3 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4. ....	105
Figure 5. 19 Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 1 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées). ....	108
Figure 5. 20. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 2 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées). ....	109
Figure 5. 21 Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 3 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées). ....	110
Figure 5. 22 Modélisation de la colonne par le concept de rotules plastiques.....	112
Figure 5. 23 Section de ferrailage des colonnes (FHWA, 1996a). ....	112

Figure 5. 24 Modèles des matériaux utilisés pour l'analyse de la section des colonnes à l'aide de l'USC_RC (a) Modèle de l'acier, (b) Modèle du béton. ....	114
Figure 5. 25 Résultats de l'analyse de la section de la colonne par USC_RC.....	115
Figure 5. 26 Approximation bilinéaire de la courbe Moment-Courbure établie pour la section de la colonne. ....	116
Figure 5. 27 Modèle en éléments finis du Pont 1 utilisé pour l'analyse non linéaire. ....	116
Figure 5. 28 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 1 (a) S1, (b) S3. ....	117
Figure 5. 29 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 2 (a) S1, (b) S3. ....	118
Figure 5. 30 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 3 (a) S1, (b) S3. ....	120

# Chapitre 1.

## Introduction

### 1.1. Contexte - Problématique

Dans les méthodes classiques de calcul dynamique des structures, il est souvent considéré que l'ouvrage est excité par un chargement sismique uniforme. Cependant, pour les structures étendues telles que les ponts, les barrages, les pipelines, etc...., cette hypothèse n'est plus valide, d'autant que les observations des enregistrements sismiques font apparaître une variabilité spatiale du mouvement sismique (En anglais : Spatial Variability of Ground Motion :SVGGM). Par conséquent, une analyse sismique rigoureuse de ce type de structures devrait considérer l'effet de la SVGGM. Cet effet est le résultat d'un processus complexe de propagation des ondes sismiques à travers un massif de sol à caractéristiques fortement hétérogènes.

Contrairement au cas d'un calcul dynamique sous chargement uniforme la SVGGM engendre des forces pseudo-statiques additionnelles en plus des forces d'inertie. Par conséquent, sous l'effet de la SVGGM la réponse d'une structure peut être exprimée par la somme de deux composantes: la composante pseudo-statique et la composante dynamique. La première est celle qui est obtenue en appliquant le chargement sismique "statiquement", c'est-à-dire en négligeant les forces d'inertie et les forces d'amortissement. Il faut noter que cette composante est totalement nulle sous chargement uniforme car il s'agit d'un mode de déplacement en corps rigide. La composante dynamique traduit l'effet dynamique incluant l'inertie et l'amortissement de la structure suite à l'application d'un chargement sismique différentiel.

Les travaux pionniers étudiant l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des structures étendues datent des années 60 où nous citons notamment l'étude menée par Bogdanoff et al. (1965). Cependant dans ces premières études seulement l'effet de passage d'onde a été considéré en introduisant un temps de retard estimé à partir d'une vitesse de propagation des ondes sismiques constante. Plus tard, à partir de la fin des années 70, plusieurs réseaux d'accélérographes denses ont été installés à travers le monde pour l'enregistrement des mouvements sismiques variables dans l'espace, parmi plusieurs nous pouvons citer ceux de SMART-1 et LSST-Lotung à Taiwan, Chiba à Tokyo, USGS-Parkfield et Imperial Valley en Californie et Euroseis-Test en Grèce. Ces réseaux ont fourni une plate-forme importante pour l'étude et la compréhension de la SVGM. Ainsi, la recherche dans ce domaine s'est étendue au développement de plusieurs modèles décrivant la SVGM en se basant sur des approches empiriques ou semi-empiriques tels que les modèles de : Harichandran et Vanmarcke (1986) et de Luco et Wong (1986). La caractérisation réaliste de la SVGM et la disponibilité d'une base de données importantes d'enregistrements sismiques ont conduit aussi au développement de différentes méthodes de simulation des évolutions temporelles des mouvements sismiques différentiels. En conséquence, et à partir des années 90, de nombreuses recherches ont été établies pour étudier l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique d'une variété importantes de structures étendues. Il faut signaler qu'un intérêt particulier est porté à l'analyse de cet effet sur le comportement dynamique des ponts et particulièrement les ponts à plusieurs travées où les études les plus significatives étaient effectuées. Les premiers modèles considérés pour ce type de structures sont très simples, plus tard et avec le développement des outils et des codes de calcul dynamique, beaucoup d'études sont effectuées en considérant des modèles de ponts linéaires et non linéaires plus réalistes et plus concrets (Lou et Zerva, 2005 ; Konakli et Der Kiureghian, 2011 ;...). Dans l'ensemble de ces travaux l'effet potentiellement néfaste de la SVGM a été souligné. Par ailleurs, vu la complexité du phénomène et la diversité entre les cas traités il reste très difficile de dresser des instructions générales permettant de tenir en compte l'effet de la SVGM lors de la conception des ponts. En conséquence, le développement d'une démarche détaillée pour l'analyse dynamique des ponts sous chargement sismique différentiel qui est primordiale reste jusqu'à ce jour une tâche difficile.

Les questions qui se posent sont: Comment le concepteur pourra prévoir l'importance possible de l'effet de la SVGM ? Cet effet est-il significatif ? Est ce qu'il existe des cas où il peut être négligé ? Malheureusement, actuellement seulement peu de dispositions de codes ou de directives apportent une réponse à ces questions. Dans la plupart des codes modernes, l'impact de la SVGM apparaît seulement dans des conditions sur la longueur des repos des appuis. L'Eurocode8 : EC8, (CEN, 2005b) et, plus récemment, le premier code parasismique algérien des ouvrages d'arts, RPOA, (MTP, 2010) sont parmi les rares codes qui fournissent des procédures simplifiées et détaillées pour tenir en compte l'effet de la SVGM dans la conception des ponts. Il faut signaler que l'Eurocode8 fournit aussi une approche analytique sous forme d'annexe informative. Principalement, les méthodes simplifiées de ces codes proposent de combiner des composantes pseudo-statique et dynamique pour simuler l'effet de la SVGM. La composante dynamique est obtenue à partir d'une analyse spectrale ou temporelle sous mouvement uniforme. Tandis que la composante pseudo-statique est évaluée en imposant statiquement un modèle de déplacements différentiels. Les recommandations de ces codes sont cependant innovatrices, donc l'applicabilité des démarches proposées nécessite d'être évaluée et validée. Ceci peut être effectué en comparant les résultats de ces méthodes simplifiées avec ceux obtenus à partir des études analytiques plus raffinées tels que les travaux de Sextos et Kappos (2009).

Durant ces dernières décennies différentes méthodes analytiques ont été proposées pour prévoir l'effet de la SVGM sur la réponse sismique des structures étendues. L'analyse spectrale en adoptant un spectre modifié aux situations d'inputs sismiques différentiels est certainement la technique la plus simple en pratique. Néanmoins elle peut devenir imprécise, particulièrement lorsque le comportement de la structure est non linéaire. Les approches analytiques basées sur la théorie des vibrations aléatoires ont attiré l'attention des chercheurs dues à leur base mathématique rigoureuse et à leur efficacité dans le cas des structures linéaires. Cependant, ces approches ne sont pas utilisées généralement par les praticiens et elles sont difficiles à appliquer en présence des non-linéarités structurelles. Jusqu'à l'heure actuelle l'analyse temporelle en utilisant la technique de simulation de Monte Carlo constitue la seule méthode d'analyse suffisamment exacte pour tenir en compte des non-linéarités possibles aussi bien que des incertitudes du mouvement sismique imposé. Comme c'est rare de trouver des

enregistrements sismiques variables dans l'espace correspondant à l'ouvrage étudié, l'analyse dynamique temporelle est effectuée en utilisant des mouvements sismiques synthétiques. La simulation du mouvement sismique différentiel constitue donc une autre partie indispensable pour étudier l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts.

Dans la littérature, beaucoup de méthodes de simulation sont développées. Certaines approches proposent de générer des champs aléatoires stationnaires décrits par une fonction de cohérence et une fonction de densité spectrale de puissance théorique et pour tenir en compte la non stationnarité temporelle des excitations sismiques, ces champs aléatoires stationnaires sont alors multipliés par une fonction enveloppe de modulation. Par ailleurs, il a été démontré que cette dernière peut changer les propriétés de phase des processus simulés, et que le choix de cette fonction a une influence directe sur la réponse de la structure. Dans ces approches nous négligeons donc la non stationnarité spectrale du mouvement sismique qui peut être critique dans certains cas. Des méthodes plus sophistiquées proposent de modifier itérativement ces processus non stationnaires pour les rendre compatibles avec des spectres de réponse. Dans ce cas les mouvements simulés fournissent des informations adéquates pour l'évaluation de la réponse sismique des structures étendues, tandis qu'il a été prouvé que lorsque des itérations sont impliquées dans la génération des processus, la gaussienneté ainsi que la structure de cohérence seront modifiées.

Une approche alternative consiste à générer des mouvements sismiques non stationnaires à partir d'un signal sismique prédéfini enregistré ou simulé en utilisant la méthode de segmentation dans le domaine fréquentiel et/ou temporel (Vanmarcke et al. 1993 ; Liao et Zerva, 2006 ; Shama, 2007 ;...). L'avantage dans ce cas, est que les mouvements sismiques préservent les caractéristiques physiques du signal sismique prédéfini, principalement les non stationnarités temporelles et spectrales.

Théoriquement, en analyse linéaire temporelle des ponts sous l'effet de la SVGM les mouvements sismiques différentiels peuvent être imposés sous forme d'accélération ou de déplacements. Cependant les déplacements sont souvent utilisés puisque qu'ils permettent de contrôler la composante pseudo statique de la réponse. En plus, dans la plupart des codes de calcul en éléments finis disponibles l'excitation sismique

différentielle doit être imposée sous forme de déplacements variables qui sont, en outre, la possibilité unique pour réaliser des analyses non linéaires temporelles sous l'effet de la SVGM. En d'autres termes les excitations sismiques en termes de déplacement doivent être évaluées. Ceci conduit alors à l'intégration temporelle de l'accélération. L'expérience indique que l'intégration directe de l'histoire temporelle d'accélération (mesurée ou simulée) entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus. Divers procédures de correction sont développées dans la littérature (Coelho et al. 2011), mais vu la complexité du problème jusqu'à présent il n'y a aucune approche de correction universelle qui peut être appliquée directement.

## **1.2. Motivations et Objectifs de la thèse**

Récemment, le secteur des travaux publics a mis en place pour la première fois un règlement parasismique des ouvrages d'arts (RPOA) pour assurer leurs sécurités vis-à-vis du risque sismique. Parmi les concepts et les méthodes de calcul dynamique présentés dans ce règlement, une démarche simplifiée est proposée pour tenir en compte l'effet de la SVGM lors du calcul dynamique des ponts. Il faut signaler qu'en plus de l'Eurocode8 le RPOA constitue l'un des rares codes qui proposent des dispositions réglementaires détaillées pour le calcul sismique sous chargement différentiel.

Le présent travail vise notamment à évaluer la démarche simplifiée développée dans le RPOA pour tenir en compte la SVGM, spécialement que cette démarche n'a pas encore été comparée à des études plus raffinées ni appliquée pour le dimensionnement des ponts réels. La démarche simplifiée de l'Eurocode8 sera aussi évaluée dans cette thèse par la comparaison de leurs résultats avec ceux obtenus par des analyses dynamiques temporelles plus raffinées.

Comme il a été précisé précédemment, le défi principal dans l'analyse dynamique temporelle des ponts sous l'effet de la SVGM est la génération des mouvements sismiques différentiels, en particulier les évolutions temporelles en déplacements. Par conséquent, un autre objectif de cette thèse est de développer une procédure simple et efficace pour la simulation et l'intégration des accélérations sismiques non stationnaires variables dans l'espace et compatibles avec des spectres de réponse. L'approche proposée dans cette thèse consiste à utiliser la méthode de segmentation dans le



domaine temporelle où le signal sismique prédéfini peut être représenté par une accélération temporelle compatible avec un spectre de réponse, ou bien un enregistrement. Ce signal sismique sera subdivisé en plusieurs segments approximativement stationnaires et de durées variables. Chaque segment sera utilisé pour la simulation des accélérations temporelles stationnaires et variables dans l'espace en utilisant la méthode de représentation spectrale (Deodatis, 1996). Notre but est alors de développer une procédure de correction permettant à la fois de joindre les segments d'accélérations temporelles stationnaires pour créer les accélérations temporelles non stationnaires variables dans l'espace et obtenir par la suite les évolutions temporelles des déplacements et des vitesses par une intégration directe de ces accélérations générées.

Pour l'étude comparative, qui a pour objectif l'évaluation de la démarche simplifiée du RPOA relative à la SVGM, trois ponts en béton armé de longueurs différentes et situés sur différents types de sol seront analysés en considérant les deux cas de chargements sismiques uniformes et variables générés par la procédure de simulation décrite précédemment. En premier lieu une analyse linéaire sera effectuée. Dans ce cas cinq séries de calcul dynamique vont être réalisées. Deux pour le chargement classique uniforme : analyse spectrale et analyse temporelle. Par ailleurs, les trois autres seront consacrées au cas où l'effet de la SVGM est pris en charge, c'est-à-dire les deux méthodes simplifiées du RPOA et de l'Eurocode8 en plus de l'analyse temporelle sous chargement variable.

Actuellement il est largement reconnu qu'il est nécessaire de considérer des modèles plus réalistes pour les ponts en introduisant les différentes non linéarités. En effet une analyse dynamique non linéaire des différents types de ponts considérés sera également effectuée pour les deux cas de chargements sismiques uniforme et différentiel.

Les résultats des deux analyses linéaire et non linéaire peuvent être vus comme un nouvel effort fourni pour l'incorporation possible de l'effet de la SVGM dans les critères de la conception parasismiques des ponts et pour l'enrichissement de la base des données courante sur le comportement des structures étendues sous cet effet.

### **1.3. Organisation de la thèse.**

Le contenu de cette thèse est réparti en six chapitres :

Le chapitre 1 est une introduction qui présente le contexte, les motivations et les objectifs de cette thèse.

Le chapitre 2 commence par la présentation des différentes causes du mouvement sismique différentiel, quelques réseaux d'accélérogrammes ainsi que les modèles utilisés pour la description de la SVGM. Par la suite une revue de littérature en matière des effets de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts sera présentée. L'objectif est de quantifier les paramètres influant sur la réponse sismique des ponts sous la SVGM.

Le chapitre 3 est consacré à la présentation des directives et suggestions proposées par quelques codes parasismiques concernant la considération de la SVGM dans la conception des ponts. Nous exposons au début du chapitre les méthodes reposant sur le principe de la longueur minimal du repos d'appuis. Après nous détaillons les méthodes simplifiées proposées par les deux codes : RPOA et Eurocode8. Enfin, quelques conclusions et commentaires sur ces deux méthodes sont exposés.

Le chapitre 4 traite le problème de génération des mouvements sismiques variables dans l'espace. Nous rappelons les différentes méthodes de simulation proposées dans la littérature. Nous nous intéressons à la méthode de représentation spectrale. La procédure de génération et de correction développée dans cette thèse sera présentée aussi dans ce chapitre. Cette méthode de simulation va être validée en examinant et en comparant les propriétés statistiques et physiques (tels que les fonctions de densité spectrales, les fonctions de cohérence et les spectres de réponse) des mouvements générés avec le mouvement cible.

Le chapitre 5 est consacré à l'évaluation des méthodes simplifiées du RPOA et de l'Eurocode8 par la comparaison de leurs résultats avec ceux obtenus à partir des études temporelles plus raffinées. Cette étude comparative est effectuée pour trois ponts de longueurs différentes en considérant les quatre types de site de du RPOA. Par la suite, les trois ponts considérés sont modélisés en tenant compte des non linéarités des matériaux et de contact. L'analyse dynamique non linéaire est effectuée en considérant

deux types de sol de fondation (site ferme et site meuble). Les résultats exprimés en termes de ductilité seront estimés sous les deux cas de chargement uniforme et variable.

Nous terminerons cette thèse par des conclusions sur l'intérêt de ce travail et les résultats obtenus, et on dresse des perspectives pour les futurs travaux dans ce domaine.

## **Chapitre 2.**

# **Effet de la SVGGM sur la réponse dynamique des ponts : Eléments de base et Etat de l'art**

### **2.1. Introduction**

Une conception parasismique adéquate des ponts exige essentiellement une connaissance rationnelle de l'excitation sismique appliquée. Cette dernière possède une caractéristique majeure liée à ce type d'ouvrage. Il s'agit de sa variabilité spatio-temporelle. Ceci a été prouvé par l'analyse des enregistrements sismiques mesurés durant ces dernières décennies par les différents réseaux installés dans le monde. L'analyse des dommages, que les ponts ont subis durant plusieurs séismes, confirme également que les piles peuvent être excitées par des mouvements sismiques différentiels. Ces derniers sont donc la source d'une partie importante des dommages (Tzanetos et al. 2000). La SVGGM, d'origine très complexe, constitue alors un phénomène qui doit être impérativement envisagé lors de l'analyse et du dimensionnement des ponts.

Par conséquent, divers travaux scientifiques ont été effectués dans ce domaine. Ces investigations ont été menées afin d'une part, de mesurer et modéliser la SVGGM et d'autre part d'identifier les effets qu'elle peut avoir sur le comportement sismique des structures. Différents paramètres liés aux structures et aux mouvements sismiques variables ont été traités. L'objectif est évidemment d'évaluer la sensibilité des ouvrages

vis-à-vis à cet effet, et de lever des recommandations pour leur conception parasismique.

Nous allons alors commencer ce chapitre par la caractérisation du phénomène de la SVGM. Nous exposons ensuite quelques modèles de variabilité spatiale proposés dans la littérature. Comme le présent travail de recherche est consacré à l'analyse des effets de ce phénomène sur la réponse des ponts, nous présenterons par la suite une revue bibliographique des études les plus importantes effectuées dans ce domaine. Cet état de l'art a pour objectif d'examiner les différentes approches et hypothèses utilisées pour la modélisation de ce type de structures et de l'input sismique différentiel. Nous visons également à exposer leurs principaux résultats et conclusions. Ce chapitre se terminera par quelques commentaires sur les travaux antérieurs.

## 2.2. Description du mouvement sismique différentiel

La SVGM est due principalement à la nature complexe de propagation des ondes sismiques à travers un massif de sol à caractéristiques géométriques et mécaniques hétérogènes. Il a été reconnu que quatre effets distincts sont à l'origine de la SVGM. Il s'agit de (Der Kiureghian, 1996):

(a) *L'effet de passage d'onde*, qui est dû au décalage temporel du temps d'arrivée d'un même signal sismique aux différentes stations d'enregistrement du fait de la vitesse de propagation des ondes sismiques (voir Figure 2. 21 (a)).

(b) *L'effet d'incohérence*, qui résulte des différences aléatoires dans les amplitudes et les phases des ondes sismiques dues aux réfractions et réflexions multiples qui se produisent durant leurs propagations le long de leurs trajets du foyer au site considéré (voir Figure 2. 21 (b)).

(c) *L'effet de site*, dû à la variation spatiale des caractéristiques locales du profil de sol qui affectent l'amplitude et le contenu fréquentiel de l'onde sismique.

(d) *L'effet d'atténuation*, dû à la diminution graduelle de l'amplitude du signal avec la distance. Cet effet est par opposition aux trois autres sans incidence sur les structures car son impact ne prend effet que sur des grandes distances.

Le mouvement sismique variable est donc une interaction complexe de ces quatre effets. Néanmoins, pour des raisons de simplification ces effets sont supposés être indépendants les uns des autres dans les modèles décrivant la SVGM. Dans la littérature, il est généralement reconnu que l'effet de passage d'onde est caractérisé par la vitesse apparente de propagation des ondes sismiques. L'effet d'incohérence est défini par la fonction de cohérence qui décroît exponentiellement avec la distance et la fréquence, tandis que l'effet de site est représenté en définissant différents spectres de réponse (ou de puissance) à la base de la structure. Chacun de ces spectres est estimé selon les conditions locales du site correspondant.

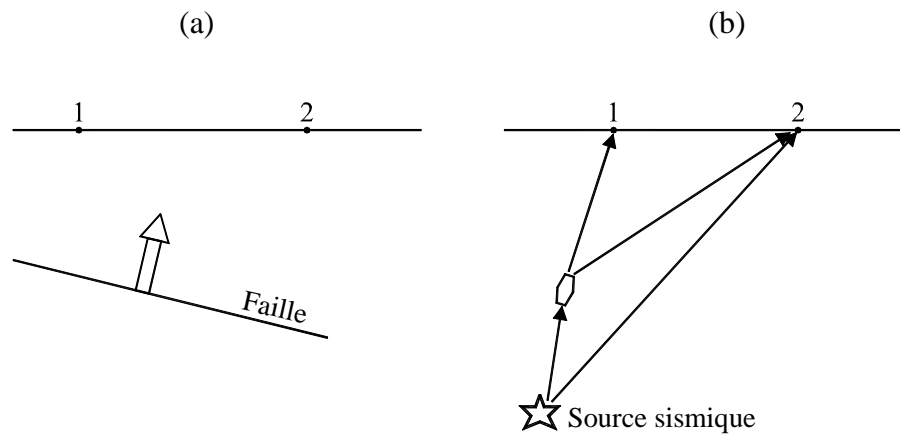


Figure 2. 1 Illustration des effets de passage d'onde (a),  
et de l'effet d'incohérence (b) (Zerva 2009).

La caractérisation du phénomène de la SVGM ainsi que l'analyse de ses effets sur la réponse dynamique des structures a fait l'objet d'intenses études. Cet axe de recherche s'est développé de plus en plus grâce à la mise en place de plusieurs réseaux denses d'accélérographes dans le monde. Un des premiers réseaux différentiel installés est celui d'EL-Centro, qui a enregistré le séisme d'Imperial Valley de 1979. Il comprend 6 stations disposées linéairement sur une longueur de 305 m. Cependant la complexité du phénomène de la SVGM a nécessité la mise en place d'un réseau répondant à des critères spécifiques aux conditions locales du site, installé dans une zone où la probabilité d'avoir des séismes majeurs sur une période de 10 ans est assez forte, proche des centres urbains et industriels et les mesures des signaux sismiques peuvent s'effectuer dans les trois directions et sur des distances comparables à celles des

structures. Dans ce contexte il a été décidé en 1980 de déployer le dense réseau d'accélérographes SMART-1 (Strong Motion ARray in Taiwan) à Lotung (Nord-est de Taiwan). Ce réseau a été intensivement utilisé pour l'étude de la SVGM. La Figure 2. 2 montre sa configuration. Il comprend 37 sismographes disposés suivant 3 cercles concentriques, le cercle intérieur est dénommé I (Inner), le deuxième par M (Middle) et le dernier par O (Outer), au milieu de ces cercles est disposé un sismographe dénommé COO. Les enregistrements de ce réseau sont identifiés par le terme évènement  $i$  (Zerva 2009).

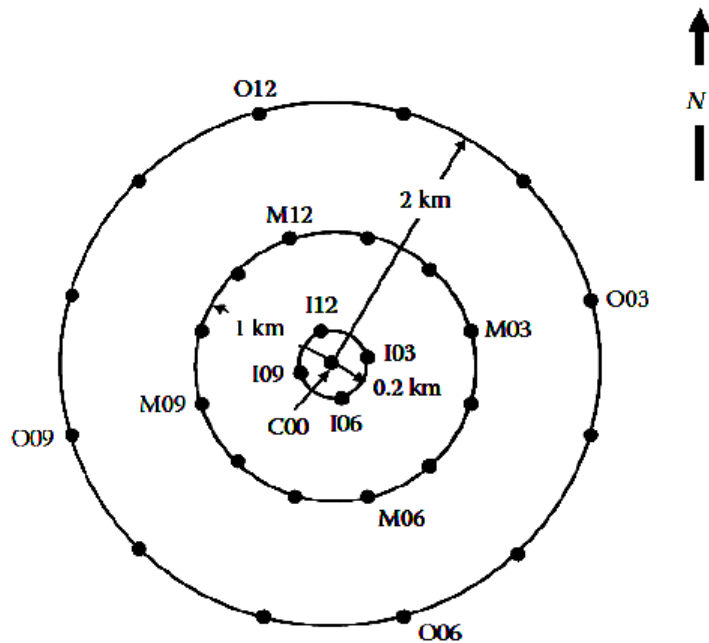
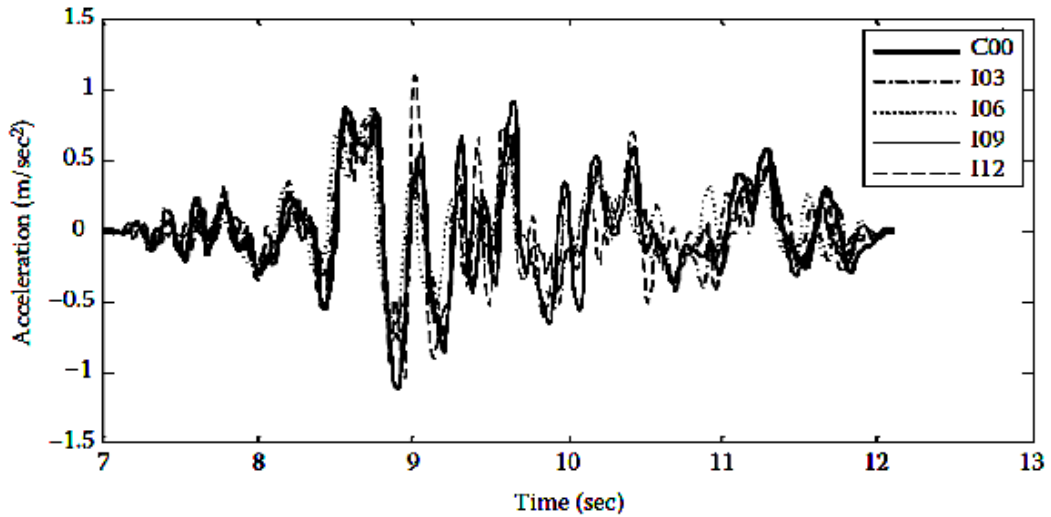


Figure 2. 2 Configuration du réseau d'accélérographes SMART-1 (Zerva, 2009)

La Figure 2. 3 montre sur le même graphe des évolutions temporelles enregistrées par les différents accéléromètres du réseau SMART-1. On peut clairement observer l'évidence de la SVGM à partir des différences dans les phases (décalage horizontal des pics), les amplitudes (variations des valeurs des pics) et les fréquences (nombre de pics qui se produisent dans un intervalle de temps donné) des enregistrements temporels d'accélération. On remarque également que ces différences varient en fonction de la distance entre les accéléromètres. Par exemple, dans la Figure 2. 3 (a), où la distance entre les accéléromètres ne dépasse pas 0.2 kilomètre, ces différences sont relativement

(a)



(b)

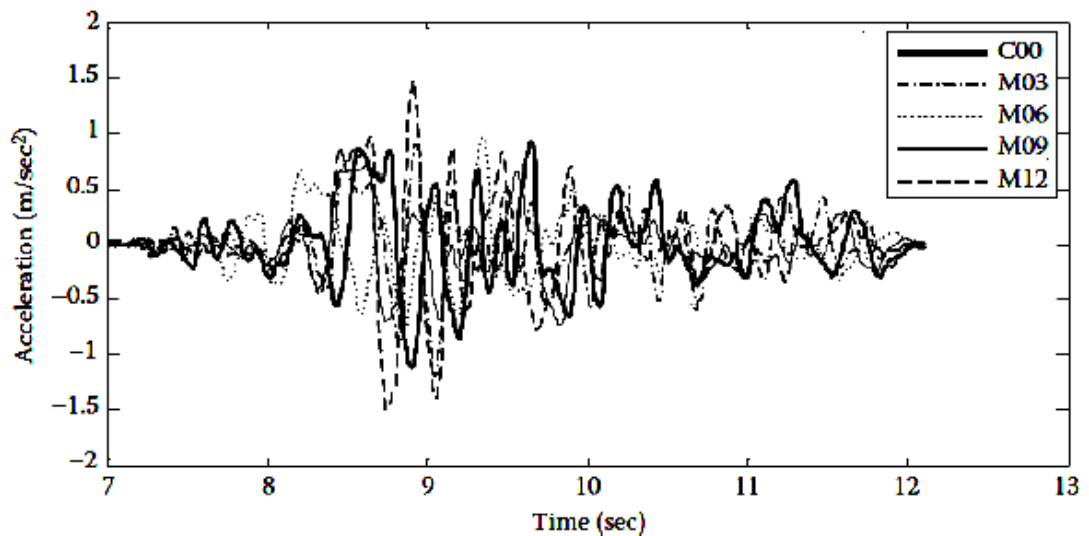


Figure 2. 3 Accélérations enregistrées en différentes stations de SMART-1, situées sur : (a) Centre et cercle intérieur, (b) Centre et deuxième cercle (Zerva, 2009).

petites par rapport au cas où la distance entre les accéléromètres atteint 1 kilomètre (Figure 2. 3 (b)). Ces différences peuvent induire des forces internes et des déformations additionnelles dans la structure, qui sont négligées si on suppose que l'excitation sismique est uniforme. Une extension du réseau SMART1 a été effectuée en 1985 pour étudier la variabilité du signal sismique sur des faibles distances et même en profondeur. Ce réseau a été dénommé LSST (Large Scale Seismic Test). Depuis, beaucoup d'autres réseaux ont été déployés dans le monde. Parmi plusieurs on peut citer



ceux de Chiba à Tokyo et Euroseis-Test en Grèce. En se basant sur les données recueillies de ces réseaux, plusieurs travaux de recherches ont été menés pour la modélisation de la SVGM. Cette étape est indispensable pour la génération des mouvements sismiques différentiels. Pour cette raison nous avons jugé nécessaire de donner dans la section suivante un aperçu sur les approches les plus utilisées pour la description de la SVGM. Ces approches sont utilisées pour l'étude de la réponse des structures étendues sous les effets des mouvements sismiques différentiels.

## 2.3. Modélisation de la SVGM

### 2.3.1. Définition de la fonction de cohérence

Pour des considérations pratiques, les mouvements sismiques différentiels, exhibant une nature aléatoire, sont généralement modélisés d'une manière probabiliste par des champs stochastiques spatio-temporels. La mesure de la SVGM s'effectue souvent dans le domaine fréquentiel en utilisant des fonctions statistiques du second ordre. Plus précisément, la normalisation inter-spectre, à savoir la fonction de cohérence  $\gamma_{jk}(\omega)$  définie par l'équation (2. 1).

$$\gamma_{jk}(\omega) = \frac{S_{jk}(\omega)}{\sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}} \quad (2. 1)$$

Où :

$S_{jk}(\omega)$  est la fonction d'inter-densité spectrale de puissance entre deux mouvements sismiques de fréquence angulaire  $\omega$  mesurés en deux points  $j$  et  $k$ .

$S_{jj}(\omega)$  et  $S_{kk}(\omega)$  sont respectivement les fonctions de densité spectrale de puissance du mouvement sismique au niveau des points  $j$  et  $k$ .

La fonction de cohérence est généralement complexe, donc elle peut s'écrire comme suit :

$$\gamma_{jk}(\omega) = |\gamma_{jk}(\omega)| \exp(i\theta_{jk}(\omega)) \quad (2. 2)$$

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left[ \frac{\text{Im}(\gamma_{jk}(\omega))}{\text{Re}(\gamma_{jk}(\omega))} \right] = \tan^{-1} \left[ \frac{\text{Im}(S_{jk}(\omega))}{\text{Re}(S_{jk}(\omega))} \right] \quad (2.3)$$

Où :

$|\gamma_{jk}(\omega)|$  est le module de la fonction de cohérence, nommé aussi fonction de cohérence.

$$i = \sqrt{-1}.$$

$\theta_{jk}(\omega)$  est la phase spectrale.

$\tan^{-1}[\cdot]$  est l'inverse de la tangente.

$\text{Im}(\gamma_{jk}(\omega))$  et  $\text{Re}(\gamma_{jk}(\omega))$  sont respectivement les parties imaginaire et réelle de  $\gamma_{jk}(\omega)$ .

La fonction de cohérence permet de mesurer le caractère dispersif du mouvement sismique entre deux points séparés d'une distance  $d_{jk}$ . Elle est caractérisée par son amplitude et sa phase, variant avec la distance et la fréquence. L'amplitude caractérise l'effet d'incohérence, quant à la phase spectrale, elle décrit l'angle de déphasage provoqué par les ondes entre les deux points, caractérisant ainsi l'effet de propagation des ondes. Cet effet peut être simplifié en utilisant l'approximation donnée par l'équation (2.4). Cette simplification est valide lorsque la direction de propagation des ondes sismiques se coïncide avec la direction du vecteur de séparation entre les deux points  $j$  et  $k$ .

$$\theta_{jk}(\omega) = -\frac{\omega d_{jk}}{V_{app}} \quad (2.4)$$

Où  $V_{app}$  est la vitesse apparente de propagation des ondes sismiques (supposée constante).

La description mathématique de la fonction de cohérence a été introduite en génie parasismique par Hindy et Novak (1980) dans leur étude pionnière portant sur l'analyse de la réponse d'une conduite en pipeline soumise à un mouvement sismique partiellement corrélé. L'expression, inspirée de l'ingénierie du vent, était la suivante:

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp \left[ -\kappa \left( \frac{\omega d_{jk}}{V_s} \right)^v \right] \quad (2.5)$$

Où :

$\kappa$  et  $\nu$  sont des constantes du modèle.

$V_s$  est la vitesse de propagation d'onde de cisaillement.

Depuis, plusieurs recherches ont été menées pour la modélisation de la SVGM. Les différentes contributions qui ont été faites peuvent être subdivisées en deux approches distinctes: approche empirique et approche semi-empirique. Dans la littérature, nous trouvons de nombreux modèles de cohérence. Le point commun entre ces modèles est la variation décroissante de la fonction de cohérence par rapport à la fréquence et la distance de séparation. Par contre, le taux de variation de cette fonction est souvent différent d'un modèle par rapport à un autre (Santa-cruz et al. 2000). Jusqu'à ce jour il n'existe pas de consensus autour d'une estimation quantitative de cette variation. Les incertitudes liées à ces modèles de cohérence n'ont pas encore été évaluées.

Dans ce qui suit nous présenterons quelques-uns des modèles de fonction de cohérence les plus couramment référencés dans la littérature.

### 2.3.2. Modèles basés sur l'approche empirique

Les modèles empiriques se basent essentiellement sur le traitement statistique et probabiliste des données enregistrées par les différents réseaux d'accélérogrammes. Il existe dans la littérature plusieurs fonctions exprimant empiriquement la SVGM, ceci est dû d'une part à la dispersion des enregistrements sismiques mesurés d'un séisme à l'autre et d'un site à l'autre, et d'autre part à la diversité des méthodes de traitement numérique de ces données. Dans ce contexte, plusieurs modèles étaient développés. Nous citons principalement les suivants:

- Modèle de Loh (1985)

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp[-a(\omega)d_{jk}] \quad (2.6)$$

Où  $a(\omega)$  est en fonction de la pulsation  $\omega$ , elle est déterminée à partir de l'événement 5 de SMART1.

- Modèle de Harichandran et Vanmarcke (1986)

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = A \cdot \exp\left(-\frac{2(1-A+\alpha A)|d_{jk}|}{\alpha\theta(\omega)}\right) + (1-A) \cdot \exp\left(-\frac{2(1-A+\alpha A)|d_{jk}|}{\theta(\omega)}\right) \quad (2.7)$$

$$\theta(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^b\right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.8)$$

Où  $A$ ,  $\alpha$ ,  $k$ ,  $\omega_0$  et  $b$  sont des paramètres du modèle.

Ce modèle, qui est peut-être l'un des modèles empiriques les plus utilisés dans la littérature (Zerva, 2009), a été élaboré par le traitement des données des événements 20 et 24 du réseau SMART1.

- Modèle de Abrahamson et al. (1991)

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \tanh\left\{(2.54 - 0.012d_{jk}) \left[\exp\left[(-0.115 - 0.00084d_{jk})f\right] + \frac{f^{-0.878}}{3}\right] + 0.35\right\} \quad (2.9)$$

Où  $f$  est la fréquence et  $\tanh$  est la tangente hyperbolique.

Ce modèle de cohérence non paramétrique a été développé par le traitement des enregistrements du réseau LSST durant 15 événements sismiques. Il peut être utilisé pour des distances inférieures ou égales à 100 m.

### 2.3.3. Modèles basés sur l'approche semi-empirique

D'autres auteurs proposent des modèles semi-empiriques de fonctions de cohérence, dans le sens où ils cherchent à établir une formule analytique pour celles-ci à partir d'un modèle physique donné, en introduisant différents paramètres susceptibles d'être caractérisés par des approches expérimentales ou sur la base des enregistrements sismiques. Parmi plusieurs nous citons les deux modèles suivants :

- Modèle de Luco et Wang (1986)

En se basant sur l'analyse de propagation des ondes de cisaillement à travers un milieu aléatoire luco et Wang ont développé cette fonction de cohérence :

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp\left[-\left(\frac{\delta\omega d_{jk}}{v_s}\right)^2\right] \quad (2.10)$$

Où  $\delta$  est un paramètre caractérisant le degré d'incohérence du milieu.

Ce modèle est le plus couramment référencé dans la littérature car il ne requiert la connaissance que d'un seul paramètre.

- Modèle de Der Kiureghian (1996)

En utilisant la théorie des processus aléatoires, Der Kiureghian a proposé un modèle de cohérence qui décrit la fonction de cohérence comme étant le produit des trois fonctions de cohérence dues aux effets de site, de passage d'ondes et d'incohérence (Eqs. 2. 11-2. 12).

$$\gamma_{jk}(\omega) = \gamma_{jk}(\omega)^{\text{incohérence}} \cdot \gamma_{jk}(\omega)^{\text{passage d'onde}} \cdot \gamma_{jk}(\omega)^{\text{site}} \quad (2. 11)$$

$$\gamma_{jk}(\omega, d_{jk}) = \cos[\beta_{jk}(\omega)] \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\alpha_{jk}^2(\omega)\right] \cdot \exp\left\{i\left[\theta_{jk}(\omega)^{\text{passage d'onde}} + \theta_{jk}(\omega)^{\text{site}}\right]\right\} \quad (2. 12)$$

Où  $\beta_{jk}(\omega)$  et  $\alpha_{jk}(\omega)$  sont en fonction de la pulsation  $\omega$ , elles sont déterminées en utilisant les données des enregistrements sismiques.

## 2.4. Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la SVGM sur les ponts.

Bien que la recherche relative à l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des structures étendues ait commencé dans les années 60 par l'étude de quelques modèles simples de structures sous l'effet de propagation des ondes sismiques, ce n'est qu'à partir des années 90 que cet axe de recherche a connu un grand essor. Ceci grâce au développement des modèles analytique et empirique décrivant la SVGM (Harichandran et Vanmarcke, 1986 ; Zendagui et al. 1999 ;...), et des méthodes de génération des mouvements sismiques différentiels (Vanmarcke et al. 1993 ; Deodatis, 1997 ; Cacciola et Deodatis, 2011 ;...). Cette période a été marquée également par l'évolution des ordinateurs et par conséquent des codes de calculs de modélisation en éléments finis. Cet état de fait a motivé les chercheurs à l'étude de différents types de structures étendues sous l'effet de la SVGM. Nous citons à titre d'exemples les travaux de Monti

et al. (1996), Saxena (2000) et Mwafy et al. (2011) pour les ponts, et ceux de Chen et Harichandran (2001) et Djafour et al. (2006) pour les barrages, ainsi que les recherches de Zerva (1993) et Hashash et al. (2001) pour les tunnels et les pipelines. Le lecteur trouvera dans le rapport de Zerva (2009) une revue bibliographique assez complète des travaux effectués dans ce domaine. Ces études ont montré l'importance de tenir en compte l'effet de la SVGM, et que cet effet dépend directement aux caractéristiques de la structure étudiée et de l'excitation sismique imposée.

Une grande partie des études effectuées dans cet axe de recherche était consacrée à l'analyse dynamique linéaire et non linéaire des ponts. En réalité il y a deux grandes catégories de ponts, les ponts suspendus à hauban et les ponts à plusieurs travées. Pour la première catégorie l'effet de la SVGM est généralement considéré, par ailleurs l'approche d'incorporation de cet effet dans la conception des ponts à plusieurs travées est différente. L'objectif ici est de définir quand et à quel degré l'effet de la de la SVGM est significatif pour la réponse sismique. Il faut fournir aussi, si c'est possible, une approche alternative pour son incorporation dans la conception en utilisant une excitation uniforme « équivalente » qui introduit les effets des mouvements sismiques différentiels.

Dans les paragraphes suivants nous exposons les principaux travaux qui ont focalisé leurs recherches sur l'étude du comportement des ponts à plusieurs travées sous l'effet de la SVGM. En fait, ces études peuvent être effectuées en utilisant l'une des trois méthodes : (a) Analyse dynamique déterministe en imposant les évolutions temporelles des excitations, simulées et/ou mesurées, à la structure. (b) Analyse en vibrations aléatoires en utilisant un modèle stochastique. (c) Analyse spectrale en adoptant un spectre modifié aux situations d'inputs sismiques. Par ailleurs on s'intéresse particulièrement dans cette thèse au premier type d'analyse. En effet cet état de l'art ne comprend que les travaux effectuant des analyses temporelles.

### **Monti et al. (1996) :**

La question posée dans cette étude était : Est-ce que les ponts conçus sans considération de la SVGM pourront ils résister à des excitations variables? Pour répondre à cette question les auteurs ont effectué une étude dynamique d'un pont à

tablier continu en béton armé soumis à des excitations variables et uniformes. Ce pont a une longueur totale de 300 m, il est composé de six travées de même longueur et de cinq piles de même hauteur et même section. Une étude paramétrique est menée en fonction du coefficient d'incohérence, de la vitesse apparente de propagation des ondes sismiques, de la rigidité de la structure ainsi qu'en fonction du type de sol considéré uniforme le long du pont. En premier lieu, une analyse linéaire est effectuée, à partir de laquelle il a été conclu que la SVGM donne des résultats favorables en termes d'efforts tranchants des piles. Par ailleurs, la distribution de cet effort le long de la pile suit le premier mode dans le cas du chargement uniforme contrairement au cas du mouvement différentiel, ceci est dû aux contributions des modes supérieures et de la composante pseudo statique dans la réponse. Par la suite, le comportement non linéaire était introduit en considérant des rotules plastiques au niveau des piles. Les résultats obtenus montrent que pour les ponts soumis aux mouvements fortement incohérents l'effet de passage d'onde devient très faible. Cet effet devient plus prononcé dans le cas d'un mouvement entièrement cohérent. A travers cette étude, les auteurs ont conclu que dans tous les cas traités la demande en ductilité est proche de la valeur du coefficient de comportement réglementaire. Ils ont en outre suggéré que pour les configurations de ponts et les modèles du mouvement sismique utilisés dans cette étude, la prise en compte des excitations uniformes aboutit à une conception conservatrice.

**Tzanetos et al. (2000) :**

Un pont de 184 m de longueur et composé de cinq travées de longueur différentes est analysé dans cette étude. Les auteurs ont considéré deux modèles différents par rapport à la rotation autour de l'axe vertical de la culée gauche, le premier modèle permet la rotation dans cette direction, tandis que dans le second cette rotation est bloquée. Les piles sont modélisées par des éléments cubiques élasto-plastiques qui permettent la répartition de la plasticité sur la longueur et sur la section transversale de l'élément. Le comportement du tablier est considéré élastique. Deux types de mouvements sismiques, artificiels et enregistrés, sont considérés pour tenir compte des effets d'incohérence et de passage d'onde. Les résultats de cette étude montrent que la SVGM conduit à une demande sismique différente par rapport au cas d'un chargement uniforme. Dans

certain cas elle peut provoquer une augmentation significative de la réponse, ceci dépend des caractéristiques des excitations variables, de la configuration du pont et de ses conditions aux limites. Les auteurs ont observé que les excitations variables peuvent provoquer un des deux effets suivants: (a) augmentation de la demande sismique au niveau des piles pour les ponts avec tablier rigides et piles flexibles. (b) torsion du tablier pour les ponts avec tablier flexible et piles rigides. Ils ont noté également que généralement l'effet d'incohérence est plus important que l'effet de passage d'ondes. Tzanetos et al. (2000) ont recommandé, comme première étape de l'incorporation des effets de la SVGM dans les codes de conception parasismiques des ponts, de modifier le facteur de participation modale du deuxième mode de la structure ceci pour représenter la contribution des modes supérieurs. Une observation complémentaire a été tirée à partir de cette étude est qu'une seule simulation (ou un nombre restreint de simulations) de mouvement sismiques peut être seulement une indication de la tendance de la réponse, mais ne peut pas suffire pour sa caractérisation fiable.

**Shinozuka et al. (2000) et Saxena (2000) :**

Les objectifs des travaux effectués par Shinozuka et al. (2000), étendus par la suite par Saxena (2000) sont : (a) établir une méthodologie pour la génération des mouvements sismiques différentiels, (b) étudier la conséquence relatif des différentes sources de la SVGM c.-à-d. les effets de passage d'onde, d'incohérence et de site sur la réponse dynamique des ponts et (c) établir les courbes de fragilités pour ces ponts en tenant compte de la SVGM. Pour atteindre ces objectifs une étude non linéaire de sept ponts est effectuée. Le nombre de travées varie de 3 à 12 et les longueurs totales varient entre 34 m à 500 m. Ces ponts sont modélisés en deux dimensions par des éléments poutres. Les piles sont considérées encastées dans le sol et au niveau du tablier. La non linéarité du matériau est modélisée par des rotules plastiques au niveau des deux extrémités des piles. Les signaux sismiques uniformes et différentiels sont imposés aux ponts étudiés dans le sens longitudinal. Ces signaux sont simulés en utilisant une procédure itérative basée sur la méthode de Deodatis (1996). Cette dernière a été améliorée dans ce travail pour générer des accélérations temporelles compatibles aux spectres de réponse en accélération. Ceci a permis de tenir en compte l'effet de site où différentes classes de sol ont été considérées. L'effet d'incohérence est représenté par le



modèle de Harichandran et Vanmarcke (1986). Tandis que pour l'effet de passage d'onde différentes valeurs de vitesse apparente de propagation des ondes sismiques sont considérées. Les résultats de cette étude sont représentés par les valeurs de la moyenne et l'écart type des ductilités maximales obtenues à travers des analyses non linéaires. Un ensemble de 20 générations d'histoires temporelles est utilisé pour chaque cas. À partir de cette étude les auteurs ont remarqué que la SVGM augmente la réponse des ponts particulièrement lorsque le site est variable, dans le cas d'un site uniforme l'effet de la SVGM devient moins important. Ils ont observé que l'effet de site est le prédominant des deux autres effets. Par ailleurs, l'effet d'incohérence est plus important que l'effet de passage d'onde, sa contribution reste remarquable et ne peut pas être négligée. Ces études ont montré également que l'effet de propagation des ondes sismiques devient plus important que l'effet d'incohérence lorsque la vitesse apparente de propagation des ondes sera très faible.

L'effet de la SVGM a été analysé par la suite à travers les courbes de fragilités estimées pour chacun des ponts considérés. Il est remarqué que les résultats de ces analyses sont compatibles aux conclusions précédentes. Par ailleurs, les probabilités des dommages les plus élevées correspondent au cas où le site de fondation est uniforme mais meuble, ceci à l'exception des ponts très courts où le site variable conduit à des probabilités de dommages plus élevées.

Les résultats de ces études ont abouti aux recommandations suivantes : pour les ponts de longueur totale inférieures de 300 à 450 m et situés sur des sites uniformes, l'augmentation légère due à la SVGM peut être rattrapée par les diverses marches de sécurité des codes de conception, ces ponts peuvent être donc conçu selon la pratique en vigueur. Ce résultat est également en accord avec les observations de Monti et al. (1996). Par ailleurs, pour les ponts qui ont une longueur plus que 300 à 450 m et quelque soit le site uniforme ou variable les codes de conception de ponts doivent inclure l'effet de la SVGM pour la sécurité globale de ces structures. Dans ce cas, ils ont proposé d'effectuer une analyse dynamique non linéaire sous chargement variables en utilisant 20 simulations.

**Sextos et al. (2003a, 2003b) :**

Les auteurs ont évalué la réponse de 20 modèles de ponts soumis à plusieurs cas de mouvements sismiques variables dans l'espace. Ces modèles sont établis à partir d'un modèle de pont considéré comme référence. Il est composé de quatre travées de longueur égale à 50 m. Les modèles de ponts sont créés en variant la rigidité effective des piles, leurs hauteurs, les conditions de blocage des appuis au niveau des culées, le nombre de travées ainsi que leurs longueurs. Deux spectres en accélération sont utilisés pour la génération des mouvements sismiques différentiels. Le premier correspond à l'enregistrement de Kallithea (Athènes, Grèce, 1999) qui était imposé à tous les modèles de ponts étudiés dans le sens transversal, tandis que le deuxième correspond à l'enregistrement de Gilroy de Loma Prieta 1989 ; il était appliqué à un seul modèle de pont dans le sens longitudinal. Ces excitations sont générées en considérant les effets de passage d'onde, d'incohérence en utilisant le modèle de cohérence de Luco et Wong (1986), et de site. Ce dernier est approximativement incorporé en simulant en premier lieu les mouvements différentiels dans un massif rocheux, ensuite pour chacun des appuis du pont le mouvement en surface sera déterminé selon le profil de sol par la méthode de propagation des ondes à une dimension. L'effet d'interaction sol structure était introduit également en considérant les deux composantes cinématique et inertielle. Dans cette étude les deux cas d'analyse linéaire et non linéaire sont traités. A travers cette étude les conclusions suivantes sont tirées :

- Il existe une liaison significative entre les effets de la variabilité spatiale, de site et d'interaction sol structure et que l'importance relative de chacun de ces effet ne peut pas être facilement évaluée. Tous ces phénomènes jouent un rôle important dans la réponse dynamique non linéaire des ponts et devraient être traités dans le contexte d'une méthodologie complète.
- Les ponts soumis à des chargements variables dans l'espace sont caractérisés par l'excitation des modes supérieurs qui sont principalement antisymétriques. Les structures symétriques ne répondent donc plus symétriquement et leur comportement dynamique ne peut pas être correctement évalué par des mouvements uniformes.

- Les effets de passage d'onde et de perte de cohérence en termes de déplacement absolu et de moment fléchissant des piles sont généralement favorables pour les ponts courts, mais ils sont liés directement à la longueur totale.
- Les déplacements relatifs augmentent même dans des ponts courts. Ces déplacements relatifs ont tendance de suivre une augmentation logarithmique en fonction la longueur totale des ponts.
- La SVGM doit être considérée pour les ponts de longueur supérieure à 400 m.
- Les déplacements verticaux du tablier sont influencés par l'excitation sismique différentielle dans la direction transversale. Ils ont tendance à diminuer pour les longueurs de travées moins que 150 m.
- L'effet de site a une influence importante sur le processus global d'analyse dynamique en termes d'accélération maximale du sol et d'amplification spectrale. Cet effet joue également un rôle important dans la description fiable de l'interaction sol structure. L'ignorance de l'effet de site en étudiant des effets de l'interaction sol structure peut présenter une erreur de l'ordre de  $\pm 50\%$  en termes de déplacements.
- Généralement les effets d'interaction sol structure sont bénéfique en termes des efforts développés, tandis qu'une augmentation dans les déplacements absolus et relatifs devrait être prévue.
- Ignorant l'interdépendance des effets cités précédemment, la demande en ductilité dans les piles de pont peut être sous estimées de 25% en moyenne et jusqu'à un facteur de 3 dans les cas extrêmes.

### **Lupoi et al. (2005) :**

Dans cet article les auteurs ont réalisé une analyse non linéaire des ponts en utilisant les courbes de fragilité. Les modèles des ponts étudiés sont établis à partir d'une configuration de base. Cette dernière comprend un tablier continu en béton précontraint, constitué de quatre travées de longueur égale à 50m. En se basant sur cette configuration, 27 modèles différents de pont sont créés en variant les sections du tablier et des piles, la hauteur des piles et le facteur de comportement. La non linéarité des piles est considérée en imposant des rotules plastiques à leurs bases. L'état de dommage des

ponts est évalué en fonction des ductilités de courbure. Dans l'évaluation des courbes de fragilité des ponts étudiés, quatre cas sont considérés selon le type de sol de fondation des appuis de pont: « FFFFF », « FMMMM », « FFMFF » et « FMFMF », où « F » et « M » indiquent respectivement sol ferme et sol moyen. Dans cette étude le modèle de cohérence de Luco et Wong (1986) est utilisé en considérant trois valeurs du paramètre d'incohérence. L'effet de passage d'onde est représenté également par trois valeurs de vitesse apparente de propagation des ondes. Chaque configuration de pont est soumise à 36 types de mouvement sismique résultant de la combinaison des effets de site, effet de passage d'onde et effet d'incohérence, pour chaque type 20 simulations sont réalisées. Ces excitations sont appliquées dans la direction transversale. Les résultats obtenus peuvent être résumés par les points suivants :

- Pour la majorité des cas traités la probabilité de rupture des ponts sous chargement différentiel est plus importante que celle obtenue sous chargement uniforme.
- Le chargement le plus défavorable correspond au mouvement sismique le plus incohérent. Pour de telles excitations incohérentes, les effets de passage d'ondes ont un rôle secondaire. Par contre, le chargement le plus favorable est le cas du mouvement sismique totalement cohérent avec vitesse apparente de propagation des ondes très basse.
- L'effet de site aboutit à des valeurs de probabilité de rupture plus importantes que celles obtenues par les effets d'incohérence et de passage d'onde.
- Le phénomène de la SVGM affecte considérablement la réponse des ponts et par conséquent le niveau de sécurité de ces structures. Ce résultat n'était pas prévu puisque toutes les longueurs des ponts considérés étaient ordinaires (200m), et surtout que la plupart des codes de conception exigent normalement la considération de la SVGM seulement pour des ponts ayant une longueur plus importante ou en cas de variation des propriétés de sol.
- Une procédure de correction est proposée dans cet article pour tenir en compte les effets de la SVGM lors de la conception des ponts. Cette procédure consiste à modifier la ductilité obtenue sous chargement sismique uniforme en utilisant un paramètre estimé à partir du rapport entre le

maximum des ductilités de courbure correspondantes aux chargements différentiel et uniforme respectivement. Ce paramètre dépend uniquement du rapport entre la rigidité des piles et la rigidité du tablier.

**Lou et al. (2005) et Lou (2006) :**

Dans ces études les auteurs ont étudié la réponse de deux configurations spécifiques de ponts soumis à divers types d'excitations uniformes et variables. Afin de voir l'effet du code de calcul numérique sur la réponse dynamique, deux modélisations différentes sont élaborées pour chaque pont en utilisant deux codes de calcul. Les deux ponts sont choisis parmi les sept exemples de ponts présentés par le FHWA (Federal Highway Administration) qui illustre des applications en conception parasismique suivant le code AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Le premier pont a deux travées avec une longueur totale de 74 m, et le second est un pont biais à trois travées et de longueur totale de 98 m. Les appareils d'appuis utilisés pour les culées permettent un mouvement longitudinal libre de la superstructure. Dans cette étude, des modèles linéaires et non linéaires sont créés pour étudier les effets de la SVGM. La liaison entre les piles et le sol est introduite par un système de six ressorts appliqués aux extrémités des piles. L'appui au niveau des culées est modélisé par deux ressorts parallèles à comportement élasto-plastique avec un joint initial entre les extrémités du tablier et les culées. Des études paramétriques sont menées aussi pour différentes dimensions de ce joint : 0, 5, 10 et 15 cm. Le comportement non linéaire des piles est modélisé en premier lieu par des rotules plastiques en utilisant le code des éléments finis DRAIN-3DX. Ensuite les auteurs ont utilisés le code OpenSEES où le comportement non linéaire des piles est modélisé par des éléments fibres. Les ponts étudiés sont soumis au mouvement variable dans l'espace en incorporant les effets de site, d'incohérence et de passage d'onde. A partir de ces mouvements variables, le scénario avec le plus petit déplacement maximal et celui avec le plus grand déplacement maximal sont employés en tant que mouvements uniformes. Ces mouvements générés par la méthode de Deodatis (1996) sont appliqués aux ponts dans le sens longitudinal. L'effet d'incohérence est introduit par le modèle de cohérence de Harichandran et de

Vanmarcke (1986). A travers ce travail de recherche les auteurs ont conclu les points suivants :

- Même pour les ponts courts la SVGM peut considérablement influencer, négativement ou positivement, sur la réponse sismique des ponts ; ceci est dû à l'effet significatif de la composante pseudo statique.
- Le mouvement uniforme avec le plus grand déplacement maximum ne peut pas toujours prévoir une demande sismique conservatrice. Il peut surestimer de manière significative la réponse pour quelques composantes de pont et sous-estimer les réponses pour d'autres.
- L'utilisation d'un spectre de réponse uniforme à tous les appuis des ponts sans tenir en compte l'effet de site peut sous-estimer la demande sismique.
- Beaucoup de facteurs incluant l'effet de site, les conditions des différents appuis, la longueur de la travée, les propriétés structurales (par exemple : les fréquences propres, les formes des modes, etc.), les conditions aux limites, et la méthode d'analyse (analyse linéaire/non linéaire) peuvent avoir une influence importante sur la réponse sismique des ponts soumis aux excitations différentielles. Plus les systèmes sont rigides et plus les conditions des propriétés de sol au niveau des appuis sont différents, plus l'effet de la SVGM est élevé.
- L'analyse linéaire peut considérablement surestimer la demande sismique du pont. Ainsi, pour réaliser une analyse plus réaliste de l'effet de la SVGM sur la réponse sismique des ponts une analyse non linéaire doit être conduite sous des excitations sismiques fortes.
- Les résultats obtenus indiquent que DRAIN-3DX et OpenSEES donnent des résultats semblables pour certaines quantités de réponse tandis que pour d'autre il y'avait une différence. La différence entre ces résultats est due aux types de modélisation non linéaires des piles (modèle avec rotule plastique, et modèle en élément fibre) et aux lois de comportements des matériaux utilisés. Les résultats dépendent également de la valeur choisie pour la dimension du joint. Généralement, lorsque cette dimension augmente la structure devienne plus flexible, par conséquent les différences entre les réponses provoquées par les deux chargements uniforme et différentiel diminuent. Cette expérience

numérique indique alors que les détails de modélisation peuvent influencer considérablement sur les résultats.

- la déformation maximale et l'énergie dissipée dans les appareils d'appuis du pont sont généralement beaucoup plus élevées quand les ponts sont soumis au mouvement différentiel que le mouvement uniforme. Par conséquent, il est raisonnable que la SVGM peut induire un potentiel de dommage considérablement plus important pour les appareils d'appuis, particulièrement lorsque la dimension du joint de contact est relativement petite. La SVGM doit donc être introduite pour le dimensionnement des appareils d'appuis.
- La SVGM provoque généralement des efforts de contact entre la superstructure du pont et ses culées beaucoup plus élevés par rapport au cas du chargement uniforme. Théoriquement, ces efforts peuvent être réduits en augmentant la dimension du joint de contact, cependant, ceci ne s'applique pas dans la pratique car il peut causer des difficultés dans la conception. Ainsi, les appareils d'appuis avec dispositifs additionnels de dissipation d'énergie tels que les divers genres d'amortisseurs peuvent être adoptés pour les ponts courts lorsque l'effet de la SVGM peut être significatif.
- Actuellement, il reste encore difficile d'établir des critères pour définir des mouvements sismiques uniformes qui peuvent donner une demande sismique comparable à celle donnée par les mouvements sismiques variables. Par conséquent, ces derniers doivent être imposés aux différents supports de ponts lors de leur dimensionnement.

**Burdette et al. (2006, 2008) :**

A travers ce travail les auteurs ont analysé l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique d'un pont courbe avec une longueur totale de 344 m, et d'un pont droit équivalent de longueur égale. Les piles sont liées à un tablier continu en béton précontraint à l'aide des appareils d'appuis glissants, libres en rotation et en translation longitudinal, et bloqués transversalement. Un appareil d'appuis similaire est utilisé pour la culée droite, tandis que pour la culée gauche tous les mouvements sont bloqués. Les piles et les culées sont considérées encastées au sol. Dans cette étude une analyse

dynamique non linéaire est effectuée pour les deux ponts, ceci en considérant les non-linéarités géométriques et matérielles. Tous les éléments du tablier, des piles, et des chevêtres sont modélisés par des éléments poutres cubiques élasto-plastiques. Les mouvements sismiques sont appliqués aux ponts étudiés simultanément dans les deux directions horizontales. L'effet d'incohérence est modélisé par le modèle de Luco et Wong (1986) en considérant trois valeurs de paramètre d'incohérence et l'effet de passage d'onde est modélisé en utilisant trois valeurs de vitesse apparente de propagation (faible, moyenne et infinie). Pour chaque combinaison de paramètre d'incohérence et valeur de vitesse apparente dix ensembles de mouvements sismiques sont simulés par deux procédures de génération différentes. Les résultats de cette étude peuvent être résumés par les points suivants :

- Dans tous les cas traités, les distributions irrégulières de l'amplification de la réponse correspondent aux modes supérieurs de la structure.
- Pour le pont courbe la SVGM peut amplifier les déplacements par des rapports de 1.6 à 3.4. Par conséquent pour des structures de longueur et géométrie similaire, la demande sismique maximale doit donc être évaluée sous mouvement sismique différentiel.
- Dans plusieurs cas, la SVGM a réduit significativement la réponse des piles. Ceci est dû à la complexité du mouvement différentiel. Il est nécessaire donc d'utiliser un ensemble de mouvements sismiques générés.
- Aucun cas d'analyse sous mouvement asynchrone ne correspond à une réponse amplifiée de façon régulière ou facilement prévisible. Par conséquent, il reste difficile de dresser une procédure qui tient compte de la SVGM par l'intermédiaire d'un calibrage de la réponse uniforme. Cependant, il semble possible de superposer les deux réponses estimées à partir des deux effets : d'incohérence et de passage d'onde. Ceci indique que l'analyse avec de multiples sources de SVGM peut être inutile.
- L'effet de passage d'onde est moins important que l'effet d'incohérence, ceci est dû à la nature complexe et aléatoire de ce dernier. Par conséquent cet effet doit être adéquatement représenté dans les mouvements différentiels utilisés.



- Les résultats montrent que l'amplification de la réponse du pont sous l'effet de la SVGM est fortement liée au niveau d'incohérence et il est peu probable que les niveaux inférieurs d'incohérence provoquent des réponses importantes. De ce fait, l'analyse avec des paramètres multiples d'incohérence n'est pas nécessaire en pratique. Les concepteurs peuvent utiliser un niveau maximum d'incohérence en fonction des conditions du site.
- La rigidité du pont affecte de façon significative l'amplification de la réponse, ceci est montré par la comparaison des deux réponses obtenues sous chargement différentiel pour les deux ponts courbe et droit. La rigidité importante des ponts conduit à des réponses importantes. En conséquence l'analyse dynamique pourra être réduite en se concentrant sur la direction de la plus grande rigidité du pont, où l'amplification la plus importante est prévue.

**Wang et al. (2009) :**

L'objectif de cet article est d'étudier les effets de la vitesse de propagation des ondes sismiques et d'incohérence sur la réponse dynamique non linéaire des ponts. En effet quatre ponts de longueur totale de 344 m sont sélectionnés. Ils sont constitués de 9 travées reposant au niveau des culées sur des appareils d'appuis glissants permettant uniquement le mouvement longitudinal du pont. La non linéarité des matériaux est modélisée par des rotules plastiques au niveau des piles. Les mouvements sismiques sont appliqués dans la direction transversale pour deux ponts tandis que pour les deux autres, comportant deux joints de dilatation, ils sont appliqués longitudinalement. Les auteurs ont effectué une étude paramétrique en fonction du degré d'incohérence et de la vitesse de propagation des ondes sismiques où plusieurs valeurs variant de 100 à 2000 m/s sont considérées. Les résultats de cette étude sont :

- Les mouvements sismiques non-uniformes ont une influence importante sur la réponse des ponts longs avec et sans joints de dilatation.
- Les réponses dynamiques changent de manière significative en changeant la vitesse de propagation des ondes sismiques et le degré d'incohérence.
- Lorsque les ponts sont chargés transversalement, les auteurs ont observé que pour des vitesses plus grandes que 1000 m/s la réponse est dominée par la

composante dynamique, tandis que pour des vitesses inférieures à 300 m/s la réponse est dominée par la composante pseudo-statique.

- L'incohérence a un effet direct sur la composante pseudo statique, plus grande est l'incohérence, plus la réponse est importante. l'incohérence importante peut engendrer une rotation inertielle au tablier du pont, par conséquent l'effort tranchant devient important dans les piles, ce qui peut mener à la formation des rotules plastiques.

### **Mwafy et al. (2011) :**

Dans cet article un pont à plusieurs travées de géométrie compliquée et de longueur très importante est choisi pour l'étude de l'influence de la SVGM sur le comportement sismique. Ce pont existant est réalisé sur des couches épaisses de dépôts de sol et à proximité d'une faille sismique importante capable de produire des séismes majeurs. Il a été construit, au début des années 70, en considérant un risque sismique relativement minimal par rapports aux règlements d'aujourd'hui. L'ouvrage est composé de 59 travées avec une longueur totale de 2164 m. Il est constitué de plusieurs joints de dilatation, différents types d'appareils d'appuis et divers dispositifs irréguliers. L'impact de la SVGM sur la réponse sismique de ce pont est étudié dans les deux directions longitudinale et transversale en comparant les réponses non linéaires de deux ensembles de mouvements sismiques où le premier considère seulement les effets de site, tandis que le deuxième tient en compte les effets de site, de passage d'onde, et d'incohérence. Pour cette analyse un model non linéaire basé sur des approches d'évaluation rigoureuse est adopté pour le système pont-culées-fondations. L'interaction sol-fondation est prise en compte dans cette étude par un modèle tridimensionnel en considérant un comportement non linéaire pour la fondation et pour le profil du sol. Les résultats obtenus confirment l'impact significatif des effets de la SVGM sur le comportement dynamique du pont étudié. Les auteurs ont remarqué que les effets de passage d'onde et d'incohérence amplifient la demande sismique en déformation et en effort internes dans certaine piles (+65%) et réduisent ces demandes en d'autres (-40%). La réponse sismique des appareils d'appuis est affectée en grande partie par ces deux effets surtout dans la direction longitudinale où l'amplification des demandes sismiques maximales

peut dépasser 150%. Les auteurs ont montré, à partir de cette étude concentrée sur un pont très critique, que les contributions des effets d'incohérence et de passage d'onde donnent la limite supérieure de la réponse pour des structures semblables avec le même niveau du risque sismique. Finalement, il a été conclu que l'évaluation sismique détaillée des ponts aussi importants nécessite des techniques de modélisation avancées pour réellement déterminer leur réponse sismique complexe.

## **2.5. Commentaires et Conclusions**

Nous avons commencé ce chapitre par rappeler les différentes causes de la SVGM. Les principaux réseaux d'accélérogrammes installés dans le monde pour mesurer les mouvements sismiques différentiels ont été également cités. Nous avons présenté par la suite quelques modèles de la SVGM. Ainsi, nous avons montré que la principale donnée disponible permettant de caractériser l'aléa spatiale des tremblements de terre est leur fonction de cohérence déterminée dans la plupart du temps que de manière empirique, sur la base d'enregistrements sismiques pour des événements passés, ou encore par des modèles paramétrés semi-empiriques. L'examen de ces modèles montre que la fonction de cohérence présente une décroissance exponentielle en fonction de la distance et la fréquence. Il semble cependant qu'à ce jour il n'y ait pas encore de consensus sur l'estimation quantitative de cette décroissance. Le modèle le plus utilisé dans la littérature est celui de Luco et wang (1986) choisi généralement pour la raison de sa simplicité.

Une revue bibliographique relative à l'état de l'art en matière d'analyse des effets de la SVGM sur le comportement sismique des ponts à plusieurs travées a été également présentée dans ce chapitre. Un examen détaillé de l'ensemble de ces travaux montre notamment que l'effet de la SVGM sur les ponts dépend largement des propriétés du mouvement sismique différentiel imposé. La sélection du modèle de cohérence, le choix de ses paramètres, la vitesse de propagation des ondes sismiques, les caractéristiques du profil de sol au dessous de chaque pile sont tous des facteurs clés pour une estimation plus fiable de la réponse. La méthode de génération ainsi que le nombre des signaux générés utilisés peuvent aussi influencer sur cette réponse.

Nous constatons également à travers ces études, que l'effet de la SVGM ne peut pas être isolé des propriétés structurelles des ponts, y compris les géométries des piles et du tablier, la rigidité relative entre le tablier et les piles, les caractéristiques des matériaux, les critères de conception,...etc. Les détails de l'analyse numérique, tels que la prise en compte ou pas de l'interaction sol structure, la dimension de modélisation 2-D ou 3-D, la modélisation des non-linéarités matérielles et géométriques,...etc., ont aussi une influence directe sur la réponse.

Nous concluons donc qu'il est très difficile de réaliser une vision globale du problème et, par conséquent, d'être en mesure de donner des indications sur les grandeurs et les combinaisons des paramètres qui affectent négativement la réponse sous un mouvement sismique différentiel. L'état actuel des connaissances est encore loin de donner une vision claire et simple de ce phénomène, aussi compliqué. En commençant par les outils nécessaires d'analyse, l'idée même de la mise en place d'un modèle purement exacte est hors de question, notamment dû aux complexités qui caractérisent le processus de génération du mouvement sismique variable. Le second obstacle réside dans la multiplicité des configurations structurales des ponts traités. Nous ne pouvons pas effectuer une comparaison entre les résultats des différentes études présentées en § 2. 4, puisque les auteurs traitent différentes structures, différentes approches de modélisation et d'analyse dynamique, différents modèles pour la SVGM et différents quantités pour mesurer cet effet.

Les études disponibles ont exploré donc seulement une petite tranche de ce vaste domaine de recherche. Ceci rend assez difficile la mise en place des critères réglementaires de dimensionnement des ponts sous l'effet de la SVGM, surtout si l'objectif est de spécifier une excitation équivalente uniforme qui peut produire les mêmes effets que la SVGM, c'est-à-dire découvrir une démarche simplifiée familiarisée aux praticiens. Face à cette difficulté l'Eurocode8 et plus récemment le RPOA ont osé proposer des dispositions réglementaires détaillées pour le calcul sismique sous chargement différentiel. L'objectif du présent travail de recherche est justement d'utiliser et vérifier ces approches réglementaires qui vont être présentées dans le chapitre suivant.

## **Chapitre 3.**

# **Prise en compte de la SVGM dans la réglementation parasismique des ponts**

### **3.1. Introduction**

Malgré le nombre considérable des études accomplies au cours de ces dernières décennies pour quantifier l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts et l'intérêt majeur et pratique de cet axe de recherche, le caractère multi - paramétrique et la complexité du problème n'ont pas encore permis l'élaboration des critères de conception spécifiques dans la plus part des codes modernes. En conséquence, l'effet potentiel de l'excitation différentielle n'est que partiellement pris en considération. En particulier, la plupart des codes modernes traitent le problème indirectement et uniquement sur la base des dispositions sur la longueur des repos d'appuis tels que les codes Américains et Japonais (AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996 ; ATC : Applied Technology Council, 1996 ; et Japan Road Association, 2002 cités par Sextos et Kappos, 2009).

Face à ces difficultés, l'Eurocode8, dans sa partie consacrée aux ponts, a eu le mérite de proposer pour la première fois une démarche simplifiée de dimensionnement des ponts sous l'effet de la SVGM. Il fournit également une procédure de calcul analytique dans une annexe informative. Le premier code parasismique algérien des ouvrages d'arts, récemment édité, RPOA, propose aussi une approche équivalente permettant d'inclure l'effet de la SVGM dans le calcul dynamique des ponts.

En utilisant ces démarches simplifiées, la réponse est déterminée par la combinaison de la réponse pseudo-statique induite en imposant un modèle de déplacements différentiels en appuis, et de la réponse dynamique obtenue sous une excitation uniforme.

Ce chapitre commence par une brève présentation de quelques directives règlementaires basées sur la vérification des longueurs minimales des repos d'appuis. Nous focalisons par la suite sur les démarches simplifiées de l'Eurocode8 et du RPOA relatives à la prise en compte de la SVG dans les études dynamiques des ponts.

### **3.2. Présentation de quelques normes basées sur le concept de la valeur du repos d'appui minimal**

Selon le code AASHTO, les valeurs des déplacements sismiques de conception peuvent être déterminées par toute analyse dynamique du pont, à condition que la méthode d'analyse soit acceptable. AASHTO prescrit également une longueur minimale de repos d'appuis au niveau des extrémités des poutres. Cette longueur, notée  $N_s$ , est donnée par l'équation 3. 1, elle est exprimée en fonction des catégories de performance sismique du code (SPC : Seismic Performance Categories) **A, B, C** et **D**.

$$N_s(\text{en mm}) = \begin{cases} (203 + 1.67L + 6.66H) \cdot (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{pour SPC A et B} \\ (305 + 2.50L + 10.0H) \cdot (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{pour SPC C et D} \end{cases} \quad (3. 1)$$

Où :

$L$  est la longueur du pont (en mètre).

$H$  est la hauteur de la colonne (en mètre).

$\alpha$  est l'angle d'inclinaison des supports (en degrés).

Une expression similaire pour la longueur de repos d'appui  $N_s$  est fournie par l'ATC :

$$N_s = \left[ 0.10 + 0.0017L_j + 0.007H_j + 0.05\sqrt{H_j} \cdot \sqrt{1 + \left(2 \frac{B}{L_j}\right)^2} \right] \cdot \frac{1+1.25F_vS_1}{\cos \alpha} \quad (3. 2)$$

Où :

$L_j$  est la distance entre les joints.

$H_j$  est la hauteur la plus importante des piles situées entre les joints.

$B$  est la largeur de la superstructure.

$F_v$  est le coefficient de site.

$S_1$  est l'accélération spectrale équivalente à une période de 1 seconde.

Dans l'expression (3. 2) le rapport  $\frac{B}{L_j}$  ne doit pas dépasser  $\frac{3}{8}$ . En outre, il est recommandé que si les conditions géotechniques sont variables entre les appuis, l'analyse dynamique spectrale devrait être conduite en utilisant l'enveloppe des différents spectres de réponse correspondant aux supports du pont. Néanmoins, l'ATC ne prescrit pas des critères spécifiques pour considérer les effets de la SVGM dans le processus d'analyse dynamique, leur importance est seulement reconnue dans un commentaire, indiquant que la demande en déplacement doit être multipliée par 1.5 pour tenir compte l'effet de la SVGM, des différences dans les modèles utilisés pour estimer la demande sismique ainsi que pour le dimensionnement en capacité et de la diversité des méthodes d'analyse.

D'autre part le code Japonais (Japan Road Association, 2002) propose d'estimer la longueur de repos d'appui comme suit :

$$N_s(\text{en cm}) = U_R + U_G \geq 70 + \frac{L_t}{2} \quad (3. 3)$$

Où :

$U_R$  est le déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure (en cm)

$U_G$  est le déplacement relatif du sol dû aux déformations du sol entre les piles (en cm).

$L_t$  est la longueur de la travée (en m).

Une approche de conception plus détaillée est également proposée dans les directives de conception sismiques des structures ferroviaires (Japan Society of Civil Engineers

2000, cité par Sextos et Kappos, 2009), où l'effet de passage d'onde, aussi bien que les irrégularités géologiques, sont considérés en utilisant des formules empiriques.

Également, l'Eurocode8, Partie 2 et le RPOA prescrivent une valeur du repos d'appui minimal permettant d'assurer la fonction d'appui sous les déplacements relatifs extrêmes qui peuvent résulter de la SVGM. Cependant, le développement le plus important dans ces codes est qu'ils fournissent une démarche claire et détaillée pour considérer l'effet de la SVGM dans le dimensionnement des ponts. La démarche proposée par le RPOA sera présentée dans § 3.3 tandis que celle de l'Eurocode8 sera exposée en § 3.4.

### **3.3. Méthode simplifiée du RPOA**

La gravité du risque sismique permanent en Algérie notamment dans la région nord du pays, ainsi que l'importance de l'investissement réalisé ou projeté en ouvrages d'art durant cette dernière décennie, ont mis en évidence la nécessité de mettre en place un règlement parasismique national des ouvrages d'art. En effet, le ministère des travaux publics a doté le secteur d'un premier code des règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA). Dans ce règlement il est clairement indiqué que l'action sismique à prendre en compte dans les calculs des ponts est composée d'un mouvement uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol, dans chacune des trois directions de l'espace. Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et les caractéristiques géotechniques et topographiques du site. Selon le RPOA, l'effet de la SVGM est généralement négligeable pour les ouvrages courants. Toutefois son effet doit être examiné lorsque une des conditions suivantes est vérifiée : (a) le pont franchit une faille active, (b) les appuis sont fondés sur des sols très différents, (c) la longueur du pont est très importante.

Dans la méthode simplifiée du RPOA les déplacements différentiels sont pris en compte d'une façon statique. Il est recommandé d'effectuer en premier lieu une étude dynamique de la structure sous mouvement sismique uniforme en utilisant une analyse spectrale monomodale ou multimodale. La deuxième étape consiste à réaliser une



analyse pseudo-statique de la structure basée sur un modèle des déplacements différentiels imposés aux appuis du pont. Enfin, les deux résultats sont combinés.

Sur un site sans discontinuité mécanique marquée, le déplacement différentiel maximal  $d$  entre deux points  $j$  et  $k$  distants de  $d_{jk}$  est donné par (MTP, 2010):

$$d = \eta A g d_{jk} \quad \text{pour } d_{jk} < L_M \quad (3.4)$$

$$d = A g D_M \sqrt{2} \quad \text{pour } d_{jk} \geq L_M \quad (3.5)$$

$$\eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2} \quad (3.6)$$

Où :

$A$  est le coefficient d'accélération de zone.

$g$  est l'accélération de la pesanteur.

$L_M$  est la distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

$D_M$  est le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité ( $1\text{m/s}^2$ ).

Les valeurs de  $L_M$  et  $D_M$  sont données par le Tableau 3. 1, pour les quatre types de site du RPOA, S1 à S4, qui sont classés en fonction de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement  $V_s$ .

Type de sol	S1	S2	S3	S4
$V_s$ (m/s)	$\geq 800$	400 – 800	200 – 400	$\leq 200$
$L_M$ (m)	600	500	400	300
$D_M$ (m)	0.03	0.05	0.07	0.09

Tableau 3. 1 Valeurs de  $L_M$  et  $D_M$  (MTP, 2010)

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée (vallée), en l'absence d'une démarche appropriée définie, la valeur de  $d$  est à majorer de 50%.

Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique (faille), le déplacement différentiel  $d$  est calculé par l'équation (3. 7) (MTP, 2010).

$$d = Ag \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2} \quad (3. 7)$$

Où  $D_{M,1}$  et  $D_{M,2}$  sont respectivement les déplacements absolus au niveau des deux supports 1 et 2.

Une fois le déplacement différentiel est calculé entre les extrémités du pont, on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses points d'appui, en bloquant une extrémité et en imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé, tandis que les appuis intermédiaires subissent un déplacement proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée. La Figure 3. 1 fournit un exemple de pont avec quatre supports soumis à des déplacements différentiels  $d$ .

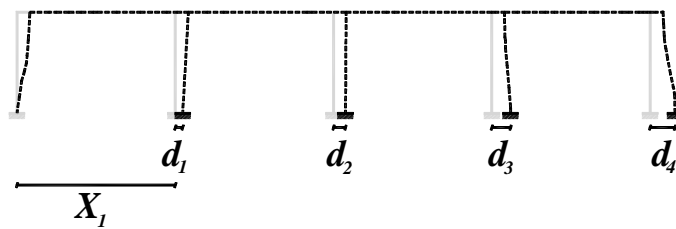


Figure 3. 1 Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol  $d$ .

Quand le pont franchit une discontinuité mécanique (faille), on calcule le déplacement différentiel entre les deux points d'appui successifs qui encadrent la discontinuité et l'on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement aux points d'appui, tels que tous les points d'appui d'un coté de la discontinuité soient bloqués et que tous ceux de l'autre coté subissent un déplacement égal au déplacement différentiel calculé. Si le pont franchit plus d'une discontinuité mécanique, on procède comme ci-dessous successivement pour chaque discontinuité.

Dans le RPOA, l'effet du déplacement différentiel  $d$  est introduit également dans la valeur du repos d'appui minimal. Cette valeur peut être évaluée comme suit (MTP, 2010):

$$N_s = b_0 + d + D \quad (3.8)$$

Où :

$b_0$  est la longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm.

$D$  est le déplacement du tablier au niveau de l'appui dû à la déformation de la structure.

### 3.4. Méthode simplifiée de l'Eurocode8

L'Eurocode8 reconnaît que la SVGM devrait être considérée dans la conception des ponts continus lorsque l'une des deux conditions suivantes est vérifiée (a) le type du sol de fondation varie entre les différents supports du pont (b) les propriétés du sol le long du pont sont uniformes mais sa longueur est supérieure à la longueur limite  $L_{lim}$ . Sachant que la valeur recommandée de  $L_{lim}$  est égale à  $L_g/1.5$ , où  $L_g$  est la distance au delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants. Les valeurs de  $L_g$  et  $L_{lim}$  sont présentées dans le Tableau 3. 2 pour les différents types de sites A à E selon la classification de l'Eurocode8 (CEN, 2005a).

Type de sol	A	B	C	D	E
$L_g$ (m)	600	500	400	300	500
$L_{lim}$ (m)	400	333	267	200	333

Tableau 3. 2. Valeurs de  $L_g$  et  $L_{lim}$ (CEN, 2005b).

L'Eurocode8 fournit une démarche claire et détaillée pour tenir en compte l'effet de la SVGM lors de la conception des ponts, en proposant une approche simplifiée et une autre analytique. Dans la méthode simplifiée, le code recommande d'effectuer d'abord une analyse dynamique de la structure sous chargement sismique uniforme, puis une

analyse pseudo-statique basée sur deux séries des déplacements différentiels nommés « Série A » et « Série B », et appliquées séparément sur les fondations ou sur l'extrémité du ressort de sol correspondant. La réponse totale est obtenue en combinant dans chaque direction horizontale la réponse dynamique avec la réponse pseudo-statique des déplacements différentiels la plus sévère, ce en utilisant la règle SRSS (la racine carrée de la somme des carrés). Le code recommande que la réponse dynamique de la structure soit évaluée par une analyse spectrale ou temporelle en utilisant un accélérogramme compatible au spectre de réponse réglementaire. Dans le cas où les propriétés du sol sont variables, l'analyse dynamique devrait être conduite pour le type de sol le plus sévère sous l'ouvrage.

La série A de déplacements imposés (Figure 3. 2 (a)) consiste à appliquer simultanément des déplacements relatifs  $d_{ri}$  avec le même signe (+ ou -) à tous les supports du pont dans la direction horizontale considérée,  $d_{ri}$  est donné par l'équation (3. 9) (CEN, 2005b).

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2} \quad (3. 9)$$

Où:

$$\varepsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g \quad (3. 10)$$

$i$  est le numéro d'identification du support.

$L_i$  est la distance (projetée horizontalement) entre l'appui  $i$  et l'appui de référence.

$d_g$  est le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sol de fondation du support  $i$ . Il est estimé à l'aide de l'expression suivante (CEN, 2005a):

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_D \quad (3. 11)$$

Dans l'équation (3. 11)  $a_g$  est l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A,  $S$  est le paramètre du sol,  $T_c$  est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et  $T_D$  est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

La série B de déplacements imposés (Figure 3. 2 (b)) couvre l'influence des déplacements du sol se produisant dans des directions opposées au droit des piles adjacentes. Les différences de déplacements  $\Delta d_i$  sont d'abord évalués en chaque appui intermédiaire  $i$ , ce en considérant que ses appuis adjacents  $i - 1$  et  $i + 1$  sont bloqués.  $\Delta d_i$  est donné par l'équation (3. 12) (CEN, 2005b).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i} \quad (3. 12)$$

Où :

$L_{av,i}$  est la moyenne des distances  $L_{i-1,i}$  et  $L_{i,i+1}$ , entre le support intermédiaire  $i$  et les supports adjacents  $i - 1$  et  $i + 1$  respectivement. Pour les deux supports extrêmes (0 et  $n$ )  $L_{av,0} = L_{0,1}$  et  $L_{av,n} = L_{n-1,n}$ .

$\beta_r$  est le coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des appuis adjacents, les valeurs recommandées pour ce facteur sont  $\beta_r = 0.5$  dans le cas où trois appuis sont situés sur les mêmes conditions du sol, et  $\beta_r = 1$  si un des appuis est situé sur un type du sol différent que le type du sol des deux autres appuis.

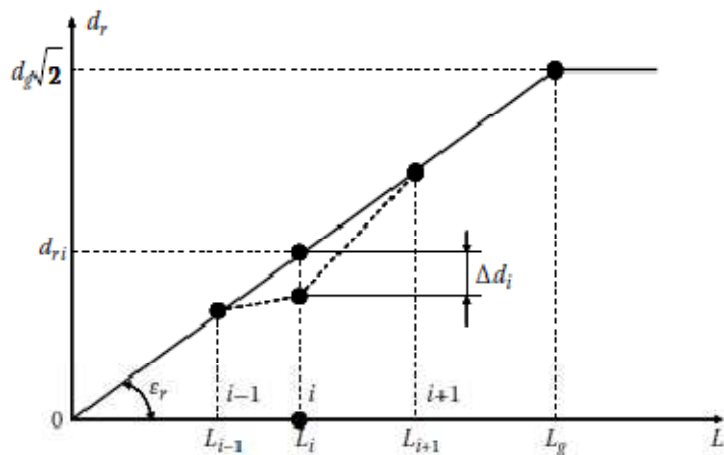
$\varepsilon_r$  est défini de la même manière que pour la série A (Eq. 3. 10), si le type de sol au niveau de deux appuis est variable alors la valeur maximale de  $\varepsilon_r$  doit être utilisée.

La configuration des déplacements de la série B est obtenue en imposant les déplacements absolus donnés par l'équation (3. 13) avec des signes opposés aux appuis adjacents  $i$  et  $i + 1$ .

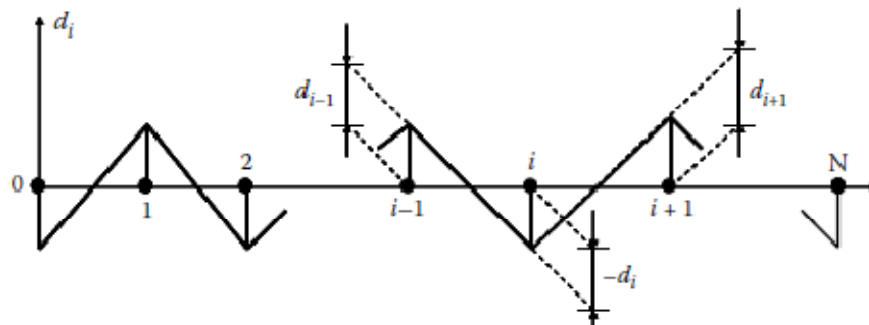
$$d_i = \pm \Delta d_i / 2 \text{ et } d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2 \quad (3. 13)$$

Dans le cas général la méthode simplifiée décrite devrait être suivie, à moins qu'une analyse plus rigoureuse et précise soit effectuée. À cet effet, l'Eurocode8 propose aussi une démarche analytique dans une annexe informative, où il est recommandé d'effectuer une analyse dynamique en vibration aléatoire ou temporelle sous l'effet de la SVG. Comme modèle de cohérence le code suggère celui de Luco et Wong (1986). L'effet de passage d'onde devrait être incorporé dans cette analyse avec une fonction exponentielle. Les conditions variables du sol de fondation des appuis de la

structure devraient être modélisées par des fonctions de densités spectrales de puissance compatibles aux spectres de réponse donnés par le code pour chaque type du sol. Pour l'analyse dynamique temporelle il est recommandé de générer les signaux sismiques différentiels par une méthode semblable à celle de Déodatis (1996). Par ailleurs l'analyse en vibration aléatoire du pont peut être exécutée par une approche semblable à la méthodologie proposée par Der Kiureghian et Neuenhofer (1992).



(a) Configuration de la série A des déplacements.



(b) Configuration de la série B des déplacements.

Figure 3. 2 Les deux séries de déplacements imposés au pont pour l'évaluation de la réponse pseudo-statique selon la méthode simplifiée de l'Eurocode8 (CEN, 2005b)

Dans l'Eurocode8, la valeur du repos d'appui minimal dépend aussi des déplacements sismiques différentiels. Selon ce code cette valeur se calcul par la formule suivante (CEN, 2005b):

$$N_s = b_0 + d_{eg} + d_{es} \quad (3. 14)$$

Où :

$b_0$  est la longueur minimale d'appui définie en § 3. 3.

$d_{eg}$  est le déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol. Il est donné par:

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (3. 15)$$

Avec :

$$\varepsilon_e = 2d_g/L_g \quad (3. 16)$$

$L_{eff}$  est la longueur effective du tablier, prise comme la distance entre le joint de séparation du tablier concerné et la connexion rigide la plus proche entre le tablier et la structure sous-jacente. Si le tablier est entièrement connecté à un groupe de plus de deux piles, alors  $L_{eff}$  doit être considérée comme la distance entre l'appui et le centre du groupe de piles. Dans ce contexte, le terme «connexion rigide» désigne l'assemblage du tablier ou d'un tronçon de tablier à un élément de la structure sous-jacente, soit de manière monolithique, soit par l'intermédiaire d'appareils d'appui fixes, d'attelages sismiques ou de dispositifs de transmission des chocs, ne comportant pas de fonction de limitation des forces.

Lorsque le pont se situe à une distance inférieure à 5 km d'une faille sismique active connue, capable de produire un événement sismique d'une magnitude supérieure à 6.5, et à défaut d'une étude sismologique spécifique, il convient que la valeur de  $d_{eg}$  à utiliser soit prise égale au double de la valeur donnée dans l'expression (3. 15).

$d_{es}$  est le déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.

Pour des tabliers connectés à des piles, soit de manière monolithique, soit par des appareils d'appui fixes agissant comme des attelages sismiques complets :  $d_{es} = d_{Ed}$  où  $d_{Ed}$  est la valeur de calcul totale du déplacement longitudinal dans la situation sismique de calcul. Pour des tabliers connectés à des piles ou à une culée, par des attelages sismiques dont le jeu est égal à  $s$  :  $d_{es} = d_{Ed} + s$ .

### **3.5. Aperçu sur les travaux évaluant l'approche simplifiée relative à la SVG**

Comme il a été indiqué précédemment la méthode simplifiée proposée par le RPOA pour tenir en compte l'effet de la SVG dans le calcul dynamique des ponts n'a été jamais évaluée ni utilisée pour le dimensionnement des ponts. Par ailleurs, celle de l'Eurocode8 a été utilisée et vérifiée uniquement dans les travaux de Sextos et al. (2006), étendus par la suite par Sextos et Kappos (2009). Quelques commentaires sur cette démarche sont effectués également par Zerva (2009). On présente dans ce qui suit l'essentiel de ces contributions :

#### **Sextos et al. (2006) et Sextos et Kappos (2009)**

L'étude menée par Sextos et al. (2006) vise à évaluer les suggestions proposées par l'Eurocode8 pour inclure l'effet de la SVG dans le dimensionnement des ponts. Pour cela trois types de ponts précédemment étudiés (Sextos et al. 2003b et Sextos et al. 2004) sont sélectionnés. Ces ponts ont une configuration structurale différente en termes de longueur de travée, longueur totale, liaison tablier-pile et courbure dans le plan. Trois types d'analyse dynamique étaient effectués pour ces ponts. Dans la première, le mouvement sismique est considéré uniforme, dans la deuxième l'effet de la SVG est considéré suivant la démarche raffinée de Sextos et al. (2003a, 2003b) tandis que dans la troisième la méthode simplifiée de l'Eurocode8 est utilisée. Les deux cas des propriétés de sol uniforme et variable sont également traités. En 2009, cette étude a été étendue par Sextos et Kappos (2009) qui ont exploité tous les résultats des travaux de l'équipe de Sextos liés à cet axe de recherche pour évaluer la méthode de l'Eurocode8 relative à l'effet de la SVG.

En examinant cette méthode, les auteurs ont noté en premier lieu que les longueurs limites proposées pour considérer les effets de la SVG dans le calcul dynamique des ponts sont en conformité avec les résultats des recherches récentes. Ils ont aussi observé que la méthode détaillée donnée dans l'une des annexes de l'Eurocode8 est bien établie. Ils ont surtout trouvé que la méthode simplifiée est efficace, simple et physiquement justifiable.



En se basant sur l'étude comparative effectuée dans ces études, il a été prouvé que la réponse des ponts estimée par la méthode simplifiée de l'Eurocode8 est sécuritaire dans les cas où l'effet du mouvement différentiel n'a pas une grande influence tels que pour les ponts courts situés sur des sites uniformes. Par contre, dans les autres cas elle peut sous-estimer la réponse. Il a été souligné que cette méthode ne peut pas bien présenter le comportement dynamique réels des ponts, ni le contenu fréquentiel de l'action sismique différentielle. L'analyse comparative élaborée pour le pont courbe montre que la différence entre les réponses obtenues par les deux méthodes simplifiée et raffinée devient importante. Alors que la méthode simplifiée ne fait aucune distinction entre les ponts droits et les ponts courbes. En outre, cette étude a montré que la méthode simplifiée de l'Eurocode8 ne peut pas être appliquée dans le cas où les tabliers des ponts sont liés aux piles par des appareils d'appuis en élastomère. Car dans ce cas la structure n'est pas sensible aux déplacements pseudo-statiques.

Egalement, il est montré à travers ce travail que la combinaison des effets pseudo-statiques et inertiels en appliquant la règle SRSS conduit à une augmentation négligeable de la réponse. Cette dernière converge vers les résultats de l'analyse rigoureuse lorsque la superposition a été faite avec une addition directe.

Afin de réduire l'écart entre les résultats obtenus en utilisant la méthode simplifiée de l'Eurocode8 et des analyses plus raffinées, les auteurs ont jugé nécessaire d'augmenter les déplacements pseudo-statiques. Ils ont proposé de modifier les équations (3. 9) et (3. 10) (voir § 3.4) comme suit:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq 8d_g \quad (3. 17)$$

$$\varepsilon_r = 8d_g / L_g \quad (3. 18)$$

Finalement, les auteurs ont recommandé d'enrichir cet état de l'art par d'autres résultats numériques et expérimentaux de ponts réels de configurations différentes et en considérant un nombre élevé de mouvements sismiques différentiels.

## **Zerva (2009)**

Dans son ouvrage (Zerva, 2009), Zerva a fait quelques remarques sur la méthode simplifiée de l'Eurocode8 relative à la SVGM.

- La variation des longueurs limites,  $L_{lim}$ , en fonction des sites semblent être réaliste. Puisque les mouvements sismiques des sites rocheux sont fortement corrélés par rapport aux mouvements des sites meubles. Leurs valeurs sont plus conservatrices que la longueur limite proposée par Shinozuka et al. (2000), qui suggèrent que les effets de la SVGM peuvent être négligés pour les ponts situés sur des sites uniformes, de longueur totale de 300 à 450 m. La raison, cependant, pour que la sélection de ces valeurs soit indépendante de la configuration structurelle du pont, n'est pas claire.
- Les deux séries de déplacements, utilisées pour l'évaluation de la réponse pseudo-statique, semblent être fondées sur la notion de la longueur d'onde de l'excitation sismique. La série A suppose que l'onde du déplacement dominante a une longueur importante c'est-à-dire le cas des basses fréquences. Environ quatre fois la longueur totale du pont. Dans ce cas les supports se déplacent presque « linéairement » ou « en phase » avec des déplacements absolus importants. Par ailleurs, la série B considère que la longueur d'onde dominante du déplacement est petite c'est-à-dire le cas des hautes fréquences. Si les travées ont des longueurs égales, la longueur d'onde est égale à deux fois la longueur de la travée. Dans ce cas les supports se déplacent complètement hors phase. Ceci conduit aux grands déplacements relatifs. L'auteur déduit donc, que les deux schémas de déplacement extrêmes ont été conçus de façon à simuler les valeurs extrêmes de la réponse pseudo-statique de la structure. Toutefois, la réponse non linéaire ne peut être facilement évaluée par cette approximation.

## **3.6. Conclusions**

Dans ce chapitre nous avons présenté les recommandations des codes parasismiques relatives à l'étude dynamique des ponts à plusieurs travées sous l'effet de la SVGM.

Nous avons alors commencé par la présentation de quelques normes basées sur le concept de la valeur minimal du repos d'appui. Ce concept est utilisé dans la plupart des codes modernes. Il reste, néanmoins insuffisant pour tenir en compte les effets de la SVGM, un phénomène si complexe.

A ce jour il n'y a que peu de codes parasismiques qui proposent des directives précises relatives à cet effet. Nous citons particulièrement l'Eurocode8 et le RPOA. Les démarches proposées par ces codes sont également exposées dans ce chapitre.

Comme évaluation préliminaire des méthodes simplifiées de l'Eurocode8 et du RPOA relative à la SVGM, nous avons pu constater les points suivants :

- Ces méthodes sont simples et peuvent être facilement utilisées par les praticiens.
- La relation longueur limite type de sol est adéquate et elle coïncide avec les résultats des différentes recherches.
- Les valeurs des longueurs limites suggérées par l'Eurocode8 semblent être réalistes. Ces valeurs sont conformes aux résultats des recherches de Shinozuka et al. (2000) et Sextos et al. (2003b) qui ont proposés des longueurs limites de 300 à 400m. Le RPOA, par contre recommande des valeurs limites allant jusqu'à 600 m. Nous proposons donc de réduire cette valeur pour être au même niveau que les études antérieures.
- Dans les deux méthodes le déplacement imposé augmente avec la distance jusqu'à atteindre le maximum qui est égale au déplacement maximum du sol multiplié par un coefficient de sécurité égale à  $\sqrt{2}$ . Ceci est physiquement justifiable. L'Eurocode8 envisage également le cas où les déplacements des supports sont opposés. Chose qui n'est pas considérée dans le RPOA.
- Lorsque le sol est variable la SVGM doit être considérée même si le pont est court ceci est conforme à l'étude de Lou et Zerva (2005).
- La combinaison entre la réponse pseudo-statique et dynamique n'est pas indiquée dans le RPOA. Dans l'Eurocode8 la combinaison est SRSS. Cette dernière a été critiquée aussi par Sextos et Kappos (2009) qui ont recommandé d'utiliser une addition directe.



Les points soulevés plus haut ne représentent qu'une évaluation préliminaire et qualitative des méthodes simplifiées de l'Eurocode8 et du RPOA. Ces méthodes doivent être cependant confirmées et validées par des études comparatives avec des analyses plus rigoureuses. Ceci fera l'objet du cinquième chapitre. Toutefois, pour mener ces études, il reste indispensable de générer des mouvements sismiques variables dans l'espace. Le chapitre suivant sera consacré à cette génération.

## **Chapitre 4.**

# **Génération des mouvements sismiques variables dans l'espace**

### **4.1. Introduction**

La seule méthode d'analyse suffisamment exacte pour tenir compte avec précision des différentes non-linéarités des structures complexes, ainsi que des incertitudes possibles du mouvement sismique imposé est l'analyse temporelle déterministe. Dans ce cas, l'effet de la SVGM est introduit en imposant les évolutions temporelles du mouvement sismique différentiel aux différents supports de la structure. Lorsqu'ils sont disponibles, on peut utiliser les accélérogrammes différentiels enregistrés. Toutefois, ces enregistrements sont en nombre limité et il faut en général avoir recours à des signaux synthétiques. Ainsi, la simulation exacte des mouvements sismiques variables dans l'espace constitue une étape primordiale pour l'analyse des effets de la SVGM.

Nous allons alors commencer ce chapitre par présenter un aperçu sur les techniques de génération et de traitement du mouvement sismique variable dans l'espace. Nous rappellerons après la technique de génération d'un mouvement sismique différentiel et stationnaire en utilisant la méthode de représentation spectrale, utilisée dans cette thèse. Nous présenterons également dans ce chapitre la démarche proposée pour la simulation des mouvements sismiques non stationnaires différentiels. Cette démarche comprend une nouvelle technique de traitement des signaux sismiques développée dans ce travail de recherche. Nous terminerons ce chapitre par la validation de cette démarche de simulation en examinant et en comparant les propriétés statistiques et physiques (tels

que les fonctions de densité spectrales de puissance, les fonctions de cohérence et les spectres de réponse) des mouvements générés avec le mouvement cible.

## **4.2. Description sommaire des méthodes de génération des mouvements sismiques variables dans l'espace**

Bien que beaucoup de méthodes de génération des mouvements sismiques différentiels sont disponibles dans la littérature, la méthodologie de représentation spectrale mise en place par Shinozuka (1971) reste la technique la plus populaire. Cette approche a été étendue et améliorée par la suite dans plusieurs travaux de recherche. Nous citons à titre d'exemple ceux de : Hao (1989) ; Zerva (1992) ; Deodatis (1996) ; Saxena (2000) et Cacciola et Deodatis (2011).

En général, le champ sismique incident est modélisé par un ensemble de processus aléatoires définis par leurs fonctions de densité spectrale de puissance et un modèle de cohérence pour décrire la variabilité spatiale. La problématique dans la simulation des mouvements sismiques reste l'hypothèse de stationnarité du signal, qui a le mérite de simplifier avantageusement les développements théoriques mais n'est en rien justifiée par les résultats des enregistrements. Une approche simple permettant de décrire la non stationnarité temporelle des signaux sismiques consiste à multiplier les processus temporels stationnaires par une fonction de modulation temporelle. Cette approche, cependant, ne peut plus prendre en charge la non stationnarité spectrale du mouvement sismique, qui résulte de la différence entre les caractéristiques des ondes sismiques, et qui a une influence directe sur la réponse des structures. Il a été prouvé, que l'utilisation de la fonction de modulation peut perturber les propriétés de phase des processus simulés (Ohsaki, 1979 cité par Shama, 2007). Il faut signaler, en outre, que la réponse de la structure peut changer en changeant la fonction de modulation (Allam et Datta, 2004 ; Jangid, 2004).

En pratique, et suivant plusieurs codes parasismiques, il est recommandé d'utiliser des signaux sismiques compatibles aux spectres de réponses règlementaires pour l'analyse dynamique des structures. Dans ce contexte, à partir des données d'une fonction de cohérence et d'une fonction de densité spectrale de puissance Hao (1989) a

proposé de générer par la méthode de représentation spectrale des processus différentiels qui sont éventuellement modulés en temps pour tenir compte de la non stationnarité. Les transformées de Fourier de ces processus seront modifiées itérativement par la suite pour les rendre compatibles avec un spectre de réponse prédéfini. En se basant sur ce concept, Deodatis (1996) a développé une méthode de génération des processus non stationnaires et non homogènes compatibles aux spectres de réponse des différents sites de fondation en changeant itérativement leurs fonctions de densité spectrales de puissance. Saxena (2000) suggère de refaire la génération des processus non stationnaires lorsque les spectres de réponse des simulations ne convergent pas vers les spectres de réponse cibles durant les premières itérations. Suivant ces démarches les mouvements simulés fournissent des informations adéquates pour l'évaluation de la réponse sismique des structures étendues, tandis qu'il a été prouvé que lorsque des itérations sont impliquées dans la génération des processus, la gaussienneté ainsi que la structure de cohérence peuvent être modifiées (Deodatis et Micaletti, 2001). Récemment, Bi et Hao (2011), pour éliminer ou réduire au maximum le nombre des itérations, recommandent de déterminer les fonctions de densité spectrale de puissance à partir des spectres de réponse correspondant en utilisant l'une des formules disponibles dans la littérature tel que celle de Kaul (1978) (cité par Bi et Hao, 2011).

Des simulations plus réalistes des mouvements sismiques peuvent être réalisées si à la fois leurs amplitudes et contenus fréquentiels sont modulés. Ceci peut être réalisé grâce au concept de la fonction de densité spectrale de puissance évolutive, qui varie en fonction du temps et de la fréquence. L'approche de génération de Deodatis (1996) incorpore la non stationnarité spectrale du mouvement sismique, mais requiert la spécification de cette fonction. Plusieurs études ont été effectuées pour identifier la nature évolutive des mouvements sismiques enregistrés. Récemment, Cacciola et Deodatis (2011) ont développé une nouvelle méthodologie de génération des processus différentiels compatibles aux spectres de réponse et non stationnaires dans les deux domaines temporelle et fréquentielle. Suivant cette méthode, le mouvement sismique est modélisé par la superposition de deux contributions : la première est représentée par des processus stochastiques différentiels et non stationnaires, générés en fonction des

conditions locales géologiques et sismologiques en utilisant une fonction de densité spectrale de puissance évolutive. La deuxième est déterminée par la génération des processus non stationnaires variables dans l'espace. La fonction de densité spectrale de puissance dans ce cas est inconnue, elle est estimée de façon à corriger la première contribution pour la rendre compatible aux spectres de réponses cibles. Il faut souligner que les évolutions temporelles simulées ne nécessitent pas d'itérations dans ce cas. Dans une étude très récente établie par Karmakar et al. (2012), les auteurs proposent de générer les mouvements sismiques non stationnaires à partir de la fonction de densité spectrale de puissance évolutive d'un enregistrement sismique donné. Ces mouvements seront modifiés itérativement par la suite pour assurer leurs compatibilités aux spectres de réponse règlementaires.

Une approche alternative permet la génération des mouvements sismiques différentiels non stationnaires à partir de l'évolution temporelle d'une accélération prédéfinie en utilisant la technique de segmentation dans le domaine fréquentiel et/ou temporel. Dans ce contexte beaucoup de méthodes ont été développées durant ces dernières décennies. Nous citons ceux de : Abrahamson (1993) ; Vanmarcke et al. (1993) ; Liao et Zerva (2006) ; Shama (2007) et Konakli et Der Kiureghian (2012). Cette approche consiste à subdiviser l'accélération temporelle prédéfinie (synthétique/enregistrée) en segments approximativement stationnaires. L'évolution temporelle de chaque segment sera utilisée comme input pour la génération des processus stationnaires variables. Ces derniers sont liés par la suite pour constituer des processus non stationnaires variables en accélérations. Dans ce cas les mouvements générés possèdent les caractéristiques physiques de l'accélération imposée.

Dans cette thèse nous avons combiné la méthode de segmentation dans le domaine temporel et la méthode de représentation spectrale. Les processus stationnaires différentiels sont générés à partir de l'accélération temporelle de référence de chaque segment en utilisant la méthode de représentation spectrale (Deodatis, 1996). Pour la génération automatique de ces séries temporelles, un programme informatique en langage MATLAB (Mathworks, 2008) a été développé.



### 4.3. Traitement des mouvements sismiques pour l'évaluation des déplacements

En utilisant les techniques de génération citées précédemment, le mouvement sismique différentiel peut être généré en termes d'accélération. Par ailleurs, dans une analyse dynamique non linéaire des structures soumises aux effets de la SVGM, le chargement sismique doit être imposé à la structure sous forme de déplacement différentiel. Ce dernier est utilisé également en analyse linéaire des structures pour contrôler la composante pseudo statique de la réponse. En plus, dans la plupart des codes de calcul en éléments finis disponibles, l'excitation sismique différentielle doit être appliquée sous forme de déplacements imposés. Ceci conduit alors à l'intégration directe de l'accélération. Cette intégration entraîne cependant souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus. À titre d'exemple nous présentons dans la Figure 4. 1 (a) l'histoire temporelle de l'accélération enregistrée durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan) du 21 septembre 1999, et dans la Figure 4. 1 (b) nous montrons le déplacement obtenu par double intégration directe de l'accélération. Il est évident que l'évolution de ce déplacement est irréaliste.

Pour les accélérations enregistrées, les erreurs produites sont dues en particulier aux bruits introduits lors de l'enregistrement du signal sismique, aux instruments de mesure et à la conversion de l'analogique vers le numérique (Chiu, 1997 ; Boore et Bommer, 2005). Les déplacements et les vitesses estimés par intégration directe des accélérations simulées sont aussi non réalistes. Dans ce cas, l'origine est purement numérique. Les valeurs initiale et finale non nulles de l'accélération générée, l'importance des coefficients de Fourier générés aléatoirement dans la gamme des basses fréquences et la présence possible du bruit dans l'accélération considérée comme input constituent les causes principales (Zerva, 2009). Par conséquent, il est important de passer par un traitement adéquat de l'accélération afin de produire des signaux en termes de déplacement et de vitesse plus fiables et plus raisonnables.

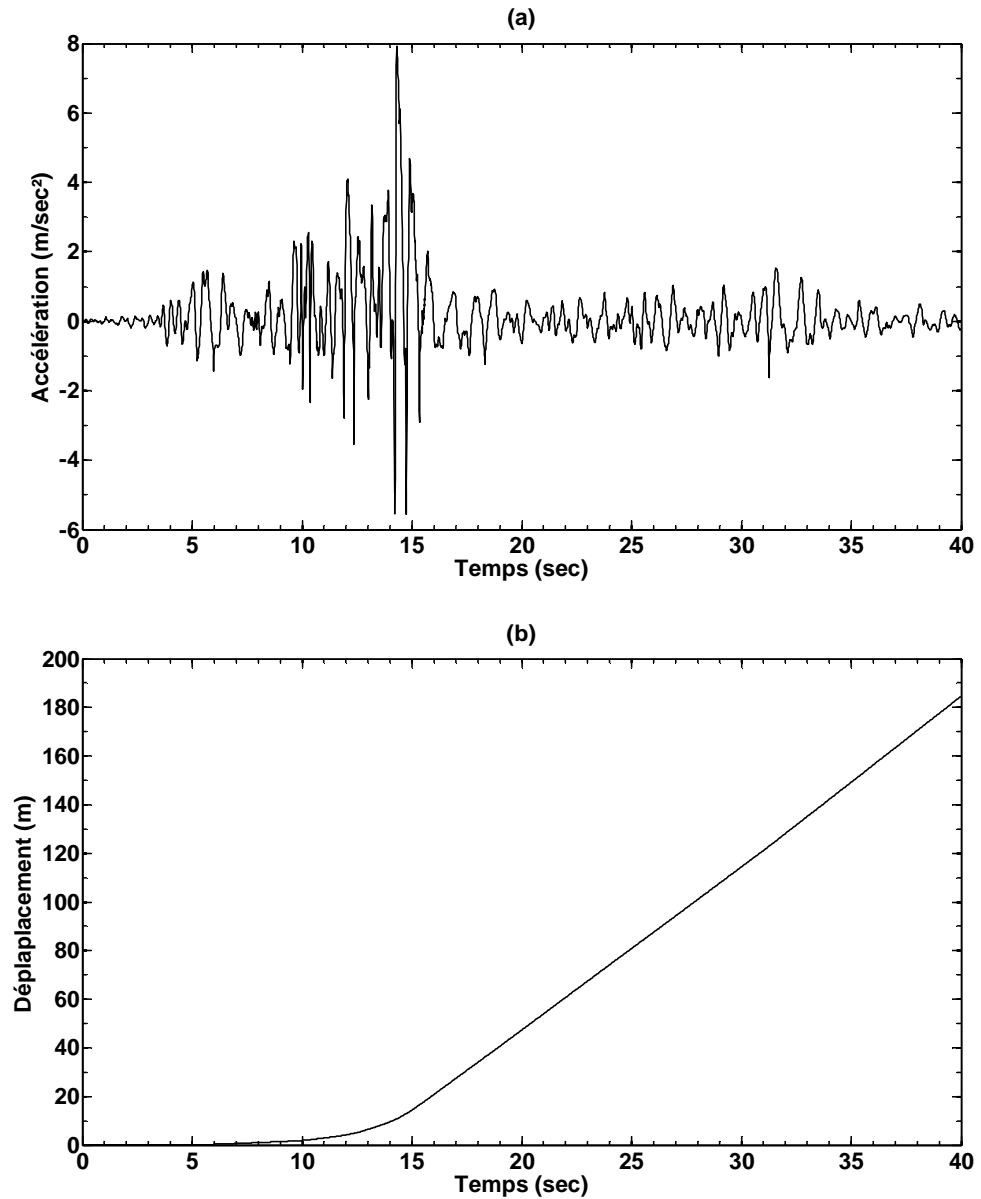


Figure 4. 1 Histoire temporelle d'un signal enregistré durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan,1999) (a) accélération, (b) déplacement obtenu par double intégration de l'accélération.

En général, la méthode de correction la plus simple utilisée pour le traitement des enregistrements sismiques repose sur le principe de correction de la ligne de base qui s'effectue par l'ajustement de la ligne de base de l'accélération avec un polynôme d'ordre (n) puis la soustraction de cette courbe ajustée du signal brut. Autour de cette méthode plusieurs approches de correction selon le domaine d'utilisation ont été développées telles que celles de : Boore et al. (2002) ; Guan et al. (2004) ; Boore et

Bommer (2005) ; Yang et al. (2006) et Akkar et Boore (2009). Ces procédures suggèrent aussi de filtrer l'enregistrement sismique sachant que la correction de la ligne de base reste insuffisante dans certains cas, particulièrement pour les signaux sismiques avec de longues durées.

Nous trouvons également dans la littérature d'autres méthodes que la correction de la ligne de base pour le traitement de l'accélération. Stiros (2008) présente, en se basant sur la loi de propagation des erreurs et des techniques d'approximation, quelques formules simples pour l'estimation des erreurs aléatoires des vitesses et des déplacements calculés par l'intégration numérique de l'accélération enregistrée. Ces formules sont estimées à partir des caractéristiques des accéléromètres et de la durée du signal. Al Atik et Abrahamson (2010) ont développé une méthode de correction pouvant améliorer la procédure de génération des signaux sismiques compatibles aux spectres de réponse dans le sens où la vitesse et le déplacement correspondant ne comprennent pas d'erreurs. Coelho et al. (2011) proposent une démarche basée sur la soustraction spectrale. Dans ce cas les auteurs suggèrent de soustraire le spectre de Fourier du bruit du spectre de Fourier du signal original, et d'effectuer ensuite une intégration fréquentielle.

Bien qu'il existe un certain nombre de procédures de correction tels que celles citées précédemment. Ce problème d'intégrabilité de l'accélération n'est toujours pas entièrement résolu. En général, il n'est pas possible d'identifier le «meilleur» traitement pour un enregistrement donné, la sélection appropriée de l'approche de traitement dépend de l'application spécifique. Boore (2001), à partir de l'étude d'un ensemble de signaux enregistrés durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan) de 1999, a constaté que les déplacements obtenus à partir des accélérations corrigées sont sensibles aux choix de la procédure de correction. Bazzurro et al. (2004) ont découvert que les techniques de filtrage utilisées pour la correction de l'accélération ont une influence directe sur les spectres de réponse élastiques et surtout inélastiques. Ils ont également observé que les valeurs des PGD (déplacement maximum de sol, en anglais : peak ground displacement) et des PGV (vitesse maximale de sol, en anglais : peak ground velocity) dépendent des paramètres du filtre utilisé. Boore et Bommer (2005) ont montré qu'il est important de connaître les avantages et les inconvénients associés aux procédures de traitement des

mouvements sismiques. Egalement, ils ont recommandé d'estimer les effets de la procédure sur les enregistrements pour éviter les erreurs dans l'interprétation et l'utilisation des résultats. Graizer (2010) (cité par Coelho et al. 2011)) a montré que la détermination des déplacements en intégrant les accélérations temporelles est une tâche fastidieuse et peut conduire vers des résultats différents.

Dans le présent travail, nous proposerons une nouvelle approche de correction simple et efficace. Sa particularité réside dans la possibilité d'être incorporée dans la procédure de génération des mouvements sismiques différentiels. Dans le sens où les évolutions temporelles des vitesses et des déplacements différentiels seront obtenues par une intégration directe de l'accélération générée. Nous pouvons également générer directement, grâce à cette approche, les vitesses et les déplacements différentiels. L'approche développée consiste d'abord à filtrer le signal sismique, si c'est nécessaire. Par la suite, les quelques premières valeurs de l'accélération sont corrigées pour imposer des conditions initiales nulles. Un autre avantage de cette approche de correction est qu'elle est utilisée également pour la liaison des processus stationnaires générés pour chaque segment, afin de constituer les mouvements sismiques non stationnaires différentiels.

#### **4.4. Simulation d'un champ de mouvement sismique différentiel stationnaire**

Les mouvements sismiques sont en général non stationnaires dans les deux domaines temporel et fréquentiel. La plupart de ces mouvements, cependant, peuvent être approchés par des segments temporels pratiquement stationnaires (à l'exception des mouvements sismiques enregistrés en champ proche, ce type de mouvement n'est pas considéré dans ce chapitre). Pour cette raison, nous étudions en premier lieu le cas de génération des processus stationnaires.

Les caractéristiques du second ordre, moyenne et fonction d'auto-corrélation ou fonction de densité spectrale de puissance permettent de simuler des trajectoires du champ stochastique stationnaire modélisant les mouvements sismiques possibles pour un site donné. De nombreux travaux relatifs à la simulation des séismes sur la base de

modèle probabiliste sont ainsi reportés dans la littérature. Comme il a été indiqué précédemment, nous avons utilisé dans la présente étude la méthode de représentation spectrale pour la génération des processus aléatoires gaussiens stationnaires. Ainsi, nous présenterons dans cette section les éléments de base de cette méthode.

#### 4.4.1. Evaluation de la fonction de densité spectrale de puissance

La représentation d'un événement sismique dans le domaine fréquentiel a une grande importance pour l'ingénieur. Dans le cas des enregistrements déterministes, cette analyse peut être effectuée en calculant leurs transformées de Fourier. Ceci ne peut pas être réalisé pour les processus aléatoires stationnaires puisqu'un échantillon stationnaire ne s'annule pas à l'infini. A cet effet, l'analyse spectrale de Fourier s'effectue sur la fonction d'auto – corrélation  $R_{jj}(\tau)$  (Eq. 4. 1) d'un processus stationnaire de moyenne nulle noté  $g_j(t)$ . L'indice  $j$  indique la dépendance du processus  $g_j(t)$  au point d'enregistrement  $j$ .

$$R_{jj}(\tau) = E[g_j(t)g_j(t + \tau)] \quad (4. 1)$$

Où  $E$  désigne l'espérance mathématique. Puisque le processus est stationnaire la fonction d'auto-corrélation est paire et dépend de la seule variable  $\tau$ .

Les équations (4. 2) et (4. 3) représentent respectivement la fonction de densité spectrale de puissance  $S_{jj}(\omega)$  et sa transformée de Fourier inverse  $R_{jj}(\tau)$ . Ces relations sont connues sous le nom des relations de Wiener – Khintchine.

$$S_{jj}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{jj}(\tau) \exp(-i\omega\tau) d\tau \quad (4. 2)$$

$$R_{jj}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S_{jj}(\omega) \exp(i\omega\tau) d\omega \quad (4. 3)$$

La fonction de densité spectrale de puissance est une fonction réelle paire et positive. Sa propriété la plus importante s'obtient lorsque  $\tau = 0$ . Ceci abouti à la relation (4. 4). De cette relation, on déduit que la fonction de densité spectrale de puissance est une mesure de distribution de la moyenne quadratique dans le domaine des fréquences. Ou encore, c'est une mesure de la distribution d'énergie moyenne d'un processus.

$$R_{jj}(\tau = 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{jj}(\omega) d\omega = E[(g_j(t))^2] \quad (4. 4)$$

La fonction de densité spectrale peut être déterminée directement dans le domaine fréquentiel par l'équation (4. 5).

$$S_{jj}(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{G_j^*(\omega)G_j(\omega)}{2\pi T} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{|G_j(\omega)|^2}{2\pi T} \quad (4. 5)$$

Où :

\* est une notation indiquant le conjugué complexe.

$G_j(\omega)$  est la transformé de Fourier du processus  $g_j(t)$ .

$|G_j(\omega)|$  est le module de la fonction  $G_j(\omega)$ .

Les deux premières fonctions de densités spectrales de processus dérivés  $\dot{g}_j(t)$  et  $\ddot{g}_j(t)$  sont définies par la relation (4. 6).

$$\begin{cases} S_{\dot{g}_j}(\omega) = \omega^2 S_{jj}(\omega) \\ S_{\ddot{g}_j}(\omega) = \omega^4 S_{jj}(\omega) \end{cases} \quad (4. 6)$$

#### 4.4.2. Evaluation de la fonction d'inter-densité spectrale

La fonction d'inter - densité spectrale de puissance  $S_{jk}(\omega)$  des deux processus  $g_j(t)$  et  $g_k(t)$  est la transformée de Fourier de la fonction d'inter – corrélation  $R_{jk}(\tau)$  (Eqs. 4. 7 - 4. 8).

$$R_{jk}(\tau) = E[g_j(t)g_k(t + \tau)] \quad (4. 7)$$

$$S_{jk}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{jk}(\tau) \exp(-i\omega\tau) d\tau \quad (4. 8)$$

La fonction d'inter-densité spectrale de puissance  $S_{jk}(\omega)$  est généralement complexe et satisfait les relations (4. 9) et (4. 10).

$$S_{jk}(\omega) = S_{jk}^*(-\omega) \quad (4. 9)$$

$$S_{jk}(\omega) = S_{jk}^*(\omega) \quad (4. 10)$$

Alternativement, la fonction d'inter - densité spectrale de puissance peut être évaluée directement dans le domaine fréquentiel par l'équation (4. 11).

$$S_{jk}(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{G_j^*(\omega)G_k(\omega)}{2\pi T} \quad (4. 11)$$

Où :

$G_j(\omega)$  et  $G_k(\omega)$  sont respectivement les transformés de Fourier des processus  $g_j(t)$  et  $g_k(t)$ .

#### 4.4.3. Génération des processus aléatoires stationnaires différentiels par la méthode de représentation spectrale

Suivant la méthode de représentation spectrale (Deodatis, 1996), considérons un vecteur de processus stochastiques stationnaires multi-variables à une dimension constitué par les composantes  $g_j(t)$ ; ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) de moyennes nulles telle que :

$$E[g_j(t)] = 0; (j = 1, 2, \dots, n) \quad (4. 12)$$

La matrice d'inter-corrélation est donnée par :

$$R^0(\tau) = \begin{bmatrix} R_{11}(\tau) & R_{12}(\tau) & \dots & R_{1n}(\tau) \\ R_{21}(\tau) & R_{22}(\tau) & \dots & R_{2n}(\tau) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{n1}(\tau) & R_{n2}(\tau) & \dots & R_{nn}(\tau) \end{bmatrix} \quad (4. 13)$$

Et la matrice d'inter-densité spectrale correspondante est la suivante:

$$S^0(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (4. 14)$$

En utilisant la définition de la fonction de cohérence (Eq. 2. 1) les fonctions d'inter-densités spectrales s'écrivent alors comme suit :

$$S_{jk}(\omega) = \gamma_{jk}(\omega)\sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}; (j, k = 1, 2, \dots, n); j \neq k \quad (4. 15)$$

Pour la simulation des processus stationnaires  $g_j(t); (j = 1, 2, \dots, n)$ , on décompose d'abord la matrice de densité spectrale  $S^0(\omega)$  suivant la méthode de Cholesky, ce qui donne le produit illustré par l'équation (4. 16).

$$S_{jk}(\omega) = H(\omega)H^{*\top}(\omega) \quad (4. 16)$$

Où l'exposant  $\top$  indique la matrice transposé et  $H(\omega)$  est une matrice triangulaire inférieure exprimée par l'équation (4.17)

$$H(\omega) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(\omega) & H_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1}(\omega) & H_{n2}(\omega) & \dots & H_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (4. 17)$$

Les éléments diagonaux de la matrice  $H(\omega)$  sont réels et positifs et vérifient la relation (4. 18).

$$H_{jj}(\omega) = H_{jj}(-\omega); (j = 1, 2, \dots, n) \quad (4. 18)$$

Les éléments sous la diagonale sont généralement complexes ; ils s'écrivent alors sous la forme :

$$H_{jk}(\omega) = |H_{jk}(\omega)| \exp(i\theta_{jk}(\omega)); (j = 2, \dots, n; k = 1, \dots, n - 1); j > k \quad (4. 19)$$

Où:

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left( \frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega)]} \right) \quad (4. 20)$$

$\text{Im}(H_{jk}(\omega))$  et  $\text{Re}(H_{jk}(\omega))$  sont respectivement les parties imaginaire et réelle du nombre complexe  $H_{jk}(\omega)$ . Ce dernier vérifie la relation (4. 21).

$$H_{jk}(\omega) = H_{jk}(-\omega); (j = 2, \dots, n; k = 1, \dots, n - 1); j > k \quad (4. 21)$$

En utilisant les équations (4. 16) et (4. 17) les processus stationnaires  $g_j(t); (j = 1, 2, \dots, n)$  peuvent être simulés par la série suivante lorsque  $N \rightarrow \infty$  :

$$g_j(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_l)| \sqrt{\Delta\omega} \cos(\omega_l t - \theta_{jm}(\omega_l) + \Phi_{ml}); \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (4. 22)$$



Où:

$$\omega_l = l\Delta\omega \quad ; \quad l = 1, 2, \dots, N \quad (4. 23)$$

$$\Delta\omega = \frac{\omega_u}{N} \quad (4. 24)$$

Les  $\Phi_{ml}$  ; ( $m=1,2,\dots,n$ ); ( $l=1,2,\dots,N$ ) utilisées dans l'équation (4. 22) sont des phases aléatoires indépendantes uniformément distribuées sur l'intervalle  $[0,2\pi]$ .

Dans l'équation (4. 24)  $\omega_u$  représente la fréquence angulaire limite ou de coupure à partir de la quelle les éléments de la matrice donnée par (4. 14) deviennent nulles. Et  $N$  est le nombre total de pas de fréquence angulaire  $\Delta\omega$  pour atteindre cette limite.

Pour la génération des processus  $g_j(t)$ ; ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) selon l'équation (4. 22) le pas de temps  $\Delta t$  doit être inférieur ou égale à  $(\pi/\omega_u)$  afin d'éviter le phénomène d'Aliasing.

#### 4.5. Procédure simplifiée pour l'intégration des accélérations stationnaires simulées

Les évolutions temporelles stationnaires et différentielles de l'accélération  $\ddot{u}_j(t)$ ; ( $j = 1, 2, \dots, n$ ) peuvent être simulées en utilisant l'équation (4. 22). Les vitesses et les déplacements temporels obtenus par intégration directe de  $\ddot{u}_j(t)$  s'expriment par les équations (4. 25) et (4. 26).

$$\dot{u}_j(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N \frac{1}{\omega_l} |H_{jm}(\omega_l)| \sqrt{\Delta\omega} \sin(\omega_l t - \theta_{jm}(\omega_l) + \Phi_{ml}) \quad (4. 25)$$

$$u_j(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N \frac{1}{\omega_l^2} |H_{jm}(\omega_l)| \sqrt{\Delta\omega} \cos(\omega_l t - \theta_{jm}(\omega_l) + \Phi_{ml}) \quad (4. 26)$$

Comme nous avons souligné précédemment en § 4.3, les vitesses et les déplacements obtenus par intégration directe de l'accélération enregistrée ou simulée sont souvent non réalistes. Les valeurs initiales et finales des accélérations générées constituent l'une des principales sources de ces erreurs. Pour la correction de ces valeurs une procédure simple de correction a été développée dans la présente étude. Cette procédure consiste à corriger en premier lieu les premières valeurs du déplacement  $u_j(t)$  obtenu par intégration directe de l'accélération (Eq 4. 27).

$$u_{jc}(t) = u_j(t)f(t) \quad (4. 27)$$

Où:

$u_{jc}(t)$  est le déplacement corrigé.

$f(t)$  est une fonction de correction.

Les évolutions temporelles des vitesses corrigées  $\dot{u}_{jc}(t)$  et accélérations corrigées  $\ddot{u}_{jc}(t)$  peuvent être alors obtenues en dérivant le déplacement corrigé  $u_{jc}(t)$  ; nous obtenons ainsi les relations (4. 28) et (4. 29).

$$\dot{u}_{jc}(t) = u_j(t)\dot{f}(t) + \dot{u}_j(t) f(t) \quad (4. 28)$$

$$\ddot{u}_{jc}(t) = u_j(t)\ddot{f}(t) + 2\dot{u}_j(t) \dot{f}(t) + \ddot{u}_j(t)f(t) \quad (4. 29)$$

La fonction  $f(t)$  doit donc être déterminée de sorte que les valeurs initiales et finales des déplacements, vitesses et accélérations corrigées s'annulent. Ceci conduit alors à la relation exprimée par l'équation (4. 30).

$$f(t) = \begin{cases} 6 \left( \frac{t}{N_{cp}\Delta t} \right)^5 - 15 \left( \frac{t}{N_{cp}\Delta t} \right)^4 + 10 \left( \frac{t}{N_{cp}\Delta t} \right)^3 & t \leq N_{cp}\Delta t \\ 1 & N_{cp}\Delta t \leq t \leq T - N_{cf}\Delta t \\ 6 \left( \frac{T-t}{N_{cf}\Delta t} \right)^5 - 15 \left( \frac{T-t}{N_{cf}\Delta t} \right)^4 + 10 \left( \frac{T-t}{N_{cf}\Delta t} \right)^3 & t \geq T - N_{cf}\Delta t \end{cases} \quad (4. 30)$$

Où :

$\Delta t$  est le pas de temps.

$T$  est la durée du signal.

$N_{cp}$ ,  $N_{cf}$  sont respectivement les nombres de pas de temps initiaux, et finaux des accélérations, vitesses et déplacements corrigés.

Nous notons que dans certains cas le filtrage reste nécessaire pour éliminer la présence des basses fréquences provoquées par l'intégration numérique de l'accélération ou bien par la présence du bruit dans l'accélération considérée comme input. Puisque le filtrage change les conditions initiales et finales des processus simulés, nous suggérons d'effectuer le filtrage avant d'appliquer la procédure de correction.

L'approche de correction développée ici traite donc les erreurs d'intégration directe dues à la présence des bruits blancs ainsi que celles dues aux conditions initiales et finales non nulles pour des processus stationnaires exprimés par la somme des fonctions trigonométriques. Cette approche peut être également utilisée dans le cas des signaux enregistrés (Boukli Hacène et al. 2011). Dans ce cas il faut d'abord calculer la transformée de Fourier de l'histoire temporelle de l'accélération, ensuite calculer son intégrale ainsi que son double intégrale dans le domaine fréquentiel. Les évolutions temporelles de l'accélération, vitesse et déplacement peuvent être alors exprimées sous forme de série trigonométriques en calculant leurs transformées de Fourier inverses. Finalement, ces dernières seront utilisées pour l'évaluation de l'accélération corrigée par l'équation (4. 29).

#### **4.6. Évaluation des accélérations, vitesses et déplacements non stationnaires et variables dans l'espace**

Pour la génération des évolutions non stationnaires des accélérations, vitesses et déplacements sismiques nous avons utilisé dans ce travail la méthode de segmentation, dans la quelle la procédure de correction développée en section 4.5 a été incorporée. Initialement l'histoire temporelle de l'accélération considérée comme référence est subdivisée en segments approximativement stationnaires. La durée de ces segments peut être constante ou variable. Elle peut être déterminée directement par « observation » de sorte que les amplitudes et le nombre de passages par zéro de chaque segment sont relativement similaires (Zerva, 2009), ou bien en utilisant l'approche de Rezaeian et Der Kiureghian (2008) qui consiste à subdiviser l'accélération en segments conservant des caractéristiques statistiques presque invariables dans le temps. Chacun de ces segments est supposé donc en tant que champs aléatoire stationnaire de moyenne nulle, ainsi il peut être parfaitement défini par sa fonction de densité spectrale de puissance qui est estimée dans la présente étude par la méthode du périodogramme en utilisant la transformée de Fourier (Eq. 4. 5). Certains études tel que Shama (2007) proposent de prolonger la durée de chaque segment en ajoutant des valeurs nulles à la fin. Ce pour satisfaire les conditions de calcul des transformés de Fourier, c.-à-d. avoir pour chaque segment un nombre de pas de temps égal à une puissance de deux. Cependant,

l'inconvénient de cette technique est qu'elle change la période du signal. Dans la présente étude nous avons effectué une interpolation temporelle (au lieu d'augmenter la période nous avons diminué le pas de temps) aux différents segments afin de satisfaire cette condition. Les fonctions de densité spectrales de puissance calculées sont utilisées par la suite pour la génération des accélérations stationnaires variables dans l'espace.

Pour joindre ces accélérations ensemble et construire les évolutions temporelles des accélérations différentielles non stationnaires nous devons assurer pour ces accélérations la continuité et par conséquent l'intégrabilité. Cette intégrabilité par ailleurs ne doit pas aboutir à des erreurs dans les évolutions temporelles non stationnaires des vitesses et des déplacements. L'allure de ces évolutions doit être également réaliste. Pour cela, nous avons eu l'idée d'utiliser la procédure de correction développée dans ce travail et illustrée en section 4.5. En effet, nous avons considéré un chevauchement entre les intervalles de temps de génération des accélérations stationnaires. Ils sont donc déterminés de façon à tenir en compte la durée du segment ainsi que la durée de la zone de transition avec les segments adjacents. En utilisant l'équation (4. 22), les accélérations stationnaires seront générées et filtrées si c'est nécessaire, ensuite corrigées (Eqs. 4. 29 - 4. 30). Finalement, l'accélération non stationnaire est obtenue en reliant ces segments. Dans les zones de transition elle est égale à la somme des accélérations stationnaires des deux segments correspondant.

Nous illustrons dans ce qui suit la démarche de liaison des accélérations stationnaires générées. En effet, nous considérons deux segments intermédiaires et adjacents  $s_i$  et  $s_{i+1}$ , le premier segment commence au temps  $t_{s_{i-1}}$  et se termine au temps  $t_{s_i}$  et le deuxième commence au temps  $t_{s_i}$  et se termine au temps  $t_{s_{i+1}}$ .  $\ddot{u}_{j_c}^{s_i}(t)$  et  $\ddot{u}_{j_c}^{s_{i+1}}(t)$  sont les accélérations corrigées correspondantes aux segments considérés. L'évolution temporelle finale de l'accélération non stationnaire  $\ddot{u}_j^{NS}(t)$  pour ces deux segments est donnée par la relation (4. 31). Nous suggérons par la suite de soustraire des accélérations générées leurs moyennes pour avoir des processus de moyenne nulle.

$$\ddot{u}_j^{NS}(t) = \begin{cases} \ddot{u}_{jc}^{S_i}(t) & t_{s_{i-1}} + T_{ztd(s_i)} \leq t \leq t_{s_i} - T_{ztf(s_i)} \\ \ddot{u}_{jc}^{S_i}(t) + \ddot{u}_{jc}^{S_{i+1}}(t) & t_{s_i} - T_{ztf(s_i)} \leq t \leq t_{s_i} + T_{ztd(s_{i+1})} \\ \ddot{u}_{jc}^{S_{i+1}}(t) & t_{s_i} + T_{ztd(s_{i+1})} \leq t \leq t_{s_{i+1}} - T_{ztf(s_{i+1})} \end{cases}$$

$(s_i = 2, \dots, n_{seg} - 1)$  (4. 31)

Où:

$n_{seg}$  est le nombre de segments

$s_i$  est le numéro du segment.

$T_{ztd(s_i)}$ ,  $T_{ztf(s_i)}$  représentent respectivement les durées des zones de transition au début et à la fin du segment  $i$ .

$T_{ztd(s_{i+1})}$ ,  $T_{ztf(s_{i+1})}$  représentent respectivement les durées des zones de transition au début et à la fin du segment  $i + 1$ .

Les déplacements  $u_j^{NS}(t)$  et les vitesses  $\dot{u}_j^{NS}(t)$  seront évaluées par intégration directe des accélérations  $\ddot{u}_j^{NS}(t)$ . Nous notons que les déplacements et les vitesses peuvent être aussi générés directement en utilisant respectivement les équations (4. 27) et (4. 28), et en suivant la même méthodologie présentée dans cette section. L'effet de passage d'onde peut être introduit finalement en appliquant un décalage temporel de  $d_{jk}/v_{app}$  pour les processus  $\ddot{u}_j^{NS}(t)$ ,  $\dot{u}_j^{NS}(t)$  et  $u_j^{NS}(t)$  ( $k = 1; j = 2, \dots, n$ ). La procédure proposée pour la génération des signaux sismiques variables dans l'espace est résumée en Figure 4. 2.

Il faut souligner que les procédures de segmentation et du post-traitement peuvent avoir une influence sur le contenu des basses fréquences des mouvements générés. Ceci est essentiellement apparent pour les déplacements. Pour remédier à ce problème la démarche suivante peut être appliquée:

1. Séparer les basses fréquences du contenu de l'enregistrement d'origine, par exemple, par l'utilisation d'un filtre passe-haut.
2. Générer des mouvements sismiques différentiels non stationnaires à partir du mouvement d'origine filtré.

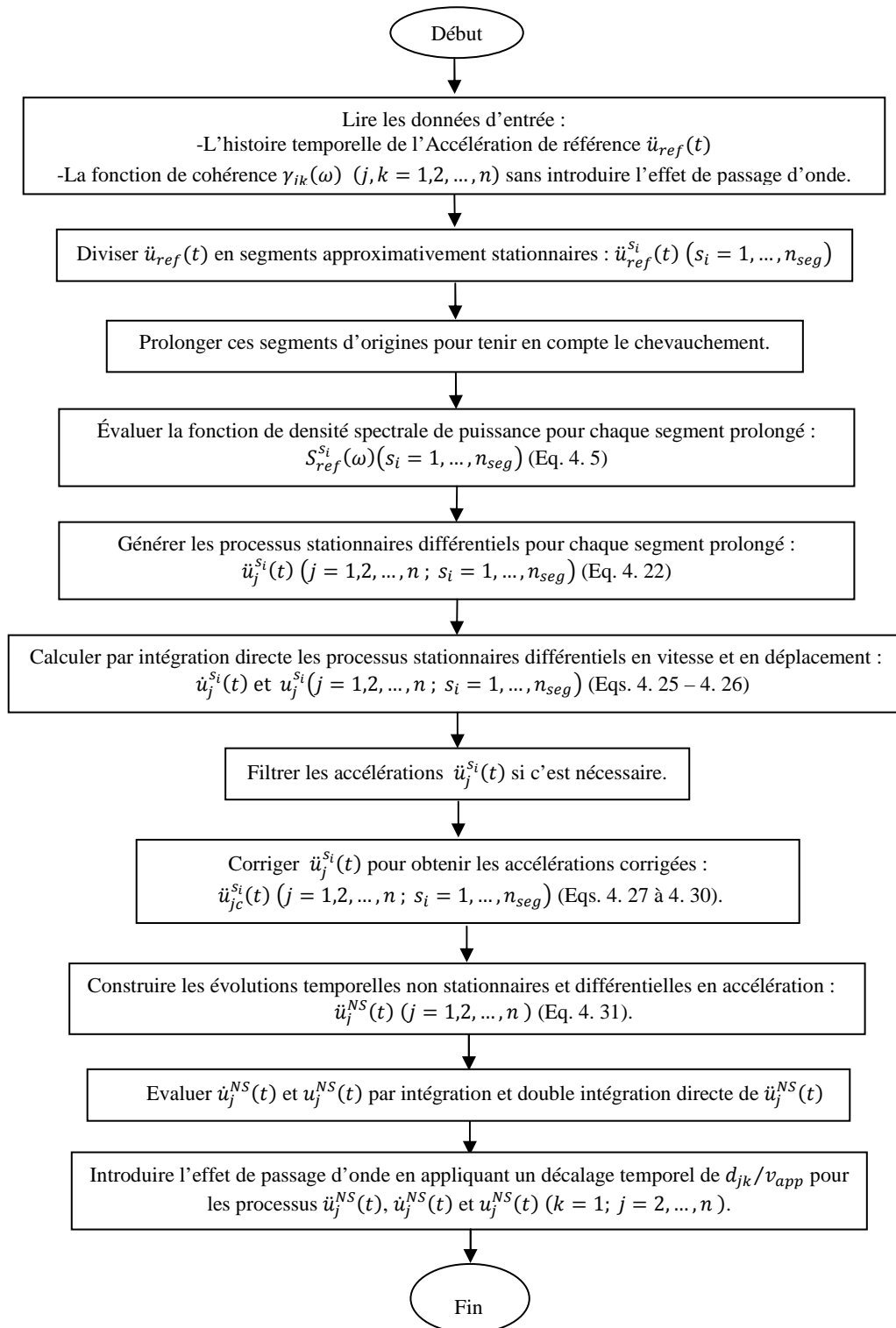


Figure 4. 2 Procédure de génération des mouvements sismiques différentiels en termes d'accélération, vitesse et déplacement.

3. Sachant que le contenu des basses fréquences sur des sites différents sont parfaitement cohérents, ajouter le signal séparé au début, contenant les basses fréquences, aux mouvements différentiels générés.

#### 4.7. Vérification de la procédure de génération des mouvements sismiques différentiels

Généralement, les codes parasismiques suggèrent d'utiliser des mouvements sismiques compatibles aux spectres de réponse réglementaires pour l'analyse dynamique temporelle des structures. La raison pour la quelle nous avons choisi comme exemple d'appliquer la méthodologie proposée pour la simulation des mouvements sismiques différentiels compatibles aux spectres de réponse réglementaires.

En effet, nous avons considéré trois points (stations) de génération situés sur la même ligne et sur un sol uniforme où la distance de séparation entre deux points adjacents est de 100 m. En premier lieu nous avons déterminé l'histoire temporelle de l'accélération de référence qui est compatible à un spectre de réponse en pseudo accélération défini par le RPOA. Le spectre choisi correspond à un coefficient d'accélération de zone égale à  $0.4 g$ , à un facteur d'amortissement de 5 % et au type de sol S3 qui correspond selon ce règlement à un sol meuble. L'accélération de référence était générée en utilisant le code TARSCHTS (Papageorgiou et al. 2002). Ceci en considérant une magnitude de 6.5 et une distance épacentrale de 17 km. Le pas de génération de cette accélération est égal à 0.01 s et sa durée est de 30 s. La Figure 4. 3 (a) présente l'histoire temporelle de l'accélération générée et la Figure 4. 3 (b) illustre le déplacement déterminé par double intégration directe de cette accélération. Nous remarquons clairement qu'il y a des dérives dans l'évolution temporelle du déplacement calculé. Ceci prouve ce qui a été indiqué précédemment, même l'intégration des accélérations synthétiques conduit à des déplacements irréalistes.

La Figure 4. 4 montre le spectre de réponse cible du RPOA et le spectre de réponse en pseudo accélération calculé à partir de l'accélération de référence générée. Nous observons à partir de cette figure que le spectre calculé est conforme au spectre RPOA cible.

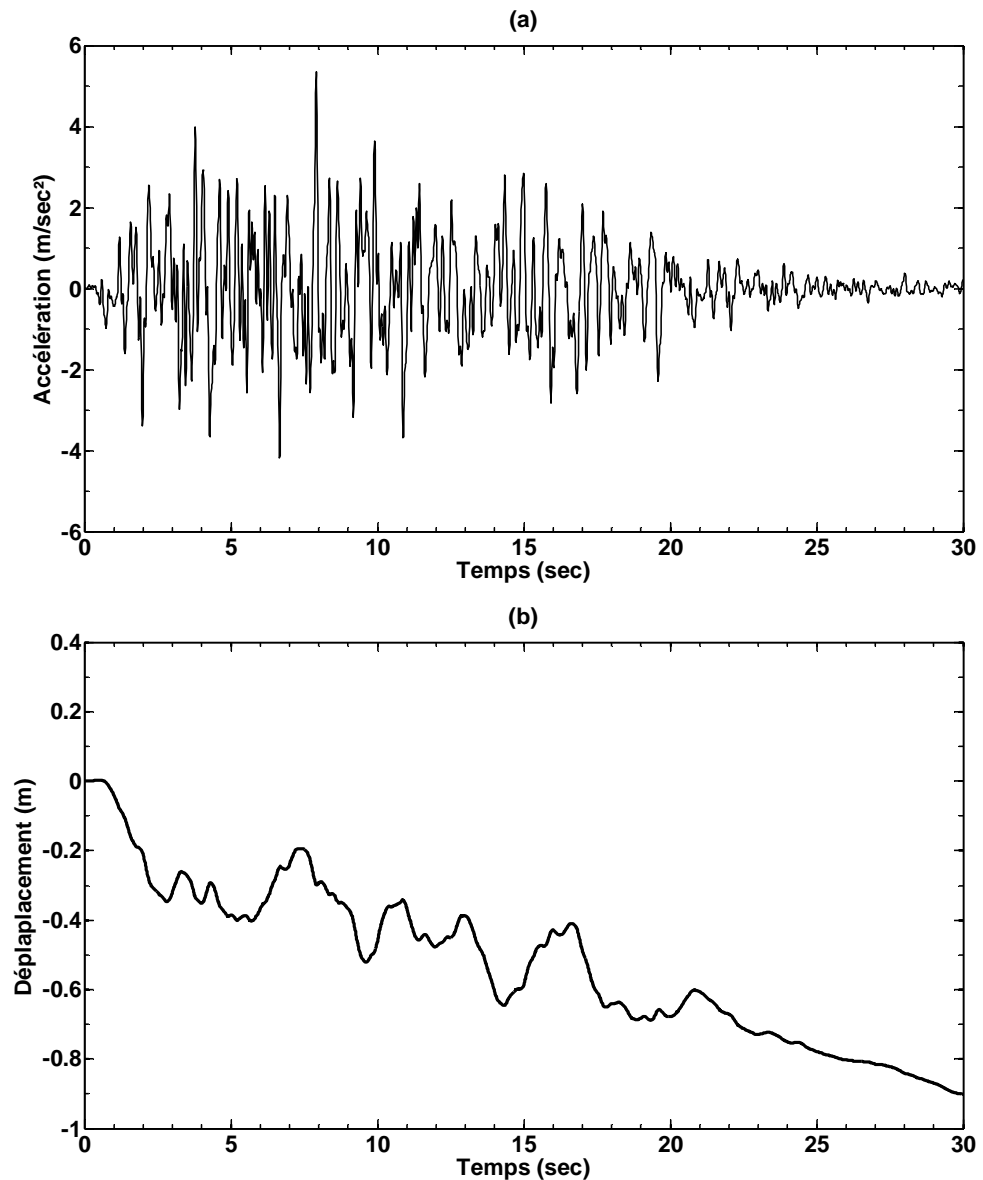


Figure 4. 3 Histoire temporelle du signal de référence (a) accélération, (b) déplacement obtenu par double intégration de l'accélération.

Pour simuler les mouvements sismiques variables dans l'espace non stationnaires, l'accélération de référence a été subdivisée en trois segments successifs de durées égales à : 3 s, 16 s et 11 s. Pour chacun de ces segments la fonction de densité spectrale de puissance a été calculée et utilisée pour la génération des mouvements sismiques différentiels et stationnaire selon la démarche présentée en § 4.4. Le modèle de cohérence de Harichandran et Vanmarcke (1986) exprimé par les équations (2. 7) et (2. 8) a été choisi pour tenir en compte la SVGM. Ceci en considérant les paramètres du



modèle suivants :  $A=0.736$ ,  $\alpha=0.147$ ,  $k=5210$  m,  $\omega_0 =6.85$  rad/s et  $b=2.78$  (Lou et Zerva, 2005). Ces paramètres sont déterminés à partir des enregistrements de l'événement 20 du réseau SMART1. Nous notons que les deux effets de site et de passage d'onde ne sont pas considérés dans cet exemple.

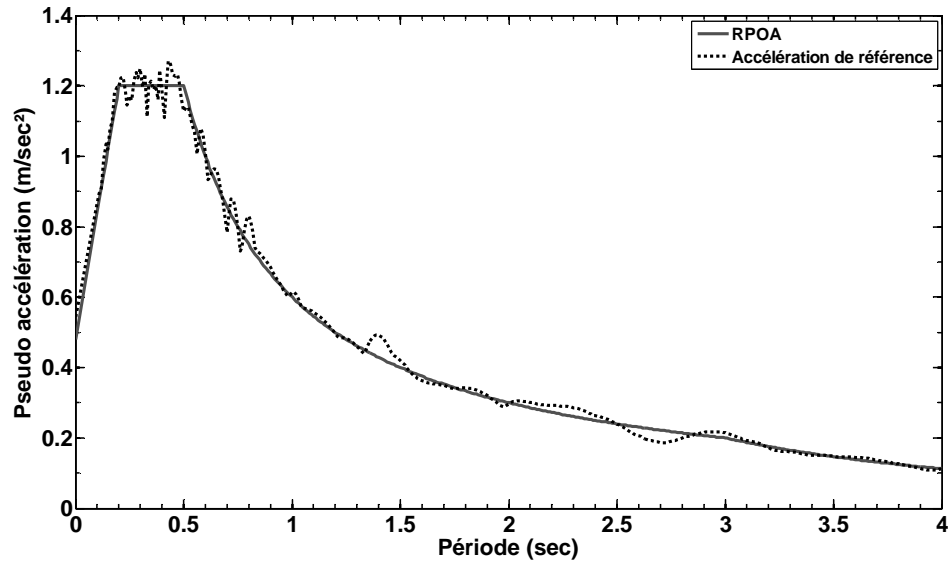


Figure 4. 4 Comparaison du spectre de réponse en pseudo accélération de l'accélération de référence avec le spectre du RPOA

Pour des raisons de vérification et de validation de la démarche de génération proposée dans ce chapitre (Figure 4. 2), nous avons simulé un ensemble de 20 mouvements sismiques différentiels pour les trois stations considérées.

La Figure 4. 5 illustre pour les trois segments une comparaison entre les moyennes des fonctions de densité spectrales de puissance déterminées à partir des 20 mouvements stationnaires générées pour les trois stations considérées. Les fonctions de densité spectrales de puissance évaluées pour les trois segments de l'accélération cible sont représentées également sur la même figure. A partir de ces résultats nous observons d'abord que le second segment (voir Figure 4. 5 (b)) présente les plus hautes amplitudes ce qui est en bonne concordance avec la variation temporelle de l'accélération cible. Nous remarquons également que pour chacun des segments considérés les moyennes des fonctions de densité spectrales des mouvements générées sont semblables à celle des mouvements cibles. Ainsi, il est clair que le contenu

fréquentiel est le même pour les trois stations ceci parce que l'effet de site n'est pas considéré.

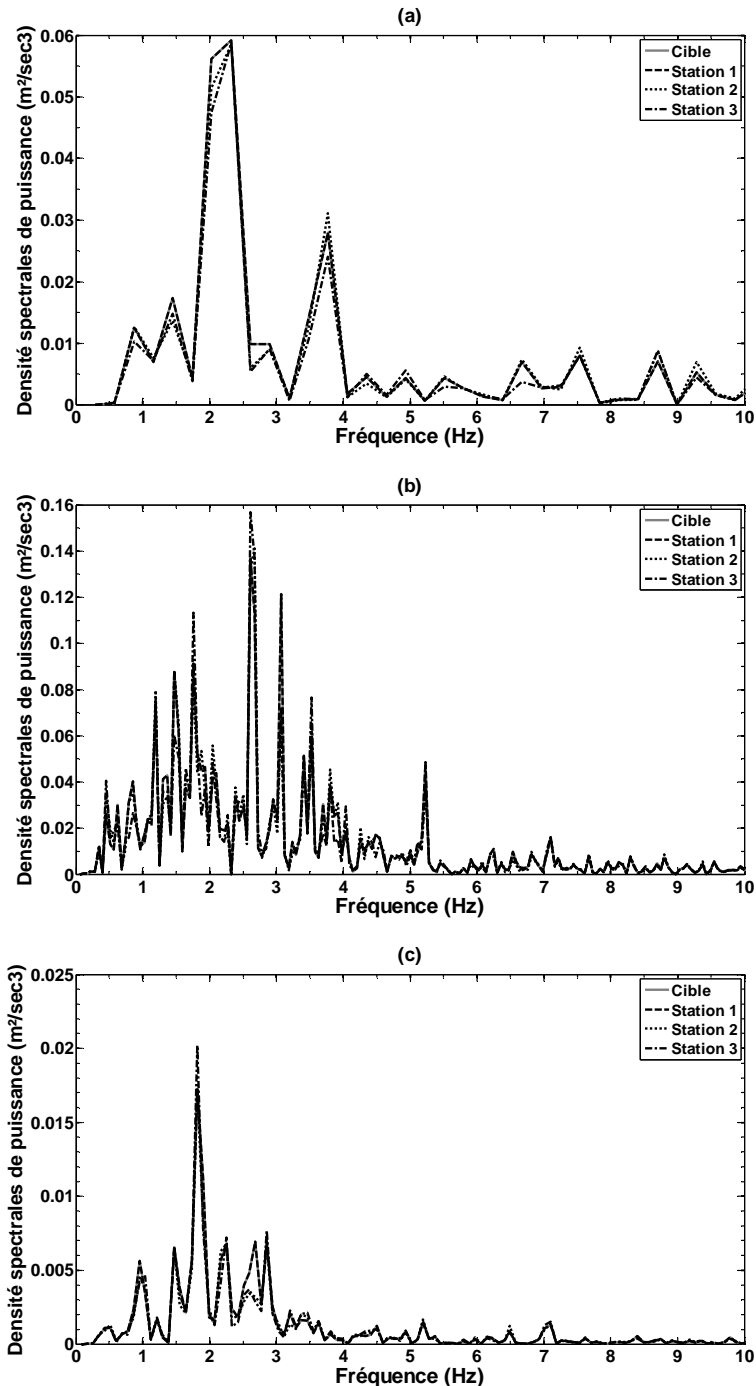


Figure 4. 5 Comparaison de la moyenne des fonctions de densité spectrales obtenues à partir des 20 mouvements stationnaires générés pour chaque segment et pour les différentes stations avec les fonctions de densité spectrales estimées à partir de l'accélération de référence:(a) Segment 1, (b) Segment 2, (c) Segment 3.

Les accélérations stationnaires simulées sont filtrées par la suite en utilisant le filtre de Butterworth passe-haut du 4ème ordre (Boore et al. 2002). Le module de la fonction de transfert du filtre de Butterworth est donné par la relation (4. 32) suivante:

$$|H_n(f)| = \left[ \frac{(f/f_c)^{2n}}{1+(f/f_c)^{2n}} \right]^{1/2} \quad (4. 32)$$

Où  $n$  indique l'ordre du filtre et  $f_c$  est la fréquence de coupure du filtre. La Figure 4. 6 présente la variation du module de la fonction de transfert du filtre de Butterworth passe-haut pour différents ordres ( $n = 2, 3, 4, 6$  et  $8$ ) et une fréquence de coupure du filtre  $f_c = 0.05$  Hz. Il faut souligner que le traitement par filtrage de ces processus n'est pas sensible au choix d'un filtre particulier, mais, plutôt, à la valeur de la fréquence de coupure du filtre (Boore et Bommer, 2005).

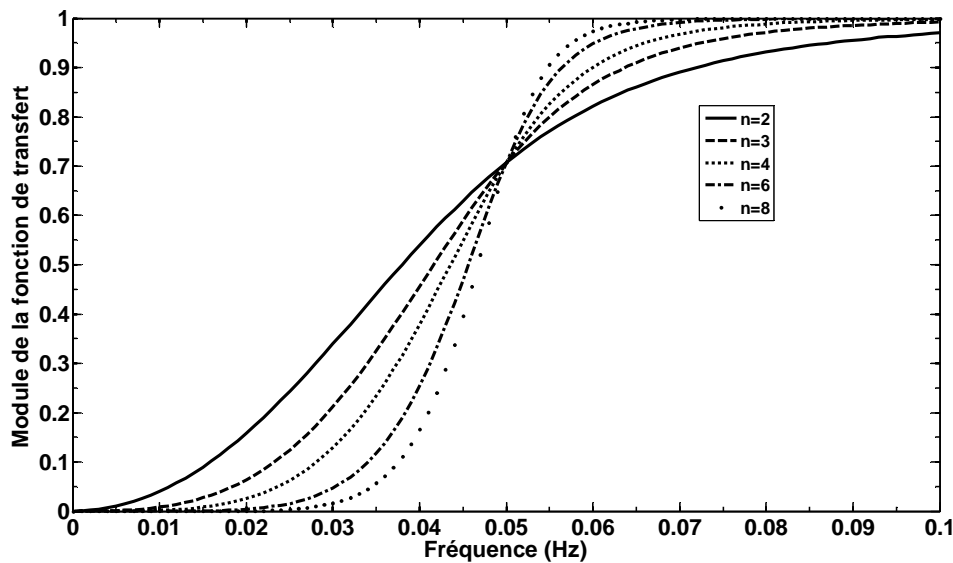


Figure 4. 6 Variation du module de la fonction de transfert du filtre de Butterworth en fonction de la fréquence pour une fréquence de coupure  $f_c = 0.05$ Hz et des ordres  $n = 2, 3, 4, 6$  et  $8$ .

Dans le présent exemple, la valeur de fréquence de coupure a été choisie telle que les valeurs des déplacements maximums des mouvements simulés deviennent égales à une valeur prédéfinie. Cette valeur est déterminée dans ce cas en utilisant la relation de l'Eurocode8 exprimée par l'équation (3. 11). Elle est égale à 17.66 cm. Il faut noter que

dans le cas où la valeur maximale du déplacement généré soit inférieur à 90% de la valeur cible nous suggérons de refaire la génération.

Les Figures 4. 7 à 4. 9 présentent pour les trois stations de génération un exemple de mouvements sismiques différentiels en termes d'accélération, vitesses et déplacements. Comme il a été précisé précédemment, les évolutions temporelles des vitesses et des déplacements peuvent être soit générés directement, ou bien obtenus par intégration et double intégration directe des accélérations générées. Ces deux démarches sont utilisées dans ce cas (voir Figure 4. 8 et 4.9).

Nous constatons d'abord sur la Figure 4. 7 que l'allure des évolutions temporelles des accélérations générées est conforme avec celle de l'accélération de référence. Ainsi, à partir des Figures 4. 7 à 4. 9, nous remarquons que la condition d'avoir des valeurs initiales et finales nulles est satisfaite pour les accélérations, les vitesses et les déplacements générés. Il peut être observé également à partir de ces figures que les évolutions temporelles simulées en différentes stations sont réalistes et préservent les caractéristiques non stationnaires de l'histoire temporelle d'accélération de référence. Ceci montre que les décalages présents dans le signal de déplacement obtenu par double intégration directe de l'accélération peuvent être efficacement éliminés par l'approche proposée. Les Figures 4. 8 et 4. 9 montrent également que les évolutions temporelles des vitesses et des déplacements intégrés et simulés sont identiques pour les trois stations. Ceci confirme l'efficacité et la simplicité de la procédure de génération utilisé de sorte que nous pouvons générer directement les signaux en déplacements ou bien en vitesses.

Les valeurs maximales des accélérations (PGA), des vitesses (PGV) et des déplacements (PGD) du mouvement sismique cible sont comparées aux valeurs moyennes des maximums de ces mêmes paramètres évaluées à partir des 20 simulations au niveau des trois stations (voir Tableau 4. 1). Les résultats montrent que les moyennes des PGD des mouvements générés sont similaires au PGD cible, ceci grâce au choix adéquat de la valeur de la fréquence de coupure du filtre. Les moyennes des PGA et celles des PGV sont également comparables aux valeurs correspondantes du mouvement cible.

Station	PGA (g)	PGV (m/s)	PGD (cm)
Mouvement cible	0.48	0.38	17.66
Station 1	0.44	0.45	17.85
Station 2	0.44	0.45	17.55
Station 3	0.42	0.45	17.48

Tableau 4. 1 Comparaison des valeurs moyennes des PGA, PGV et PGD obtenues à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec les PGA, PGV et PGD du mouvement cible.

Pour vérifier le contenu fréquentiel des mouvements générés et le comparer avec celui du mouvement de référence, nous représentons dans la Figure 4. 10 la fonction de densité spectrale de puissance de l'accélération cible ainsi que les moyennes des fonctions de densités spectrales de puissance évaluées à partir des 20 accélérations simulées en chaque station. Egalement les spectres de Fourier estimés pour l'accélération cible sont représentés sur la même figure avec les moyennes des spectres de Fourier évaluées à partir des 20 accélérations simulées en chaque station (Figure 4. 11).

Les Figures 4. 10 et 4. 11 indiquent que les mouvements générés au niveau des trois stations possèdent une variation fréquentielle des amplitudes similaire à celle du mouvement de référence. L'excellent accord du contenu fréquentiel des mouvements générés avec celui du mouvement imposé permet de valider la démarche de simulation utilisée.

Les moyennes des spectres de réponse en pseudo accélération des 20 mouvements générés dans les trois stations ont été comparées également au spectre de réponse cible (voir Figure 4. 12). Les résultats obtenus montrent que les valeurs spectrales des mouvements simulés sont en bon accord avec celles du mouvement cible.

Nous comparons également dans La Figure 4. 13 les variations fréquentielles des moyennes des modules des fonctions de cohérence calculées entre les stations 1 et 2 et entre les stations 2 et 3 pour les 20 évolutions temporelles des accélérations générées avec le modèle de cohérence théorique cible correspondant. Les résultats obtenus

illustrent que la technique de simulation utilisée préserve les caractéristiques considérées pour le champ aléatoire différentiel.

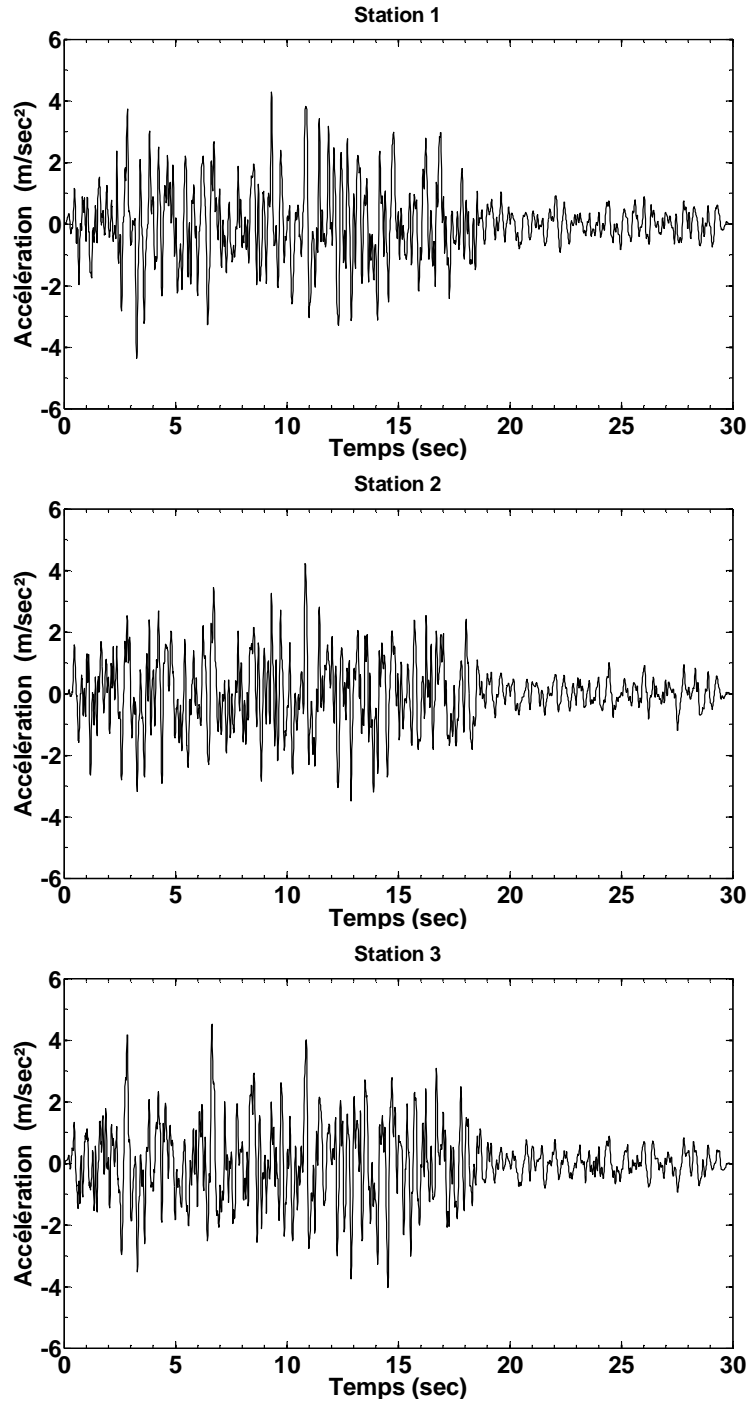


Figure 4. 7 Evolutions temporelles d'un exemple d'accélérations générées pour chaque station.

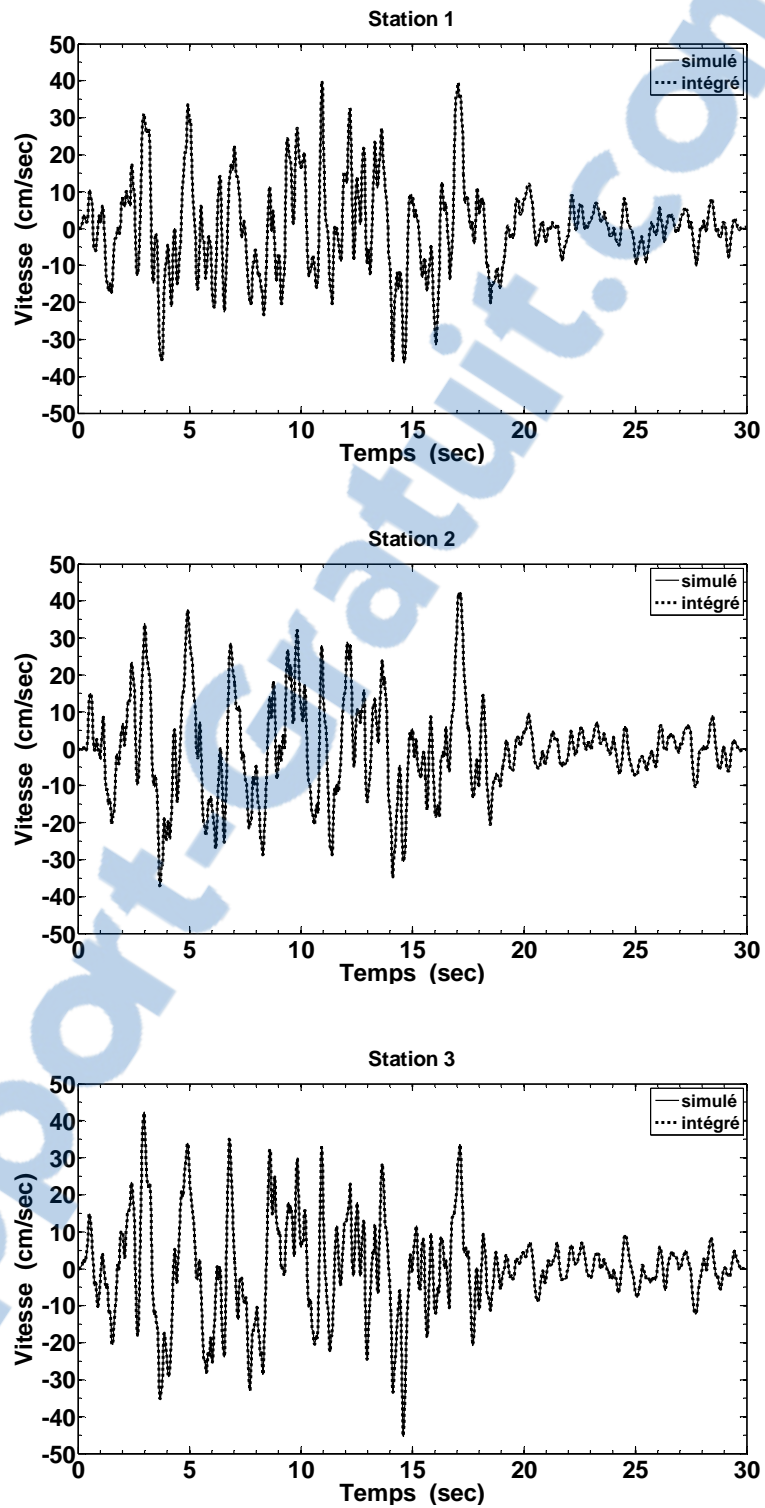


Figure 4. 8 Evolutions temporelles pour chaque station des vitesses simulées et évaluées par intégration directe des accélérations générées.

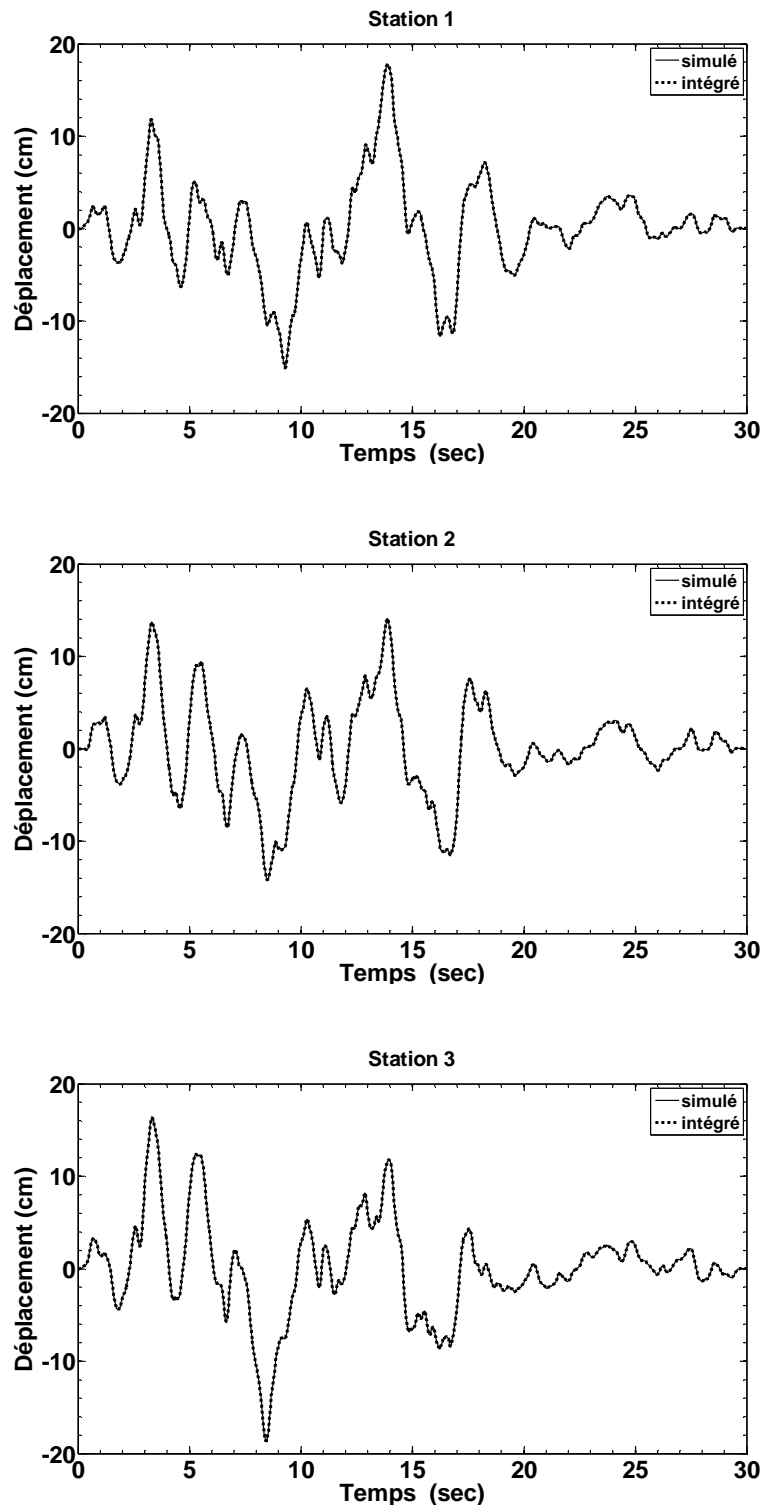


Figure 4. 9 Evolutions temporelles pour chaque station des déplacements simulées et évaluées par double intégration directe des accélérations générées.



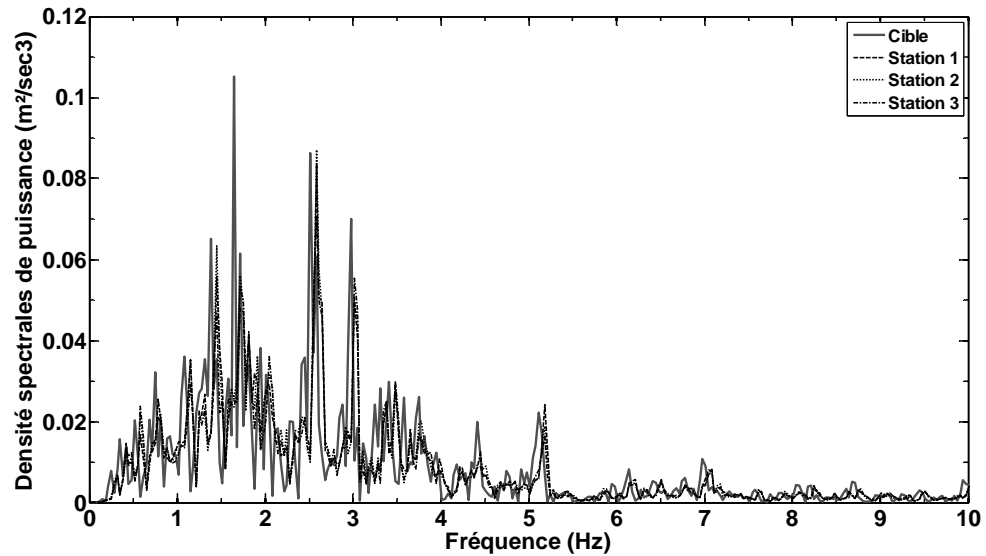


Figure 4. 10 Comparaison des moyennes des fonctions de densité spectrale de puissance évaluées à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec la fonction de densité spectrale de puissance du mouvement cible.

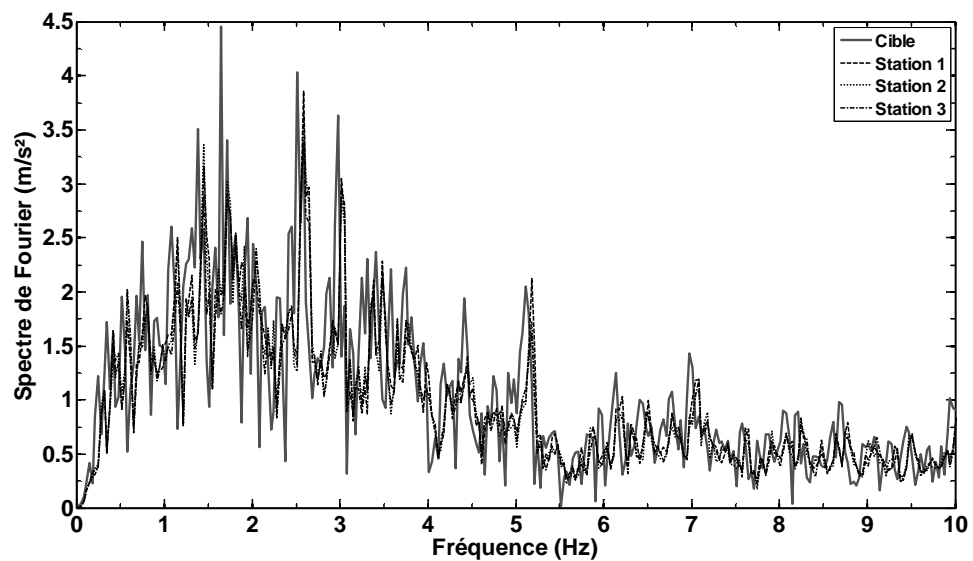


Figure 4. 11 Comparaison des moyennes des spectres de Fourier évalués à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec le spectre de Fourier de l'accélération cible.

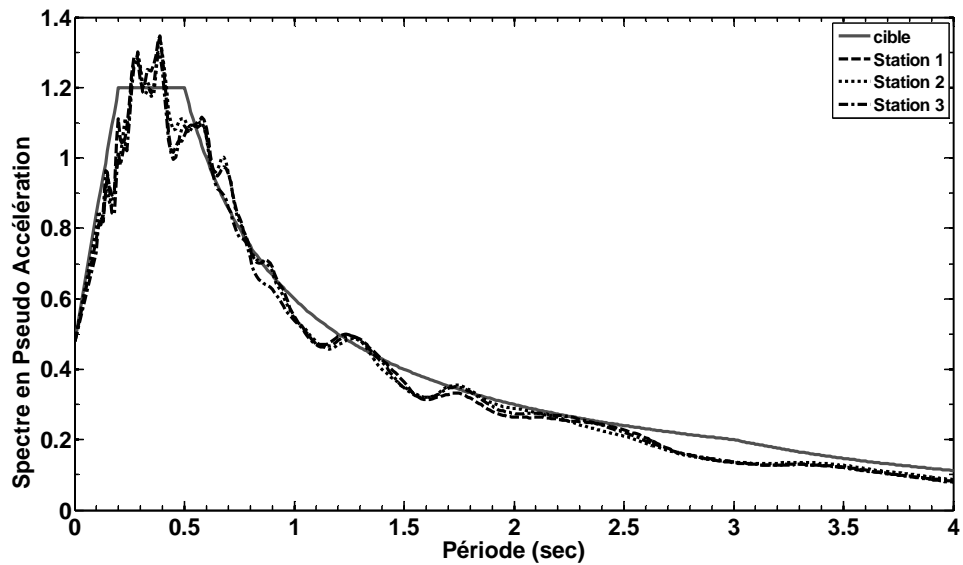


Figure 4. 12 Comparaison des moyennes des spectres de réponse en pseudo accélération évalués à partir des 20 mouvements générés en chaque station avec le spectre de réponse en pseudo accélération cible.

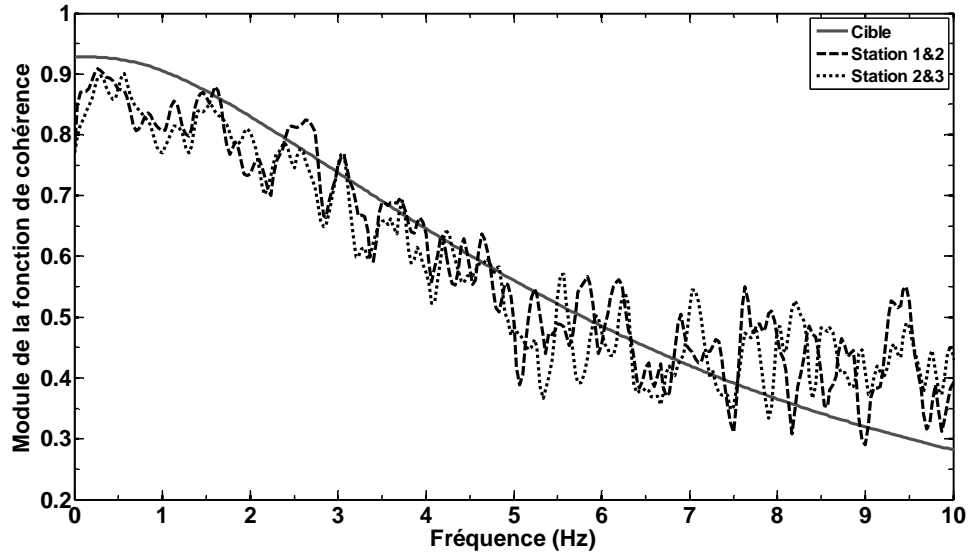


Figure 4. 13 Comparaison des moyennes des modules de fonctions de cohérence évaluées à partir des 20 mouvements générés et la fonction de cohérence cible.

## 4.8. Effet de la procédure d'intégration développée sur la réponse dynamique

L'analyse du comportement dynamique d'un oscillateur simple à un seul degré de liberté (Figure 4. 14), de masse  $M$ , rigidité  $K$  et amortissement  $C$  sous excitation sismique exprimée en déplacement  $u_g(t)$  peut être accomplie en utilisant l'équation de mouvement (4. 33) qui est exprimée en terme de déplacement relatif de la masse  $u(t)$ , dans ce cas l'excitation sismique est définie par l'accélération  $\ddot{u}_g(t)$ .

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4. 33)$$

Une forme alternative de l'équation de mouvement peut être obtenue en exprimant l'Equation (4. 33) en termes de déplacement totale de la masse  $u^t(t)$  et ses dérivés, elle est définie par l'Equation (4. 34). Dans cette équation l'excitation sismique est imposée sous forme de déplacement  $u_g(t)$  et de vitesse  $\dot{u}_g(t)$ .

$$M\ddot{u}^t(t) + C\dot{u}^t(t) + Ku^t(t) = C\dot{u}_g(t) + Ku_g(t) \quad (4. 34)$$

Où :

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (4. 35)$$

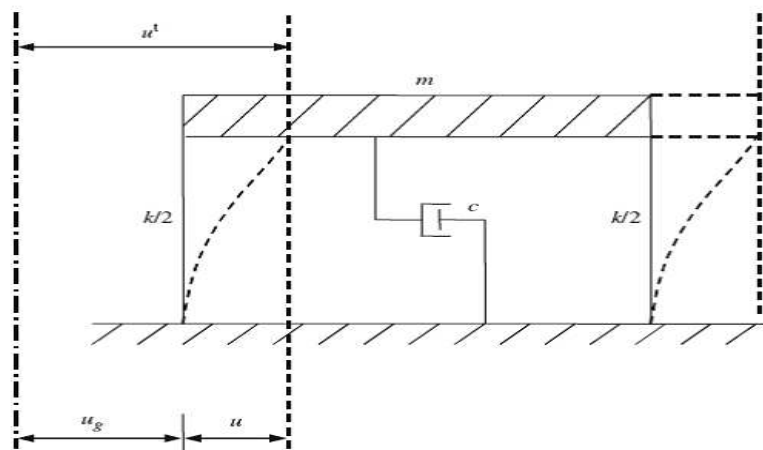


Figure 4. 14 Système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique.

Les équations (4. 33) et (4. 34) devront donc donner la même réponse dynamique à condition que le déplacement et la vitesse sismique soient estimés « correctement » à partir de l'accélération. Dans le but de connaître l'influence de l'approche

d'intégrabilité proposée sur la réponse dynamique des structures nous avons décidé de comparer les spectres de réponse en pseudo accélération obtenus à partir des accélérations générées avec ceux obtenus à partir des vitesses et déplacements générés. A titre d'exemple nous avons générés des mouvements sismiques différentiels compatibles à la composante sismique verticale de l'accélération enregistrée durant le séisme de Loma Prieta (Californie) du 18 Octobre 1989 (voir Figure 4. 15) en utilisant la démarche illustrée par la Figure 4. 2. Nous avons considéré également pour cet exemple trois stations de génération situés sur la même ligne où la distance de séparation entre deux points adjacents est de 100 m. Pour cette simulation nous n'avons pris en compte que l'effet d'incohérence en utilisant le modèle de cohérence de Harichandran et Vanmarcke (1986) avec les paramètres du modèle suivants :  $A=0.736$ ,  $\alpha=0.147$ ,  $k=5210$  m,  $\omega_0 =6.85$  rad/s and  $b=2.78$ . Pour chacune des stations considérées 20 signaux sismiques ont été générés.

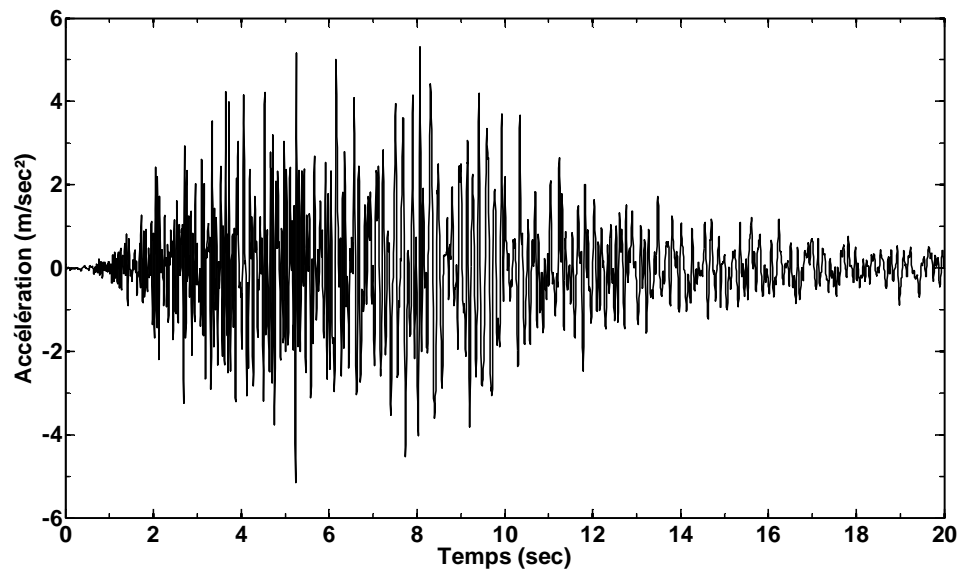


Figure 4. 15 Histoire temporelle de la composante verticale de l'accélération enregistrée durant le séisme de Loma Prieta (Californie, 1989)

La Figure 4. 16 montre que pour les trois stations la moyenne des spectres de réponses en pseudo accélération obtenus à partir les accélérations générées est tout simplement superposée à la moyenne de ces même spectres obtenus à partir des vitesses et déplacements générés. Ce qui montre que la méthode d'intégrabilité associée à la

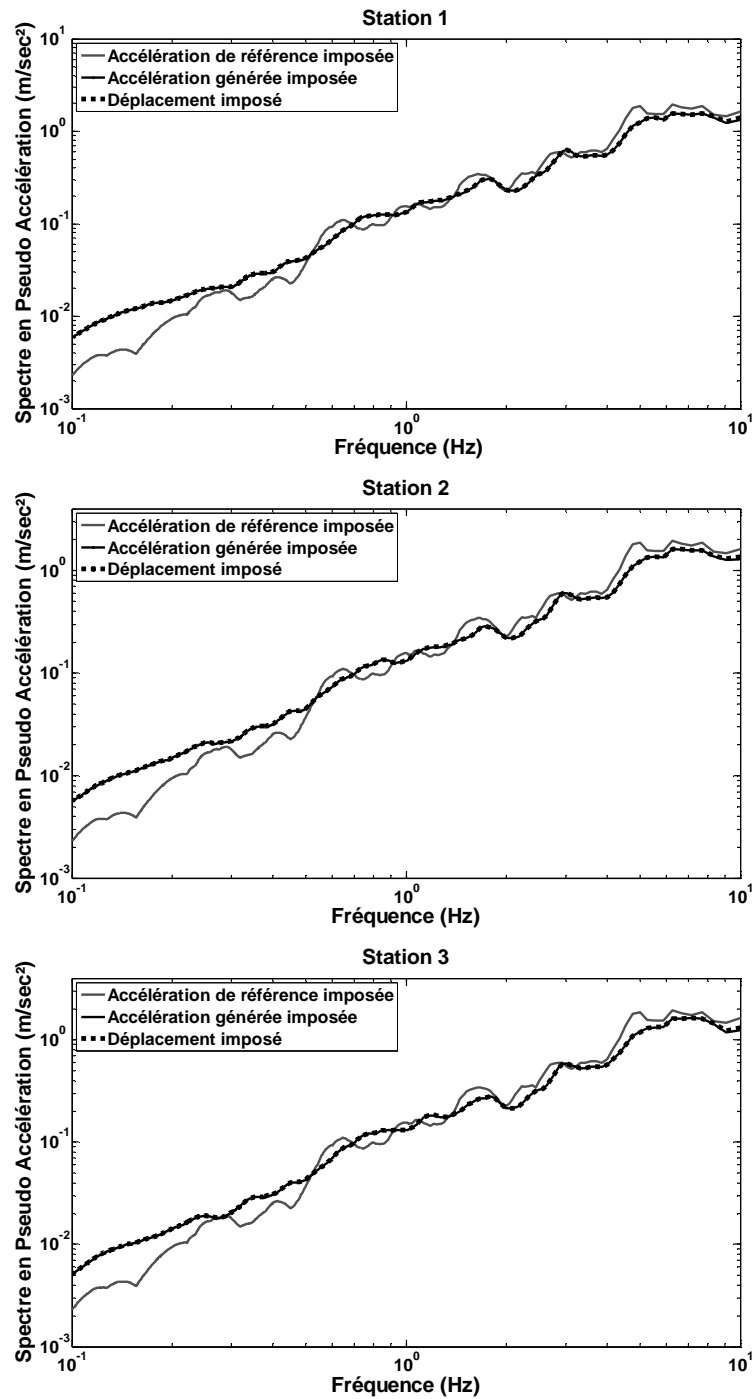


Figure 4. 16 Effet de l'intégration de l'accélération générée sur la réponse dynamique.

procédure de génération développée dans le présent travail est efficace. Nous constatons pareillement que les spectres de réponse obtenus à partir des mouvements générés sont compatibles au spectre obtenu à partir de l'accélération de référence. Une légère différence peut être observée au niveau des basses fréquences ( $< 0.2$  Hz) ceci peut être attribué au choix de la fréquence de coupure du filtre, qui reste difficile à déterminer dans ce cas.

## **4.9. Conclusions**

Dans ce chapitre nous avons exposé brièvement les méthodes de génération des mouvements sismiques variables dans l'espace. Nous avons également présenté sommairement les techniques de traitement des signaux en accélération pour l'évaluation des déplacements. Ces concepts sont à l'origine de la démarche proposée dans cette thèse pour la génération des mouvements sismique différentiels non stationnaires. Cette démarche s'appuie sur la technique de segmentation dans le domaine temporelle qui tient en compte les deux non stationnarité temporelle et fréquentielle. Elle incorpore une procédure de correction originale permettant de résoudre le problème de la double intégration des accélérations générées. Puisque les évolutions temporelles de déplacements sont indispensables dans l'analyse des effets de la SVGM sur les structures étendues. La procédure de correction que nous avons développée dans ce chapitre présente un outil simple et efficace pour la prédiction des déplacements réalistes. Elle permet aussi d'assurer la continuité du mouvement en joignant ensemble les signaux stationnaires générés pour chaque segment.

A la fin de ce chapitre, nous avons validé la méthode de simulation proposée par l'examen des évolutions temporelles des accélérations, vitesses et déplacements simulés, ainsi que par la comparaison des caractéristiques statistiques et des réponses spectrales d'une série de mouvements générés avec l'input cible correspondant. Il a été démontré en outre que la procédure de correction développée n'a aucune influence sur le comportement dynamique des structures puisque les spectres obtenus par accélération imposée ou par déplacement imposé sont identiques.

## **Chapitre 5.**

# **Prise en compte de la SVGM dans le comportement dynamique des ponts**

### **5.1. Introduction**

Comme nous l'avons discuté au chapitre 2, de nombreux travaux de recherches ont examiné l'influence des effets de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts. Ces recherches ont prouvé la sensibilité du comportement dynamique vis-à-vis de ce phénomène. Le besoin de mettre en place des critères réglementaires de conception pour tenir en compte l'effet de la SVGM dans le calcul parasismique des ponts devient alors de plus en plus important. Néanmoins, la complexité du problème n'a pas encore permis le développement des dispositions de conception spécifiques claires et générales. L'Eurocode8 et le RPOA sont parmi les rares codes qui fournissent des procédures détaillées pour la prise en compte de l'effet de la SVGM dans la conception des ponts. Les démarches proposées par ces codes sont innovatrices, il reste donc nécessaire de les vérifier et les valider. L'unique recherche effectuée dans ce contexte est celle de Sextos et Kappos (2009) qui a utilisé la méthode simplifiée de l'Eurocode8. Le premier objectif de ce chapitre est d'évaluer quantitativement l'approche simplifiée du RPOA et de la comparer avec des solutions plus raffinées, établies par des analyses dynamiques linéaires temporelles. Cette approche sera également comparée à celle de l'Eurocode8.

Selon les règlements RPOA et Eurocode8, deux paramètres sont importants dans les approches simplifiées proposées: la longueur limite  $L_M$  et la nature de sol. En effet, nous

allons étudier dans ce chapitre trois exemples de ponts ayant la même structure et différentes longueurs. Pour chacun d'eux, les quatre types de sol (S1, S2, S3 et S4) sont considérés.

Nous commençons le présent chapitre par la présentation de la structure des ponts étudiés et du mouvement sismique différentiel imposé. Par la suite, pour chaque cas de pont / site, cinq types d'analyses linéaires sont effectués et les résultats sont comparés en termes de demande en efforts internes au niveau des colonnes.

Actuellement, il est largement reconnu qu'il est nécessaire de considérer des modèles plus réalistes pour les ponts en introduisant les différentes non linéarités. L'autre objectif de ce chapitre est d'effectuer une analyse dynamique non linéaire des différents types de ponts considérés pour les deux cas de chargements sismiques uniforme et différentiel les résultats sont comparés en termes de demande en ductilité.

## **5.2. Présentation de la structure des ponts étudiés**

Les ponts étudiés dans cette thèse, à titre d'illustration, ont tous les mêmes caractéristiques structurelles, cependant leurs longueurs totales sont variables : 200 m pour le Pont 1, 400 m pour le Pont 2 et 600 m pour le Pont 3. La configuration de la structure de ces ponts a été sélectionnée à partir de l'exemple Numéro 1 des prototypes de dimensionnement sismique fournis par le FHWA : Federal Highway Administration, (1996). Cet exemple a été choisi premièrement parce que toutes les données essentielles pour effectuer des études sismiques linéaire et non linéaire sont disponibles. De plus, étant donné que cet ouvrage a été utilisé dans plusieurs travaux (tel que Lou, 2006), ceci nous a permis de valider le modèle établi dans cette thèse. La Figure 5. 1 représente la coupe transversale des ponts étudiés. Ainsi, à titre d'exemple, l'élévation longitudinale du pont 1 est montrée par la Figure 5. 2. Le tablier est un multi-caisson en béton précontraint. Il est continu sur toute sa longueur. Sa largeur est égale à 22.48 m. La longueur des travées est constante, elle est égale à 50 m. Donc, le nombre de travées est égal à 4 pour le Pont 1, 8 pour le Pont 2 et 12 pour le Pont 3.

Les culées des ponts sont isolées du reste de l'ouvrage par des appareils d'appuis au niveau de la superstructure et en considérant des joints entre les extrémités du tablier et



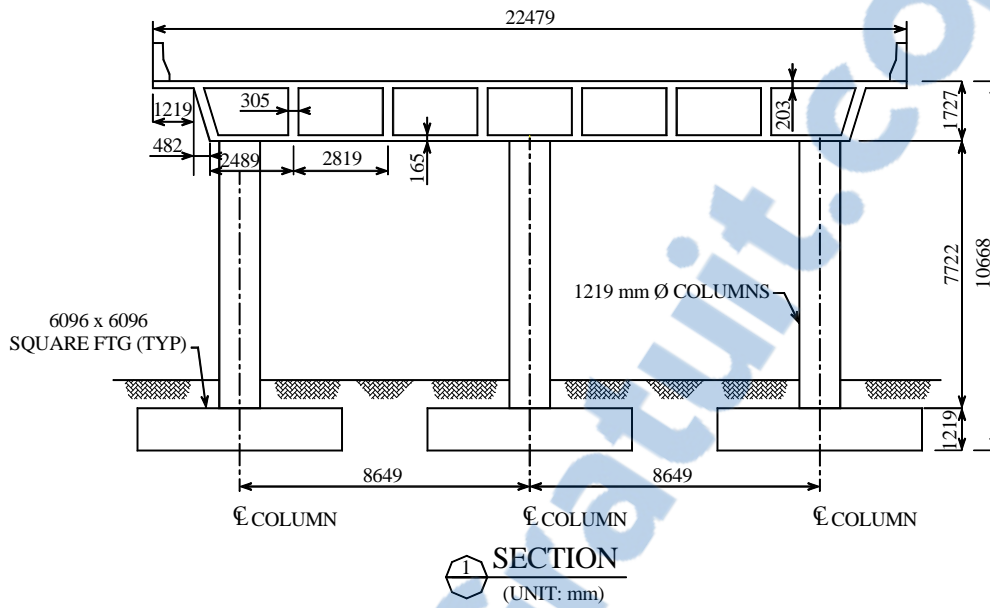


Figure 5. 1 Coupe transversale des ponts étudiés (FHWA, 1996a).

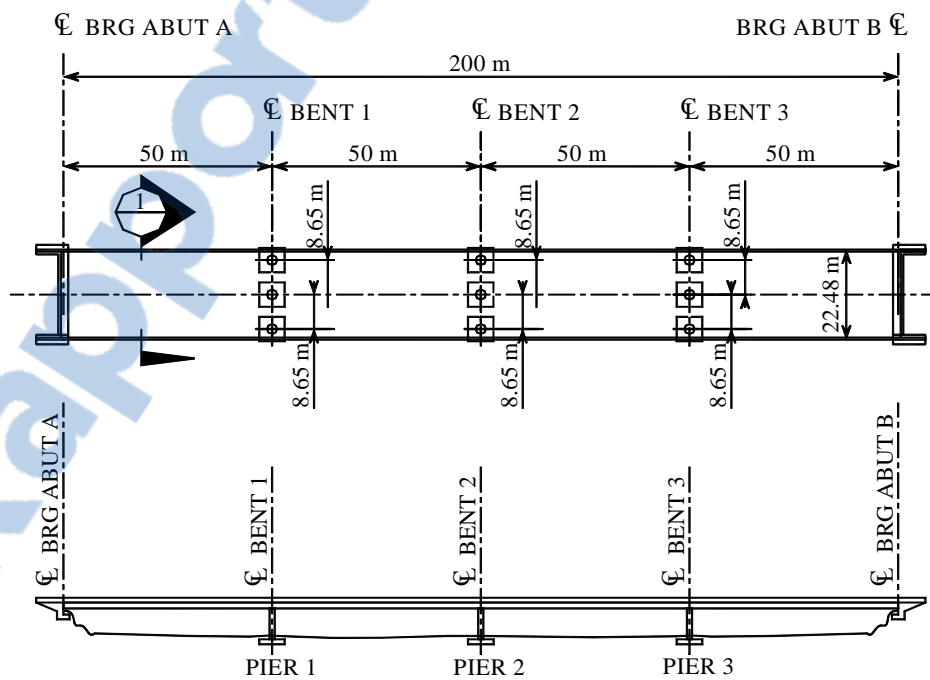


Figure 5. 2 Elévation longitudinale du pont 1 (FHWA, 1996a).

les culées pour permettre le mouvement longitudinal de la superstructure. Le tablier est fixé sur toutes les piles. Chaque pile est constituée de trois colonnes circulaires encastrées dans des semelles de fondation rectangulaires. Le diamètre des colonnes est égal à 1,219 m et leur hauteur est égale à 8,56 m.

Le comportement sismique prévu pour les ponts étudiés dans les deux directions longitudinale et transversale est représenté par la Figure 5. 3.

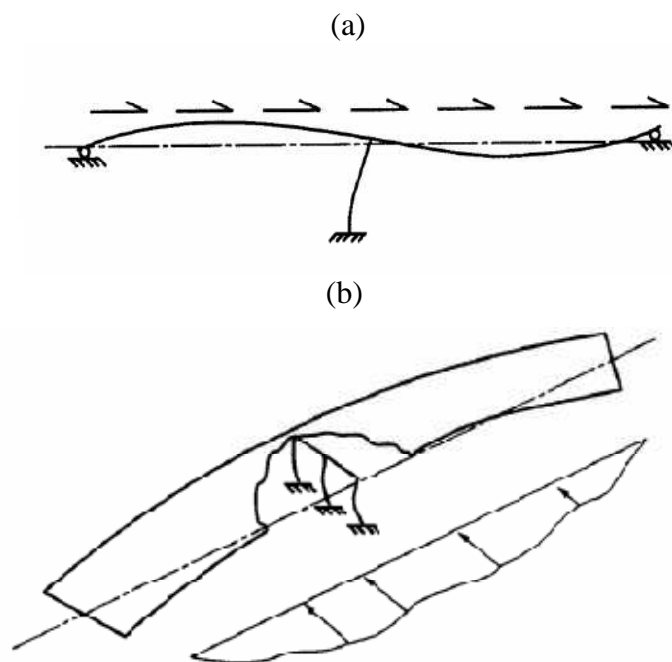


Figure 5. 3 Comportement sismique prévu pour les ponts.  
(a) Direction longitudinale. (b) Direction transversale (FHWA, 1996a).

### **5.3. Analyse dynamique linéaire des ponts sous mouvement sismique différentiel et comparaison avec la méthode simplifiée du RPOA pour la SVGM**

#### **5.3.1. Modélisation linéaire des ponts**

Afin d'effectuer une analyse dynamique linéaire, un modèle en élément finis en 3D a été créé en utilisant le code de calcul Sap 2000 version 14. Ce pour chacun des ponts présentés précédemment. La superstructure est liée aux piles par des éléments rigides. Le tablier et les colonnes sont supposés avoir un comportement élastique. Ils sont modélisés par des éléments poutres à 2 nœuds (Beam element). Leurs caractéristiques structurelles sont évaluées à partir des sections brutes du béton non fissuré.

Concernant les conditions d'appuis des deux extrémités du pont, elles sont modélisées par des éléments de liaison (link element). La rigidité des appareils d'appuis, qui sont supposés ne fournir aucune contrainte dans le sens longitudinal, est négligeable dans ce modèle. Ceci conduit à un déplacement horizontal quasiment libre dans ce sens. Dans le sens transversal une rigidité équivalente aux effets des butées de sécurité parasismique a été imposée. Tandis que, dans le sens vertical le déplacement vertical y est bloqué par l'effet du poids propre de la superstructure. L'interaction sol structure est modélisée par l'intermédiaire de six ressorts élastiques appliqués à la base de chacune des colonnes. Le modèle en élément finis établi en utilisant le Sap 2000 pour le pont 1 est représenté par la Figure 5. 4.

Les raideurs des ressorts modélisant le sol de fondation sont calculées pour chaque direction en utilisant l'approche simplifiée basée sur le calcul des raideurs d'une fondation circulaire équivalente reposant sur un demi-espace élastique (FHWA, 1996b). Afin d'étudier l'effet de la nature du sol, nous avons considéré dans le présent travail les quatre types de sol de fondation du RPOA (S1 à S4). Les valeurs des raideurs correspondantes à ces différents types de sol sont données par le Tableau 5. 1, où  $K_x$ ,  $K_y$  et  $K_z$  sont respectivement les raideurs correspondantes aux translations dans les directions du pont longitudinale, transversale et verticale.  $K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  et  $K_{zz}$  sont respectivement les rotations autour des axes de pont longitudinal, transversal et vertical.

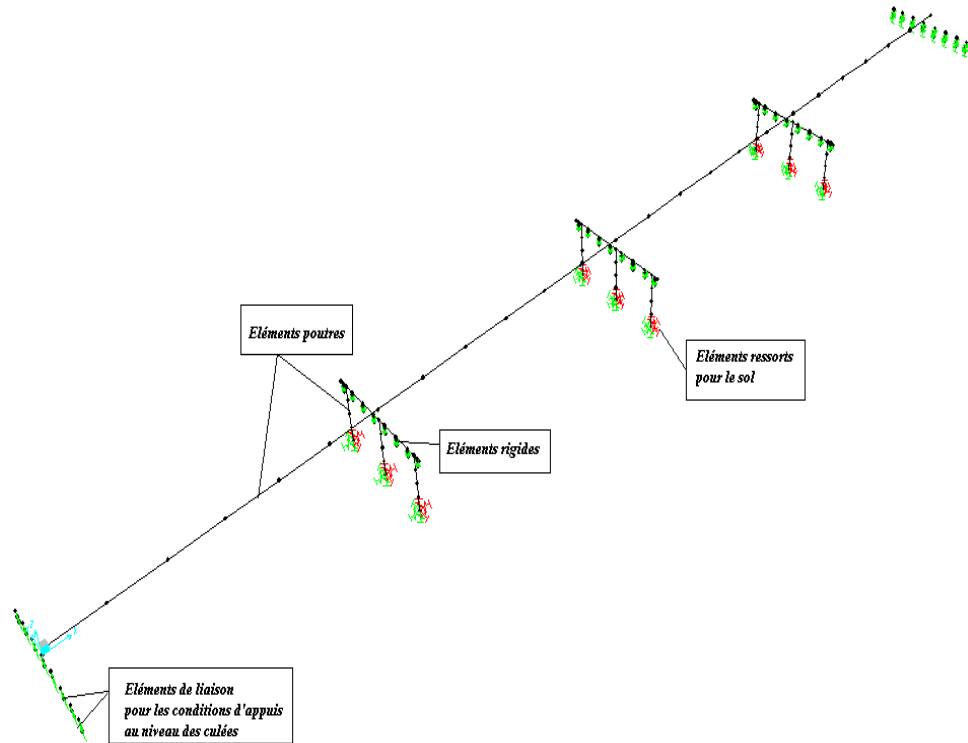


Figure 5. 4 Modèle en éléments finis du Pont 1 utilisé pour l’analyse linéaire.

Type de sol	$K_x$ (MN/m)	$K_y$ (MN/m)	$K_z$ (MN/m)	$K_{xx}$ (MN.m)	$K_{yy}$ (MN.m)	$K_{zz}$ (MN.m)
Site 1	33480,05	33480,05	29298,44	251200	251200	458600
Site 2	7672,86	7672,86	6714,53	57561,26	57561,26	105100
Site 3	1743,74	1743,74	1525,95	13081,48	13081,48	23887,93
Site 4	392,40	392,40	343,39	2943,82	2943,82	5375,68

Tableau 5. 1 Raideurs des ressorts appliquées aux colonnes pour les types de sol S1, S2, S3 et S4.

Finalement un coefficient d’amortissement égal à 5% a été utilisé dans cette modélisation. Les trois premières périodes propres des ponts étudiés sont données par le Tableau 5.2, pour les différents sites de fondation considérés. La Figure 5. 5 présente l’allure des six premiers modes de vibration obtenus pour le pont 1 en considérant le site 1.

Pont	Type de sol	Périodes		
		<i>Mode1</i>	<i>Mode2</i>	<i>Mode3</i>
Pont 1.	S1	0.914	0.812	0.764
	S2	0.919	0.813	0.771
	S3	0.942	0.818	0.800
	S4	1.030	0.910	0.830
Pont 2.	S1	0.892	0.831	0.809
	S2	0.898	0.840	0.810
	S3	0.926	0.879	0.813
	S4	1.031	1.030	0.907
Pont 3.	S1	0.886	0.836	0.819
	S2	0.892	0.845	0.828
	S3	0.921	0.885	0.865
	S4	1.037	1.031	1.006

Tableau 5. 2 Les trois premières périodes propres des différents cas de ponts et site étudiés.

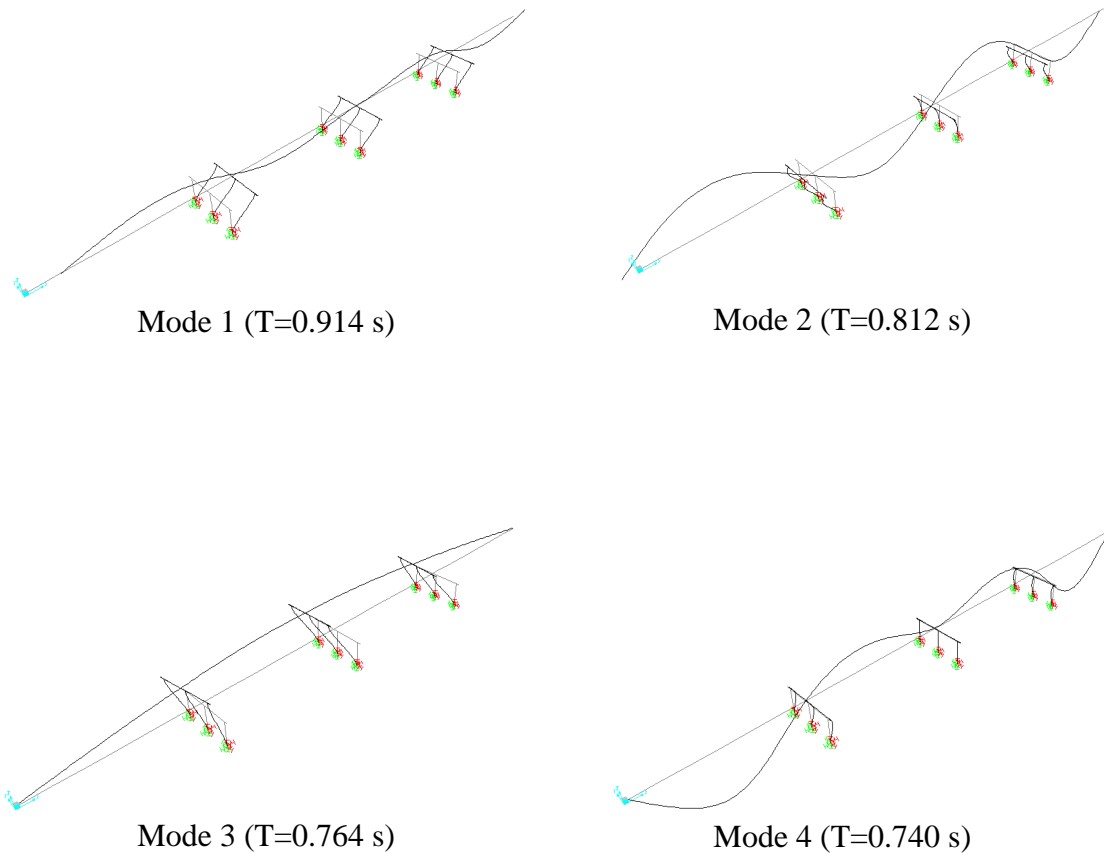


Figure 5. 5 Allure des premiers modes propres du Pont 1 pour le site S1.

### 5.3.2. Simulation du mouvement sismique différentiel

Conformément aux dispositions du RPOA, le risque sismique le plus élevé en Algérie est défini par une accélération maximale au niveau d'un site rocheux (S1) égale à 0,4g. Les spectres de réponse en pseudo-accélération pour les quatre types de sol S1 à S4 sont donnés par la Figure 5. 6 en supposant un amortissement visqueux de 5%.

À partir de ces spectres de réponse, les évolutions temporelles des accélérations considérées comme "référence" étaient simulées en utilisant le code TARSCHTS (Papageorgiou et al. 2002) pour une magnitude de 6.5 et une distance épacentrale de 17 km. Le pas de génération de cette accélération est égal à 0.01 s et sa durée est de 30 s.

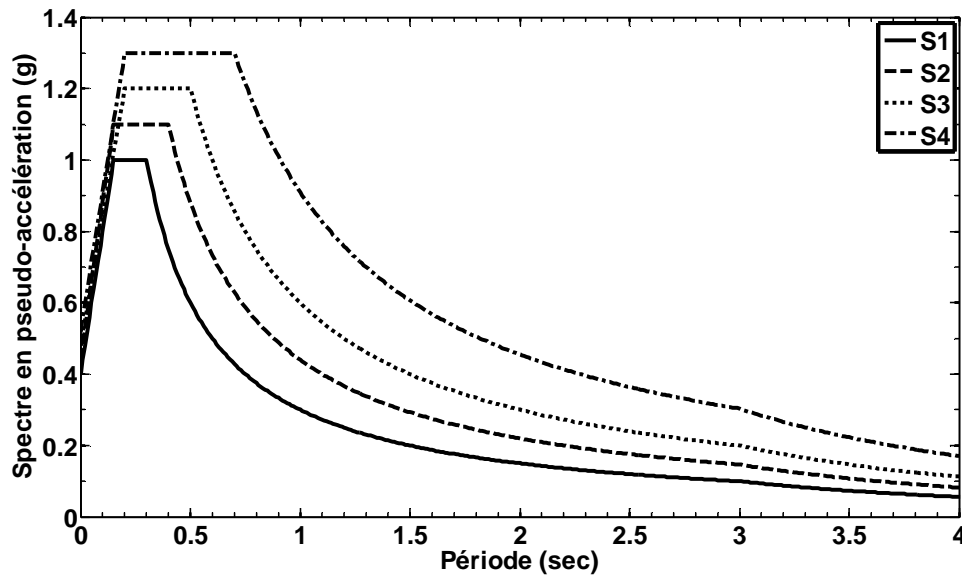


Figure 5. 6 Spectre de réponse en pseudo – accélération pour les types de sol S1, S2, S3 et S4 (MTP, 2010).

Chacune de ces accélérations de référence a été utilisée pour la simulation des mouvements sismiques variables dans l'espace en utilisant la démarche décrite précédemment en chapitre 4. Le modèle de cohérence de Harichandran et Vanmarcke (1986) a été utilisé pour tenir en compte la SVGM en considérant les paramètres du modèle suivants :  $A=0.736$ ,  $\alpha=0.147$ ,  $k=5210$  m,  $\omega_0=6.85$  rad/s et  $b=2.78$ . Ces paramètres sont déterminés à partir des enregistrements de l'événement 20 du réseau SMART1. Étant donné que la longueur des travées est la même pour tous les ponts analysés dans ce chapitre, nous avons décidé de simuler les mouvements sismiques différentiels non stationnaires en chaque segment de 50 m. La Figure 5. 7 illustre la variation de la fonction de cohérence de Harichandran et Vanmarcke en fonction de la fréquence et de la distance. Nous observons clairement que l'incohérence du mouvement sismique augmente en augmentant la distance et la fréquence.

L'effet de passage d'onde est introduit dans ce travail systématiquement en appliquant un décalage temporel aux mouvements sismiques différentiels générés. Dans cette étude, une vitesse de propagation apparente  $v_{app} = 750$  m/s a été utilisée. Cette valeur représente un niveau moyen de l'effet de passage d'onde.

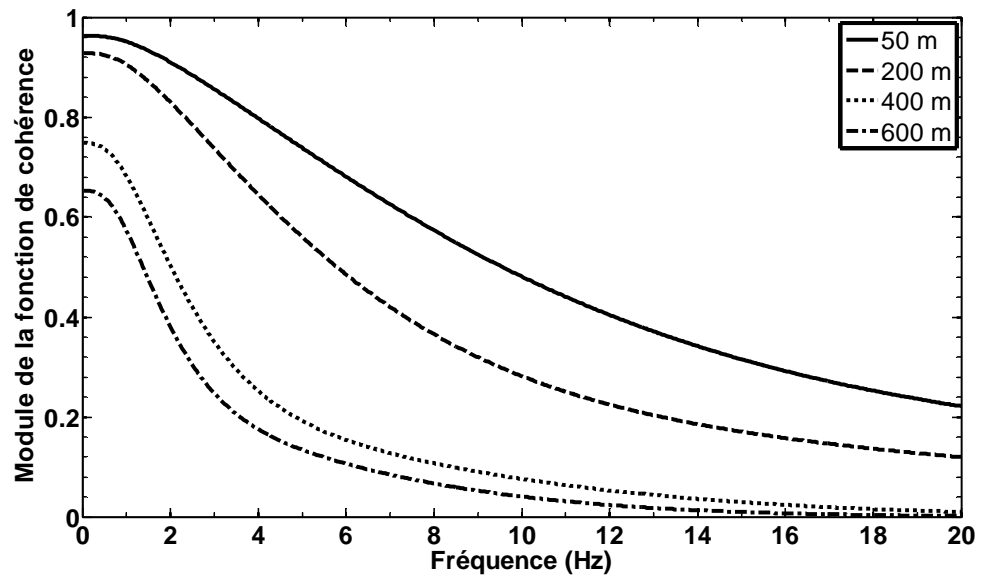


Figure 5. 7. Fonction de cohérence de Harichandran et Vanmarcke  
(Harichandran et Vanmarcke, 1986)

Comme nous l'avons signalé auparavant, nous avons utilisé le code de calcul en éléments finis sap 2000 version 14 pour l'analyse dynamique des ponts sous l'effet de la SVGM. Ce logiciel ne permet d'appliquer une excitation sismique différentielle que sous forme de déplacements temporels. Ces derniers sont déterminés à l'aide de l'approche d'intégration des accélérations temporelles développée au chapitre 4. Pour les besoins de la méthode de simulation de Monte Carlo, la procédure de génération est refaite 10 fois. Les Figures 5. 8 à 5. 11 donnent, pour chacun des types de sol considérés dans cette étude, une série de déplacements différentiels non stationnaires qui ont été simulés pour le plus long pont (600 m, soit 13 appuis). En d'autres termes,  $520 = 10 \times 13 \times 4$  séries de déplacements temporels sont utilisés pour étudier ce pont. Ces déplacements sont utilisés également pour l'analyse des autres ponts.



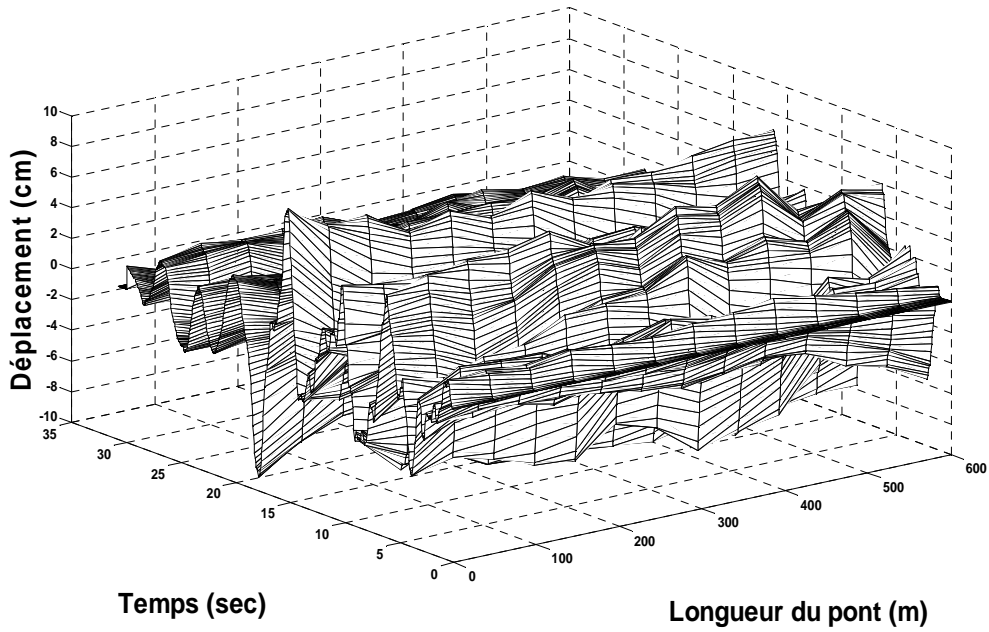


Figure 5. 8 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S1.

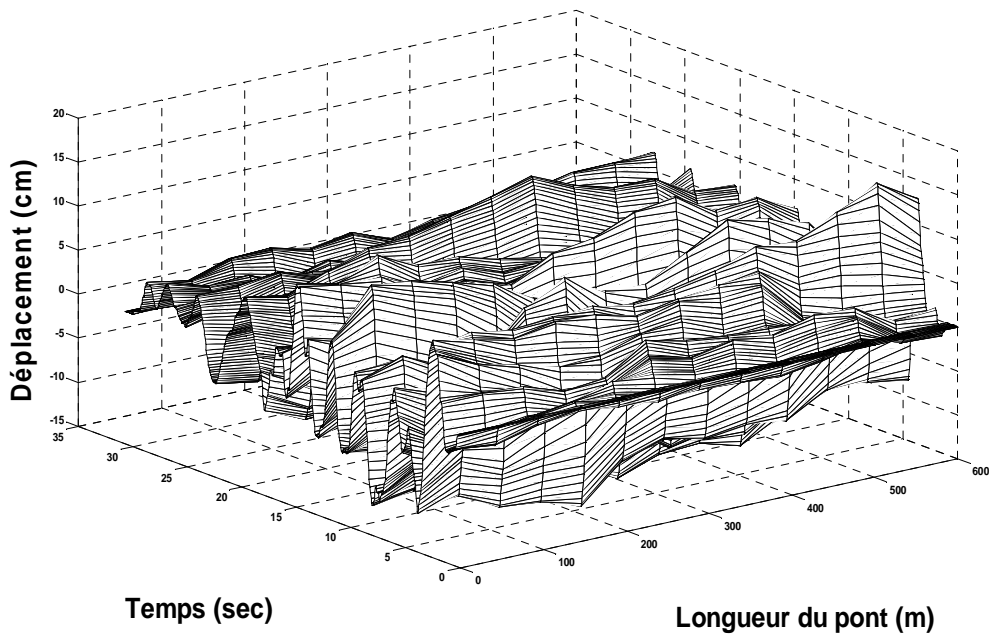


Figure 5. 9 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S2.

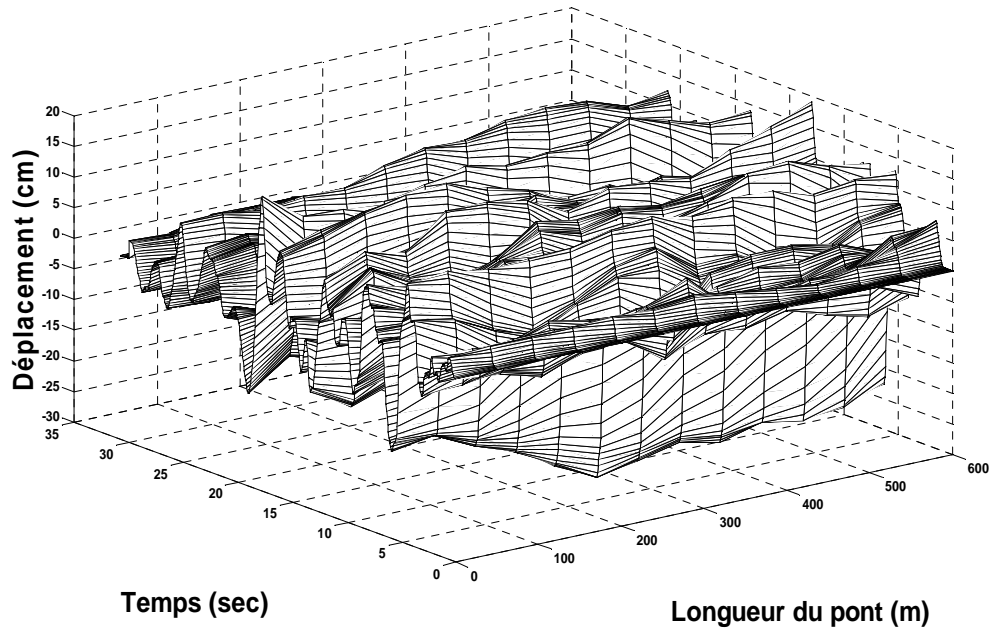


Figure 5. 10 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S3.

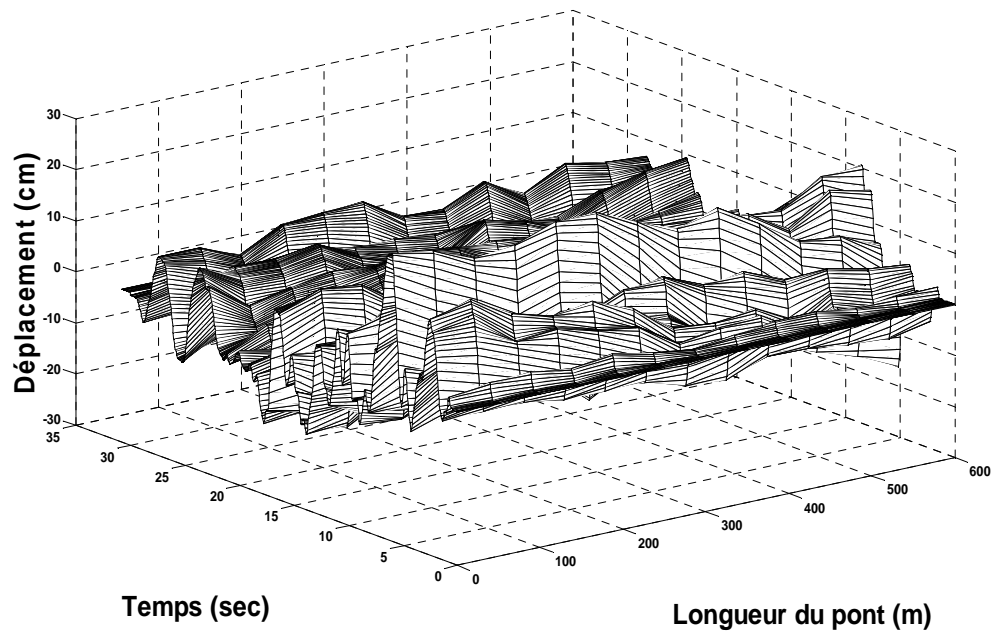


Figure 5. 11 Un exemple de déplacements différentiels générés en site S4.

Il faut signaler en outre que le filtre de Butterworth passe-haut du 4ème ordre (Boore et al. 2002) a été utilisé dans ce travail. La valeur de la fréquence de coupure a été choisie de telle sorte que les valeurs des déplacements maximums des mouvements simulés en premier support deviennent égales à des valeurs prédéfinies. Ces valeurs sont déterminées dans ce cas en utilisant la relation de l'Eurocode8 exprimée par l'équation (3. 11). Le Tableau 5. 3 donne les déplacements maximums cibles et la moyenne des déplacements maximums obtenus à partir des 10 mouvements générés au niveau du premier support. Nous constatons que les valeurs maximales des déplacements simulées sont semblables aux valeurs cibles correspondantes.

Type de sol	Déplacement maximal cible (CEN, 2005a) (cm)	Déplacement maximal du mouvement généré (cm)
Site 1	8.83	9.12
Site 2	12.95	12.69
Site 3	17.66	18.11
Site 4	26.78	26.51

Tableau 5. 3 Comparaison des valeurs moyennes des PGD obtenues à partir des 10 mouvements générés au niveau du premier support et en chaque site avec les PGD des mouvements cibles.

La Figure 5. 12 montre sur la même figure les spectres de réponse en pseudo-accélération cibles et la moyenne des spectres de réponse évalués à partir de 10 mouvements simulés au niveau des 13 supports, et pour chaque type de sol. Nous observons à partir de cette figure que les valeurs spectrales pour les mouvements simulés sont conformes aux spectres de réponse cibles.

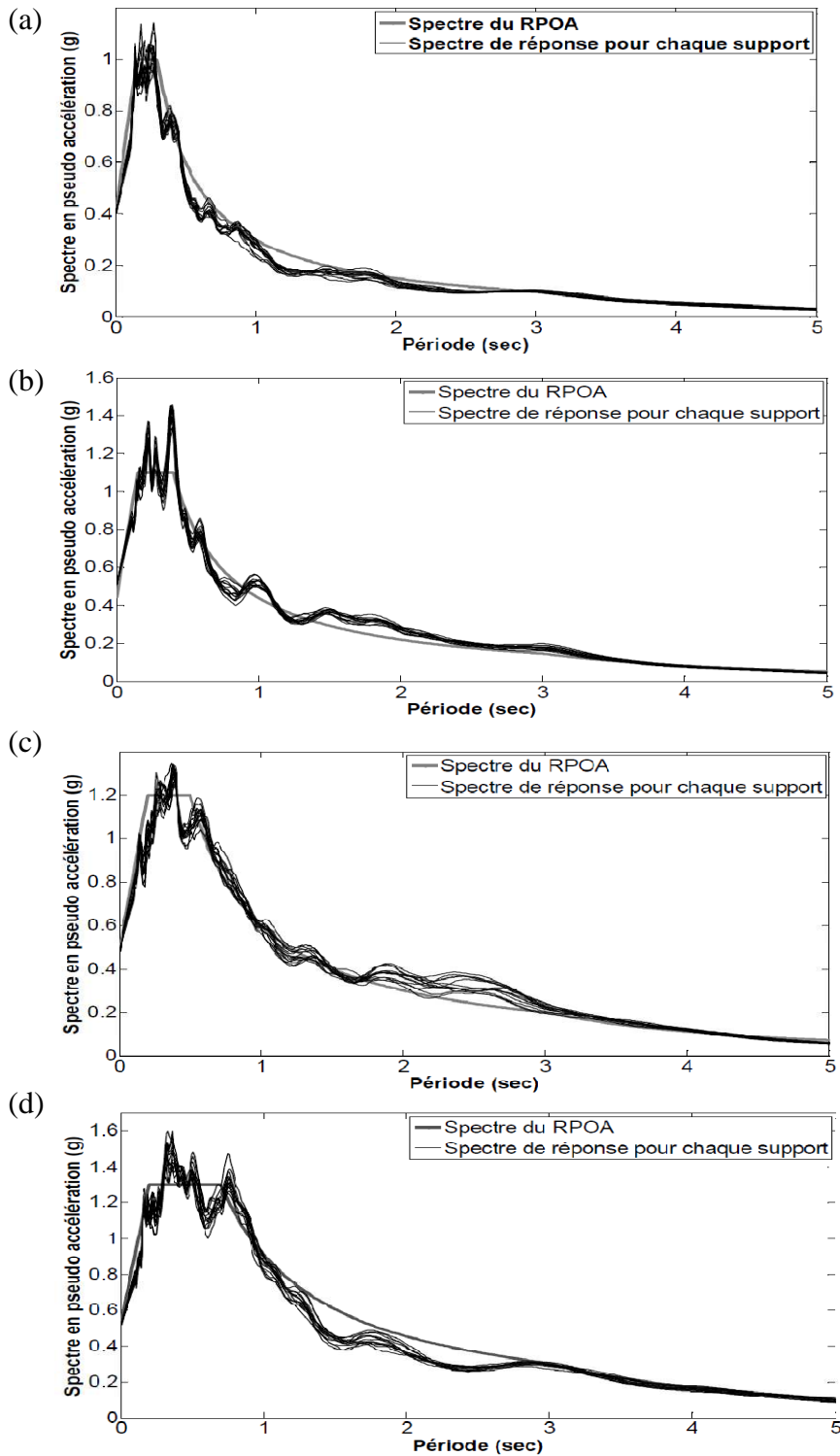


Figure 5. 12 Comparaison des moyennes des spectres de réponse en pseudo accélération évalués à partir des 10 mouvements générés en chaque support avec le spectre de réponse en pseudo accélération du RPOA (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4.

### 5.3.3. Cas d'analyses dynamiques linéaires effectuées

Dans ce paragraphe, les ponts présentés en § 5.2 sont analysés en considérant des mouvements sismiques uniforme et variable dans l'espace. Pour le cas du mouvement uniforme deux types d'analyse sont effectuées : analyse « traditionnelle » spectrale (URSA) et analyse temporelle (UTHA). Tandis que pour le cas où la SVGM est prise en compte, les méthodes simplifiées du RPOA (VRPA) et de l'Eurocode8 (VEC8) sont utilisées en plus de l'analyse temporelle (VTHA). Il est essentiel de noter que les analyses temporelles sont réalisées pour les deux cas en employant les évolutions temporelles en déplacement. Le Tableau 5. 4 résume ces types d'analyses.

Acronyme	Mouvement sismique	Type d'analyse	Chargement sismique
URSA	Uniforme dans l'espace	Spectrale	Spectre de réponse du RPOA.
UTHA	Uniforme dans l'espace	Temporelle	Le déplacement simulé pour le premier support (§5.3.2) est imposé pour tous les supports.
VRPA	Variable dans l'espace	Méthode simplifiée du RPOA (MTP, 2010)	Spectre de réponse du RPOA.
VEC8	Variable dans l'espace	Méthode simplifiée de l'Eurocode8 (CEN, 2005b)	Spectre de réponse du RPOA.
VTHA	Variable dans l'espace	Temporelle	Les déplacements variables dans l'espace simulés en § 5.3.2.

Tableau 5. 4 Cas d'analyses linéaires.

Nous rappelons que pour les méthodes simplifiées du RPOA et l'Eurocode8 la réponse sous mouvement sismique différentiel est constituée par la combinaison des composantes pseudo-statique et dynamique. La composante dynamique est obtenue à

partir d'une analyse spectrale ou temporelle sous mouvement uniforme. Tandis que la composante pseudo-statique est évaluée en imposant statiquement un modèle de déplacements différentiels. Les valeurs de ces derniers, relatives au Pont 3, sont données par le Tableau 5. 5 dans le cas du RPOA et par les Tableaux 5.6 et 5.7 dans le cas de l'Eurocode8.

Site		S1	S2	S3	S4
$D_M$ (m)		0.03	0.05	0.07	0.09
$L_M$ (m)		600	500	400	300
$d$ (cm)	Culée A X=0	0	0	0	0
	Pile 1 X=50m	1.38	2.77	4.85	8.32
	Pile 2 X=100m	2.77	5.55	9.71	16.64
	Pile 3 X=150m	4.162	8.32	14.56	24.97
	Pile 4 X=200m	5.54	11.09	19.42	33.29
	Pile 5 X=250m	6.93	13.87	24.27	41.62
	Pile 6 X=300m	8.32	16.64	29.13	49.94
	Pile 7 X=350m	9.71	19.42	33.98	49.94
	Pile8 X=400m	11.09	22.19	38.84	49.94
	Pile9 X=450m	12.48	24.97	38.84	49.94
	Pile10 X=500m	13.87	27.74	38.84	49.94
	Pile11 X=550m	15.26	27.74	38.84	49.94
Culée B X=600m	16.64	27.74	38.84	49.94	

Tableau 5. 5 Modèle de déplacements différentiels selon le RPOA.

Site		S1	S2	S3	S4
$L_g$ (m)		600	500	400	300
$L_{lim}$ (m)		400	333	267	200
$d$ (cm)	Culée A X=0	0	0	0	0
	Pile 1 X=50m	1.03	1.69	3.00	6.12
	Pile 2 X=100m	2.07	3.39	6.01	12.25
	Pile 3 X=150m	3.11	5.09	9.01	18.38
	Pile 4 X=200m	4.15	6.78	12.02	24.51
	Pile 5 X=250m	5.18	8.48	15.02	30.64
	Pile 6 X=300m	6.22	10.18	18.03	36.76
	Pile 7 X=350m	7.26	11.87	21.03	36.76
	Pile8 X=400m	8.29	13.57	24.04	36.76
	Pile9 X=450m	9.33	15.27	24.04	36.76
	Pile10 X=500m	10.37	16.97	24.04	36.76
	Pile11 X=550m	11.40	16.97	24.04	36.76
Culée B X=600m		12.44	16.97	24.04	36.76

Tableau 5. 6 Modèle de déplacements différentiels de la série A selon l'Eurocode8.

Site	S1	S2	S3	S4
$\beta_r$	0.5	0.5	0.5	0.5
$L_{av,i}$ (m) ( $i=1,..,13$ )	50	50	50	50
$\Delta d_i$ (cm) ( $i=1,..,13$ )	0.518	0.848	1.502	3.064
$d$ (cm) ( $i=1,..,13$ )	$\pm 0.259$	$\pm 0.424$	$\pm 0.751$	$\pm 1.532$

Tableau 5. 7 Modèle de déplacements différentiels de la série B selon l'Eurocode8  
( $i$  est le numéro du support).

### 5.3.4. Résultats de l'analyse linéaire

Pour l'utilisation de la méthode de simulation de Monte Carlo, il est nécessaire de déterminer d'abord le nombre d'enregistrements adéquat pour stabiliser les résultats. Selon l'Eurocode8, le nombre de simulations de Monte Carlo effectuées doit être «suffisant», de sorte que la moyenne de la quantité de la réponse d'intérêt devient stable.

En effet nous présentons, à titre d'exemple, la variation des valeurs moyennes du moment maximum obtenues au niveau de la pile 1 des ponts étudiés en fonction du nombre de simulations pour les différents sites considérés.(voir Figure 5. 13 à 5. 15). Il est à noter qu'un nombre de simulation égal à environ 7 aboutit à une estimation raisonnablement stable de la valeur moyenne du moment. En effet, nous avons décidé de considérer dans ce travail un ensemble de 10 mouvements simulés.

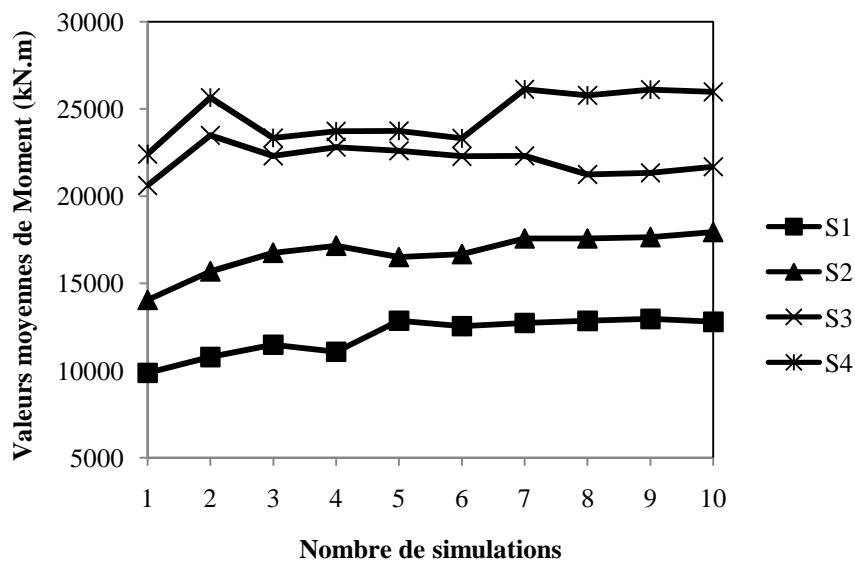


Figure 5. 13 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 1).



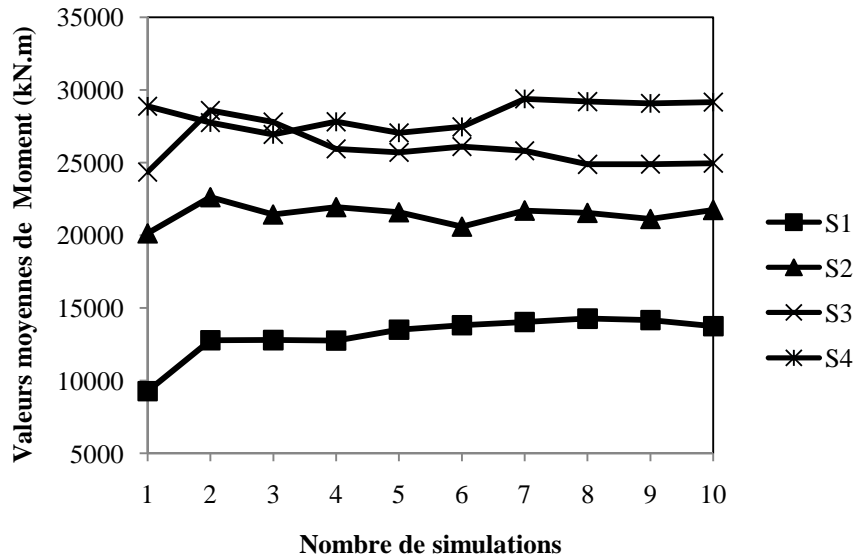


Figure 5. 14 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 2).

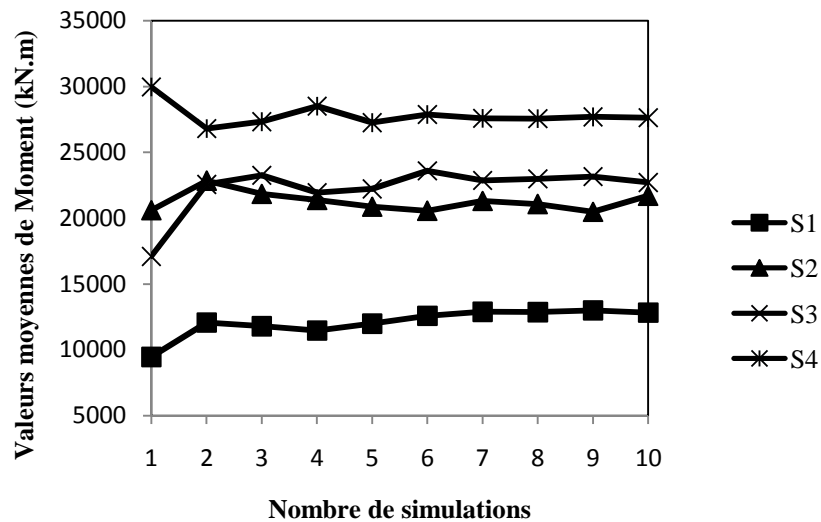


Figure 5. 15 Evolution des valeurs moyennes de moment en fonction du nombre de simulations (pour la Pile 1 du Pont 3).

Les résultats de l'analyse dynamique linéaire des trois ponts, soumis aux cinq cas d'excitations présentés dans la section précédente sont comparés en termes de moment fléchissant pour les quatre types de sol considérés dans cette étude. Les valeurs absolues

des moments fléchissants maximums obtenus au niveau de la colonne extrême de chaque pile sont illustrées par Les Figures 5. 16 à 5. 18.

Pour les cas des analyses VTHA et UTHA, ces figures présentent les valeurs moyennes plus ou moins les écarts types, (indiqués par les lignes verticales) obtenus à partir des 10 analyses temporelles (réalisations). Les valeurs des moyennes et des écarts types ont été calculés en utilisant respectivement les équations (5. 1) et (5. 2).

$$E[x] = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (5. 1)$$

$$\sigma_x = \sqrt{E[x^2] - E[x]^2} \quad (5. 2)$$

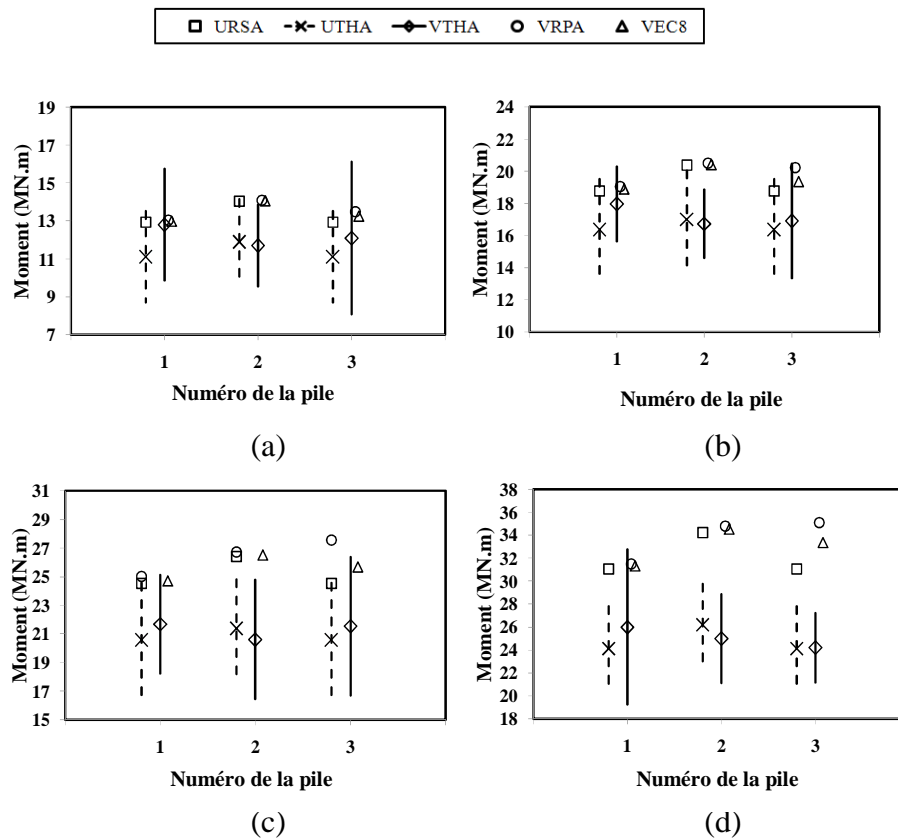


Figure 5. 16. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 1  
(a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4.

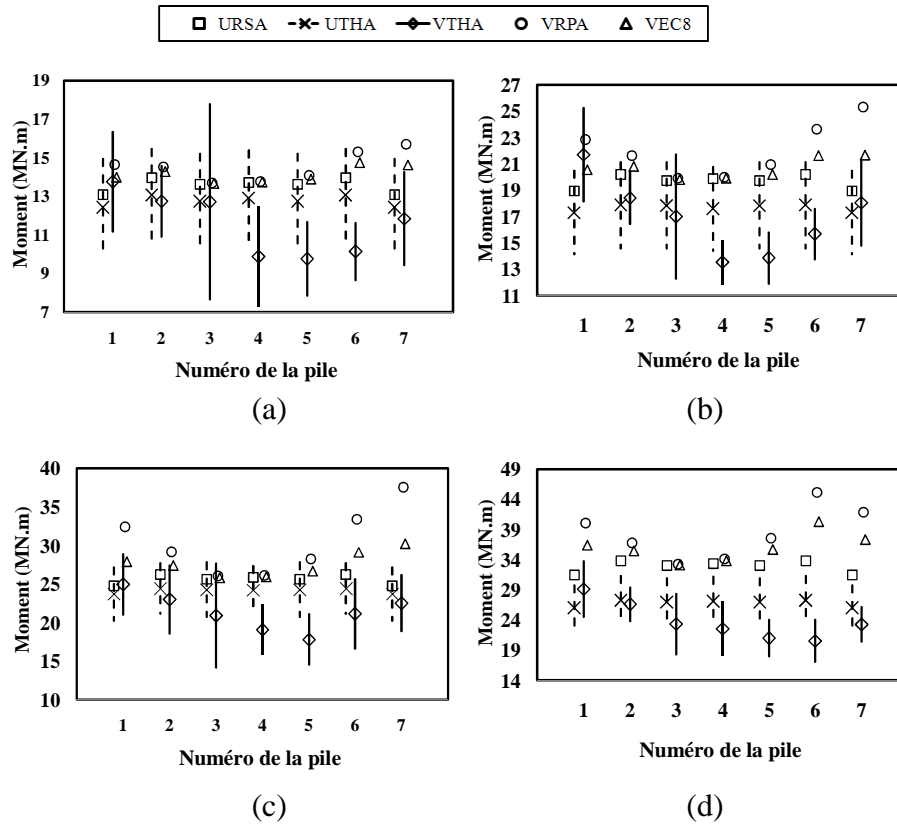


Figure 5. 17. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 2  
(a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4.

Où  $x_i$  est le moment fléchissant correspondant à la réalisation  $i$  et  $n$  est le nombre de réalisations, égal à 10 dans ce cas.

En premier lieu, il est important de rappeler que l'analyse dynamique des ponts sous mouvement uniforme a été exécutée deux fois : (a) en utilisant l'histoire temporelle des déplacements générés (UTHA) et (b) en faisant une analyse spectrale (URSA). Cette dernière est généralement la méthode la plus utilisée en analyse dynamique linéaire des structures, et peut être employée pour vérifier globalement la « qualité » des mouvements sismiques simulés. Les Figures 5. 16 à 5. 18 montrent, que pour toutes les combinaisons de pont-site traitées, les résultats obtenus à travers URSA sont pratiquement en bon accord avec ceux donnés par UTHA. Par ailleurs, seulement dans la Figure 5. 16 (c), la Figure 5. 16 (d) et la Figure 5. 17 (d), nous observons des différences significatives, où les résultats de l'URSA ne sont pas inclus dans les limites de l'UTHA, désignées par les valeurs des moyennes plus ou moins les écarts types. Ces

cas correspondent aux périodes où les moyennes des signaux générés dévient localement des spectres de référence (voir Figure 5. 12). Cette remarque soulève le problème du choix de l'input sismique pour les analyses dynamiques temporelles, par conséquent pour réaliser des études comparables d'un problème très complexe tel que la SVGM.

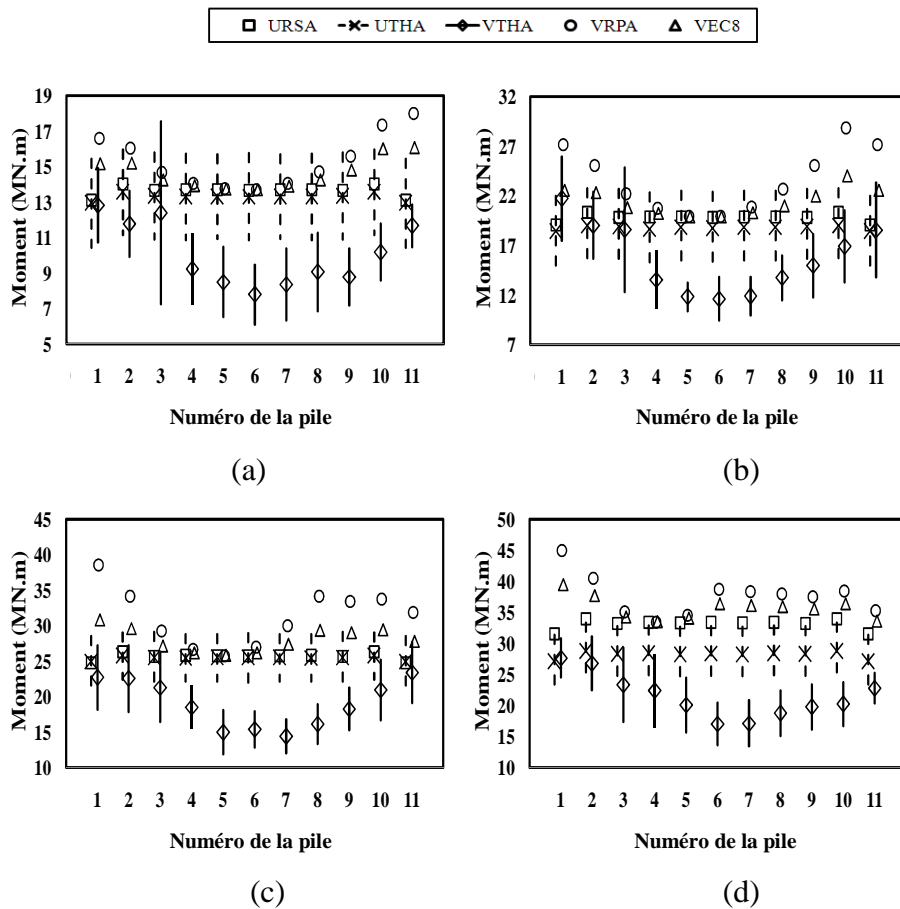


Figure 5. 18. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 3  
(a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4.

Les effets de la SVGM sur le comportement dynamique des ponts traités dans cette étude peuvent être évalués en comparant les résultats des analyses dynamiques temporelles UTHA et VTHA. Les Figures 5. 16 à 5. 18 montrent d'abord que les résultats de VTHA ne sont pas symétriques contrairement à ceux donnés par UTHA. Nous remarquons également, que VTHA peut engendrer des demandes sismiques en forces internes plus ou moins importantes que celles produites par UTHA. La différence

trouvée varie entre +25% et -44%, cependant pour la grande majorité des colonnes, la SVGM était bénéfique, où nous avons observé une réduction dans les moments fléchissants.

Lorsque nous comparons les résultats obtenus pour les différentes conditions de site, il est intéressant de noter que, pour certaines colonnes, les effets de la SVGM sont plus prononcés dans les sites les plus fermes. Ceci est dû essentiellement à l'effet de la composante pseudo-statique de la réponse provoquée par la SVGM. Cette composante devient importante pour les modèles rigides de pont.

Il est important de noter par ailleurs, que la SVGM a toujours provoqué une augmentation de la demande sismique dans au moins une des colonnes des ponts étudiés spécialement celles qui sont proches des extrémités. Ces observations sont en accord avec les résultats des études précédentes. Les effets de la SVGM peuvent être donc négligeables dans le cas des colonnes intermédiaires des ponts ayant une structure symétrique et situés sur des sites uniformes (Monti et al. 1996). Néanmoins, dans des études plus récentes (Sextos et al. 2003b; Lupoi et al. 2005 et Burdette et Elnashai, 2008), il a été prouvé que ce constat ne peut pas être généralisé, et il a été conclu que selon les caractéristiques de la SVGM ainsi que de la configuration du pont, les mouvements sismiques variables dans l'espace peuvent induire une réponse dynamique supérieure ou inférieure à la réponse résultant des mouvements sismiques uniformes. Cette conclusion est évidemment trop générale et vague pour être pratique. Les résultats de la présente étude indiquent que des précautions en ce qui concerne la SVGM devraient être prises en compte même si le pont semble être simple.

L'autre objectif du présent travail est d'évaluer les méthodes simplifiées du RPOA et de l'Eurocode8 pour l'analyse de la SVGM. Globalement, nous remarquons à travers cette étude comparative (voir Figures 5. 16 à 5. 18) que les deux cas d'analyse VRPA et VEC8 donnent des résultats de mêmes tendances, elles réduisent la demande sismique dans les piles centrales et l'augmentent dans les piles près des culées. Toutefois, les résultats de VRPA sont clairement plus importants que ceux du VEC8. VRPA a amplifié les valeurs de URSA jusqu'à 13% dans le cas du Pont 1, et jusqu'à 50% dans le cas des Ponts 2 et 3. Cette amplification est en bon accord avec la conclusion de la

section précédente, tandis que les valeurs des moments fléchissants obtenues semblent être exagérées, au moins pour VRPA.

Nous avons examiné également les déplacements obtenus sous les deux types d'analyse VTHA et VRPA pour le cas du Pont 2 et des sites S1 et S3. Le Tableau 5. 8 présente les rapports entre les déplacements estimés, en têtes des piles, par VRPA et VTHA. On constate que VRPA augmente également les déplacements. Des amplifications aussi élevées que 1,44 et 1,82 ont été atteintes respectivement pour les sites S1 et S3.

Rapports des déplacements	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7
VRPA/VTHA (S1)	1.34	1.36	1.37	1.39	1.41	1.43	1.44
VRPA/VTHA (S3)	1.67	1.69	1.71	1.73	1.76	1.79	1.82

Tableau 5. 8 Rapports des déplacements calculés en têtes des piles  
du Pont 2 en sites S1 et S3

Un autre fait remarquable, est la perte de la symétrie dans les résultats des méthodes simplifiées, qui est visible particulièrement dans les résultats du pont de longueur égale à 600 m. Le moment fléchissant diminue dans la partie centrale du pont, ceci parce que le chargement dans ce cas est un déplacement différentiel imposé au niveau des bases des colonnes fixées dans un tablier infiniment rigide, et libre de se déplacer dans la direction du chargement. La perte de symétrie est due au fait que les déplacements pseudo-statiques imposés varie linéairement jusqu'à la longueur limite  $L_M$ , et au delà la quelle ces déplacements deviennent constants. Si cette variation de déplacement différentiel peut être expliquée par les effets de perte de cohérence au delà de  $L_M$ , la perte de symétrie ne peut pas être justifiée. Par conséquent, il semble évident qu'il est nécessaire d'appliquer le déplacement différentiel dans les deux directions du pont, c.à.d. à partir des deux culées de référence. Et prendre la demande sismique maximale des deux cas. Cette recommandation devrait être clairement spécifiée dans les deux règlements RPOA et Eurocode8.

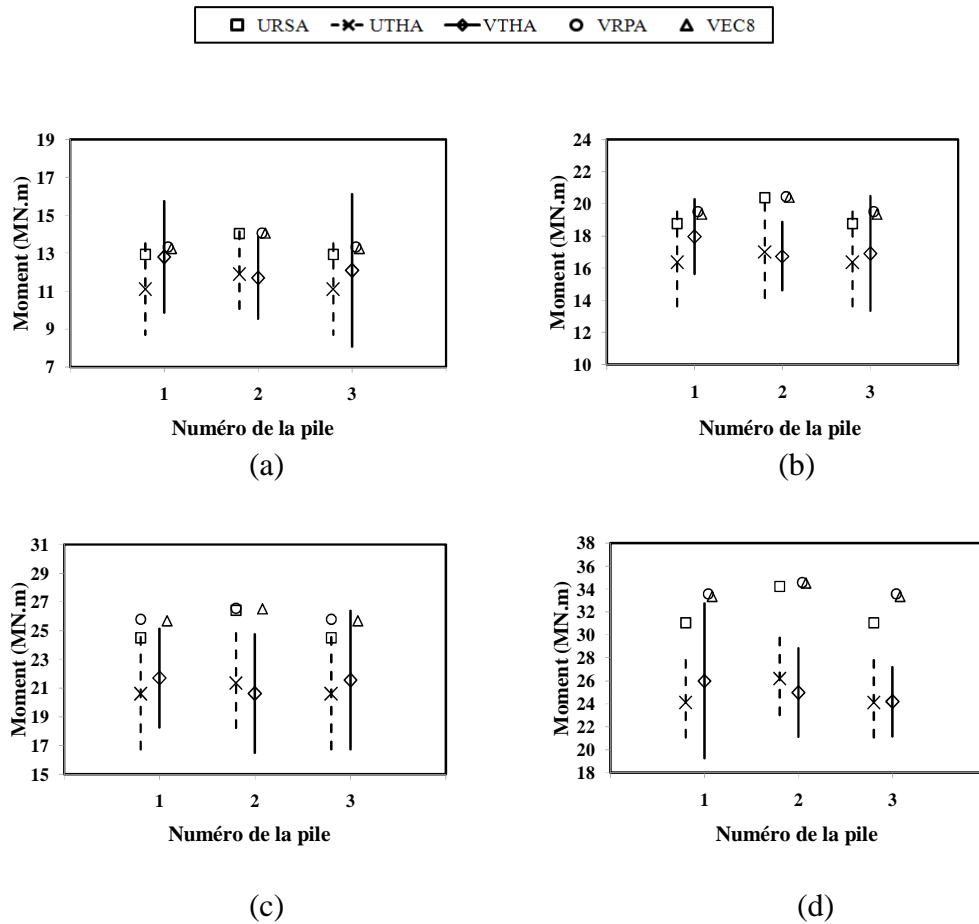


Figure 5. 19 Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 1 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées).

Enfin et afin de ramener les résultats du VRPA à des niveaux plus raisonnables, le Tableau 5. 9 propose de nouvelles valeurs de  $D_M$  déterminées à partir des analyses statistiques, corrigeant ceux donnés dans le Tableau 5. 5. Les résultats des deux recommandations sont donnés dans les Figures 5. 19 à 5. 21, qui indiquent nettement l'amélioration de la méthode simplifiée du RPOA, qui est amenée au même niveau de performance que celle de l'Eurocode8. De plus, la symétrie des résultats est nettement observée pour les deux démarches simplifiées.

Site	S1	S2	S3	S4
$D_M$	0.025	0.035	0.045	0.07

Tableau 5. 9 Valeurs corrigées des déplacements absolus  $D_M$ .

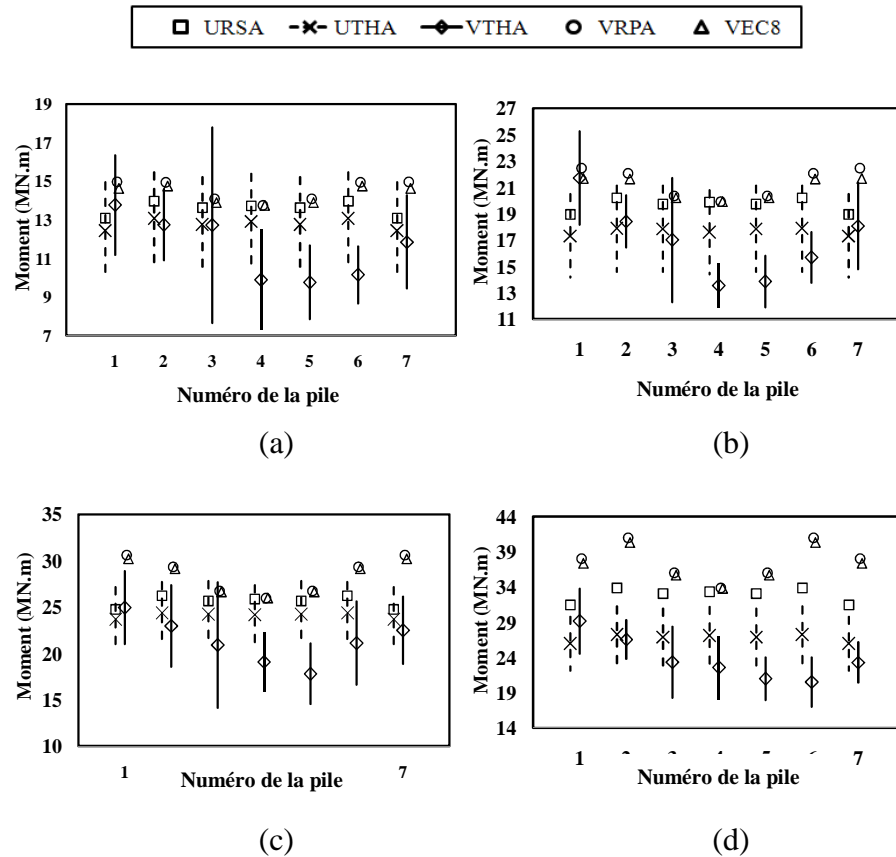


Figure 5. 20. Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 2  
(a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées).

## 5.4. Effet de la SVGM sur la réponse dynamique non linéaire des ponts

### 5.4.1. Cas d'analyses dynamiques non linéaires effectuées

Le calcul précédemment effectué, suppose un comportement linéaire et élastique de la structure. Toutefois, dans de nombreux cas et notamment pour des ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de moyenne ou forte intensité, il n'est pas réaliste de considérer que le comportement de la structure reste dans le domaine élastique. La détermination de la réponse d'un système non linéaire donne alors une meilleure description du comportement de l'ouvrage. Elle permet également d'éviter la conception élastique trop coûteuse.



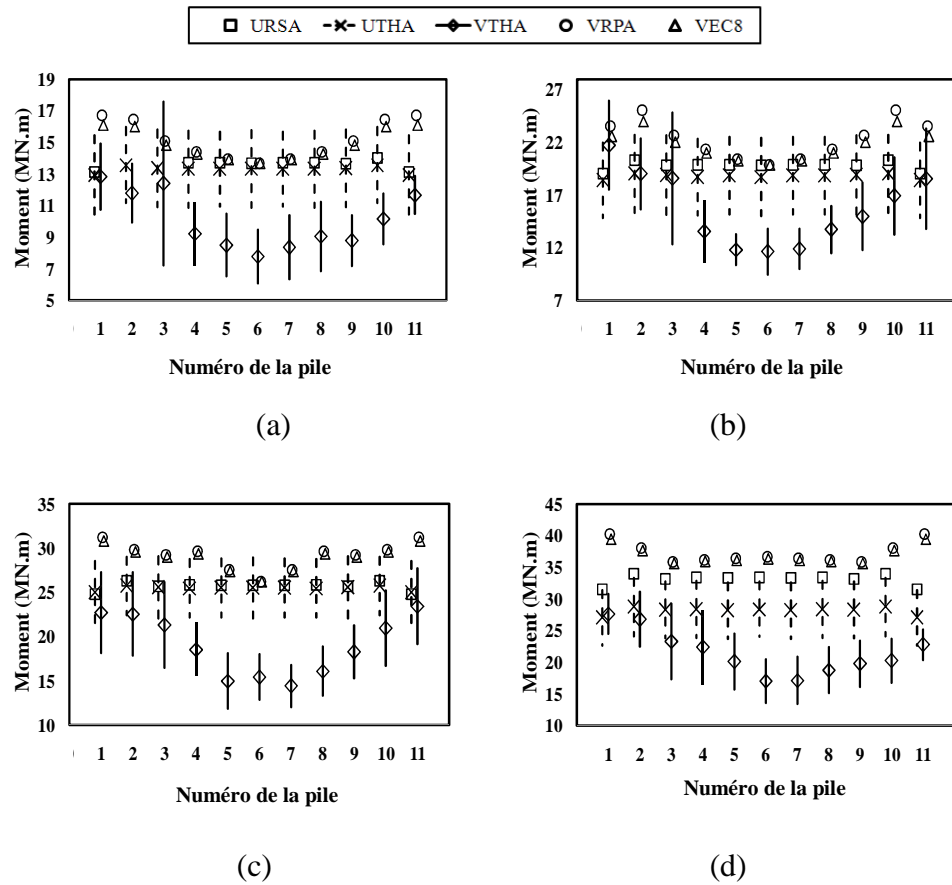


Figure 5. 21 Valeurs des moments fléchissants maximums des colonnes du Pont 3 (a) S1, (b) S2, (c) S3 et (d) S4 (En tenant compte des corrections proposées).

L'étude présentée dans cette section complète alors les analyses linéaires réalisées en § 5. 3. Elle est consacrée à l'évaluation des effets de la SVGM sur la réponse dynamique non linéaire des trois ponts présentés précédemment en considérant deux cas de mouvements sismiques, uniformes et variable dans l'espace. Par conséquent, deux cas d'analyses sont effectués: analyse temporelle non linéaire uniforme (UTHA-NL) et analyse temporelle non linéaire variable (VTHA-NL). Le Tableau 5. 10 résume ces deux types d'analyses.

#### 5.4.2. Modèle non linéaire des ponts

Dans la pratique, les superstructures des ponts sont conçues pour rester dans le domaine élastique. Tandis que les piles et les culées sont considérées comme des

éléments idéals pour dissiper l'énergie sismique, en permettant un comportement inélastique.

Dans la présente étude les non-linéarités prises en compte dans les modèles des ponts sont: (a) les non-linéarités des limites, c.à.d. le contact entre les deux extrémités du tablier et des culées, et (b) la non linéarité du matériau représentée par le comportement inélastique des colonnes et des appareils d'appuis utilisés au niveau des culées.

Acronyme	Mouvement sismique	Chargement sismique
UTHA-NL	Uniforme dans l'espace.	Le déplacement simulé pour le premier support (§5.3.2) est imposé pour tous les supports.
VTHA-NL	Variable dans l'espace.	Les déplacements variables dans l'espace simulés en § 5.3.2.

Tableau 5. 10 Cas d'analyses non linéaires.

En effet, pour chacun des ponts considérés, un modèle en élément finis en 3D a été créé en utilisant le code de calcul Sap 2000 version 14. Dans ces modèles, le tablier a été modélisé par des éléments poutres à 2 nœuds (Beam element) avec un comportement élastique. Il est lié aux piles par des éléments rigides. Les colonnes sont supposées avoir un comportement inélastique. Elles sont modélisées par des éléments poutres en introduisant à chacune de leurs extrémités (endroit du moment maximum) des rotules plastiques à comportement non-linéaire et de longueur égale à  $L_p$ , ceci car un comportement à double courbure est prévu pour ces colonnes (Figure 5. 22).

Le code USC\_RC (2006) a été utilisé pour déterminer la relation moment-courbure décrivant le comportement non linéaire des rotules plastiques. La section de ferrailage des colonnes est représentée sur la Figure 5. 23. Où, le ferrailage longitudinal est constitué de 22 barres de 35 mm de diamètre et le ferrailage transversal est composé de cerces de 16 mm de diamètre espacées de 89 mm. La résistance en compression et le coefficient de poisson du béton sont respectivement 27.58 MPa et 0.18.

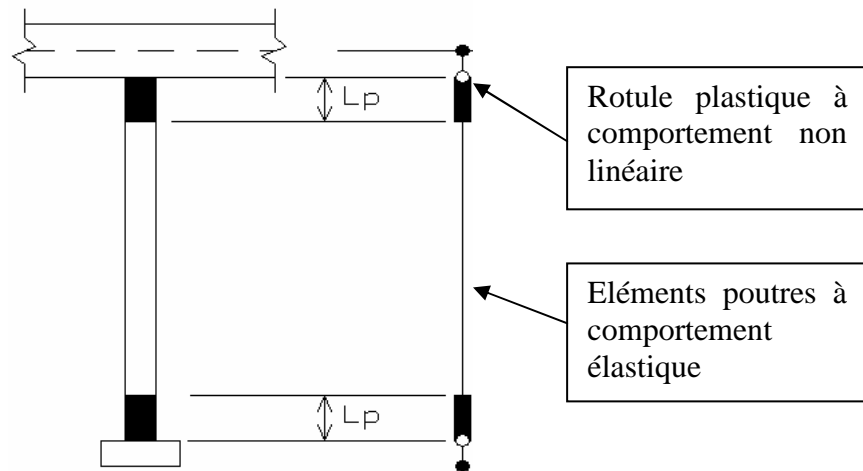


Figure 5. 22 Modélisation de la colonne par le concept de rotules plastiques.

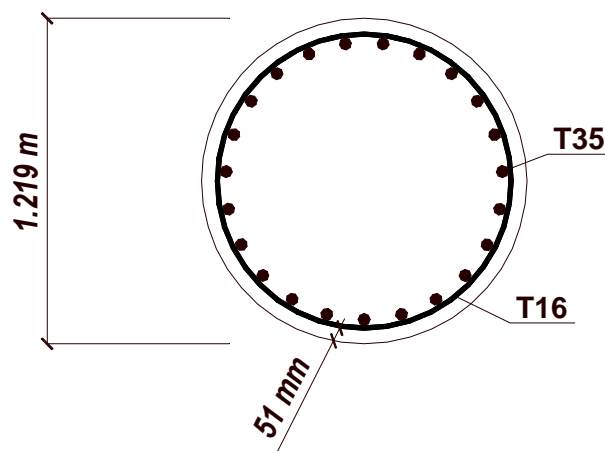
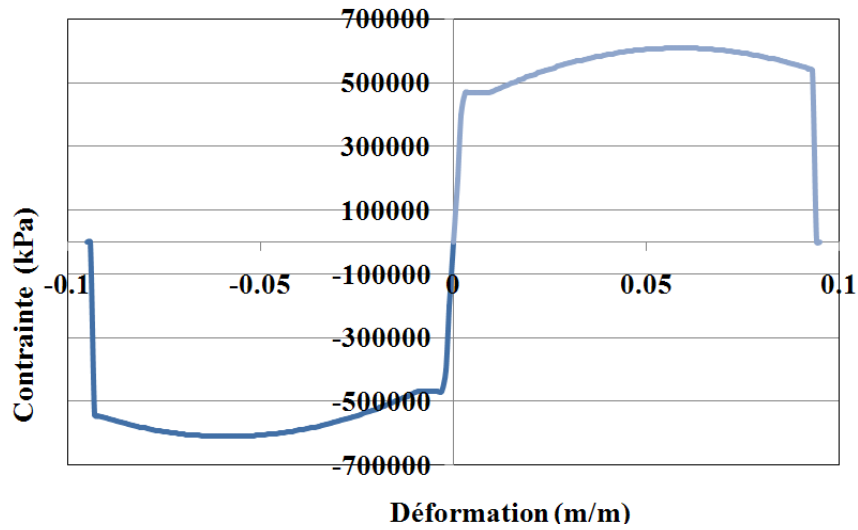
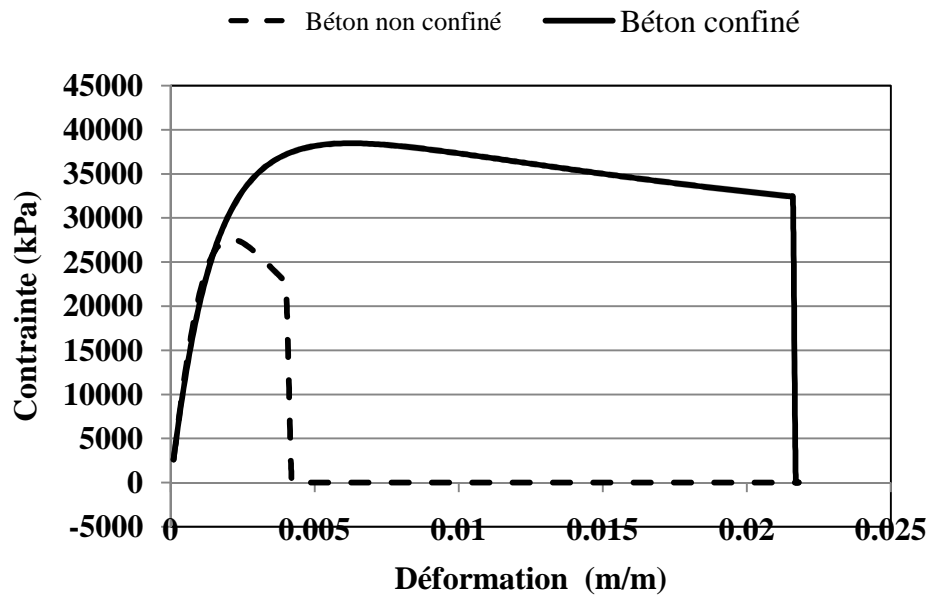


Figure 5. 23 Section de ferrailage des colonnes (FHWA, 1996a).

La courbe moment-courbure a été déterminée en considérant le modèle contrainte-déformation de Mander (Mander et al. 1988) pour le béton (Figure 5. 24(a)) et le modèle des aciers de USC-RC pour les armatures de ferrailage (Figure 5. 24(b)). Les résultats de cette analyse sont présentés par la Figures 5. 25(a) qui illustre la variation du moment en fonction de la courbure et la Figure 5. 25(b) qui donne la courbe d'interaction Effort normal - Moment.

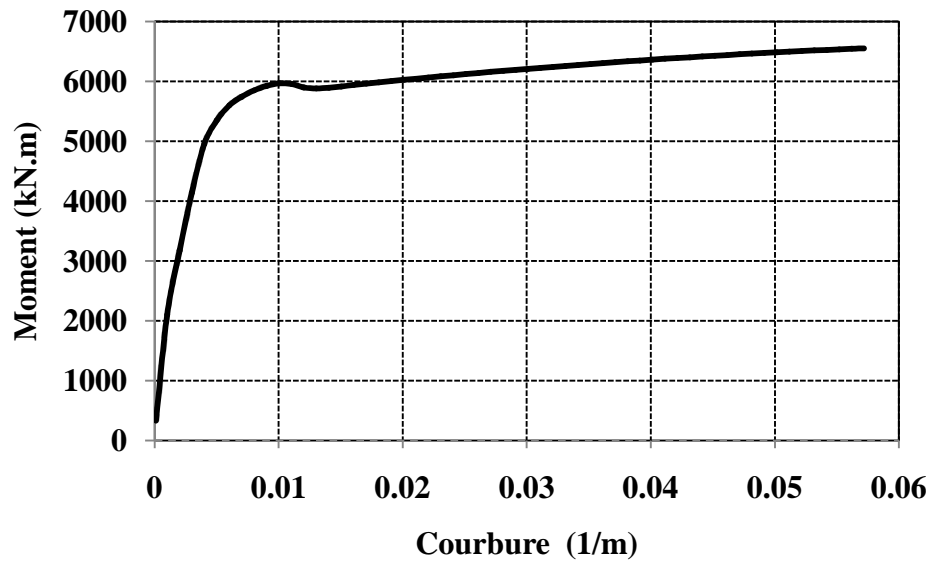


(a)

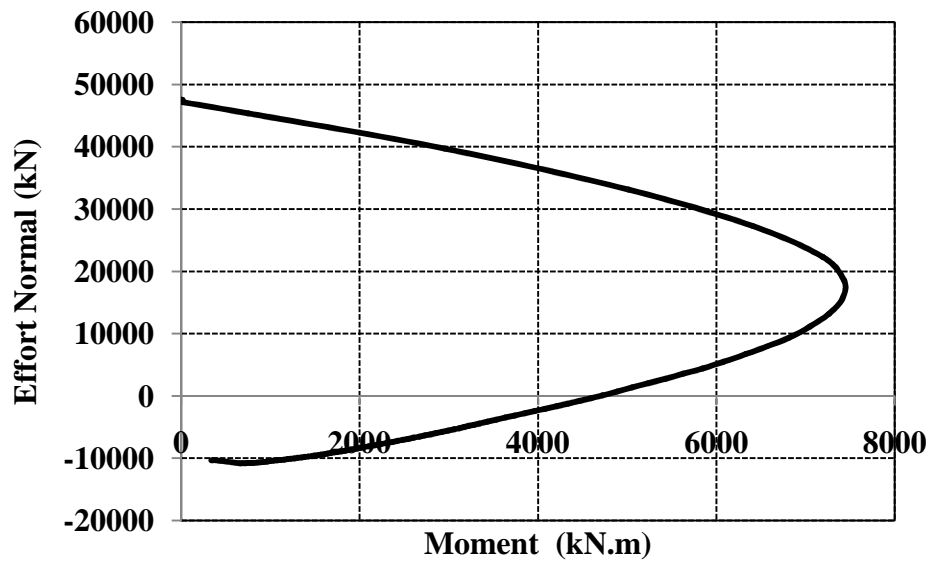


(b)

Figure 5. 24 Modèles des matériaux utilisés pour l'analyse de la section des colonnes à l'aide de l'USC\_RC (a) Modèle de l'acier, (b) Modèle du béton.



(a) Courbe Moment-Courbure



(b) Courbe d'interaction Effort Normal-Moment

Figure 5. 25 Résultats de l'analyse de la section de la colonne par USC\_RC.

Dans la présente étude nous avons simplifié le comportement réel de la rotule plastique par une approximation bilinéaire illustrée par la Figure 5. 26. Le moment d'inertie effectif, ou bien la rigidité effective, utilisé dans le modèle non linéaire de la colonne en dehors de la rotule, zone supposée plastique, est déterminé à partir de la courbe moment-courbure bilinéaire. La longueur de la rotule plastique est estimée selon le règlement Eurocode8 (CEN, 2005b).

Les conditions d'appuis des deux extrémités des ponts étudiés sont modélisées par des éléments de liaison (link element) non linéaire. Dans le sens longitudinal, le comportement des appareils d'appui antisismique est non linéaire avec un gap initial. La loi constitutive force-déplacement d'un appareil d'appui est supposée être bilinéaire avec une rigidité initiale de  $1.25 \times 10^6$  N / m et un rapport de rigidité post élastique de 0,3. Le déplacement élastique maximum admis des appuis est de  $\pm 0.1$  m. Dans le sens transversal, comme dans le modèle linéaire, une rigidité équivalente aux effets des butées de sécurité parasismique a été imposée. Tandis que, dans le sens vertical le déplacement vertical y est bloqué par l'effet du poids propre de la superstructure. Dans cette étude, le gap est supposé égal à 0.1 m.

L'interaction sol structure est modélisée par l'intermédiaire de six ressorts élastiques appliqués à la base de chacune des colonnes, où les valeurs des rigidités sont similaires à celles utilisées dans les modèles linéaires. Enfin, un coefficient d'amortissement égal à 5% a été utilisé dans cette modélisation. Le modèle non linéaire en élément finis établi en utilisant le Sap 2000 pour le pont 1 est représenté par la Figure 5. 27.

### **5.4.3. Résultats et interprétation des analyses non linéaires**

Les résultats de l'analyse dynamique non linéaire des trois ponts, soumis aux mouvements sismiques uniforme et variable sont comparés en termes de demande de ductilité sismique pour les deux types de sol S1 et S3. La ductilité est définie dans cette étude par le rapport de la rotation maximale sur la rotation limite élastique. Il convient de noter que cette dernière est identique pour toutes les colonnes des ponts étudiés.

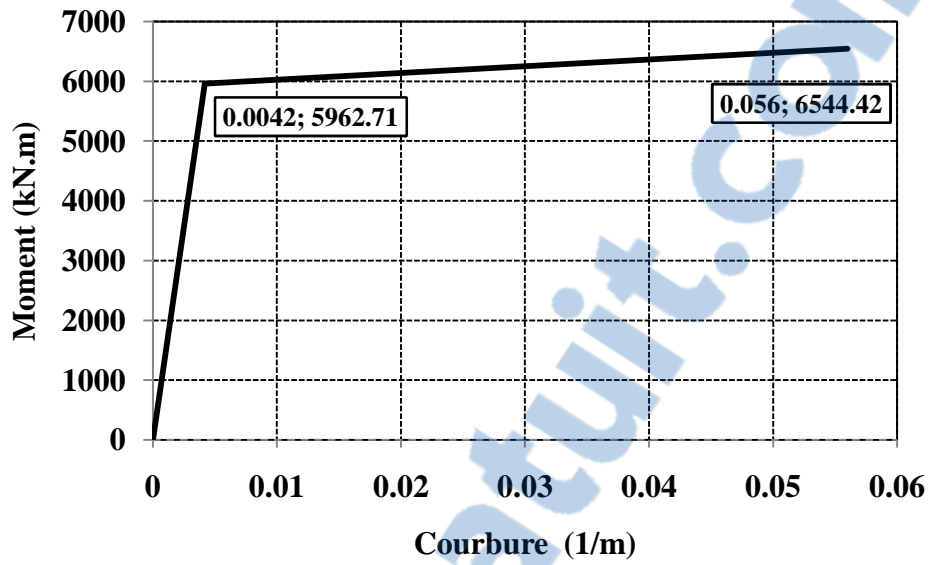


Figure 5. 26 Approximation bilinéaire de la courbe Moment-Courbure établie pour la section de la colonne.

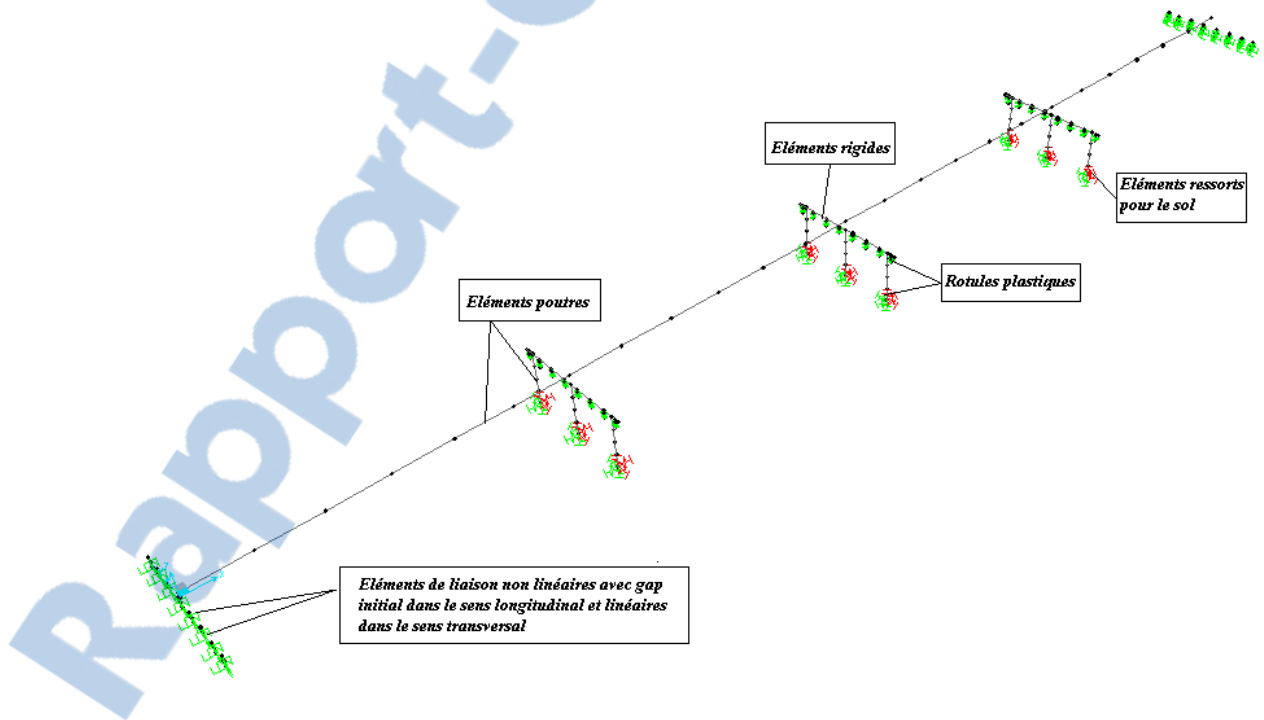
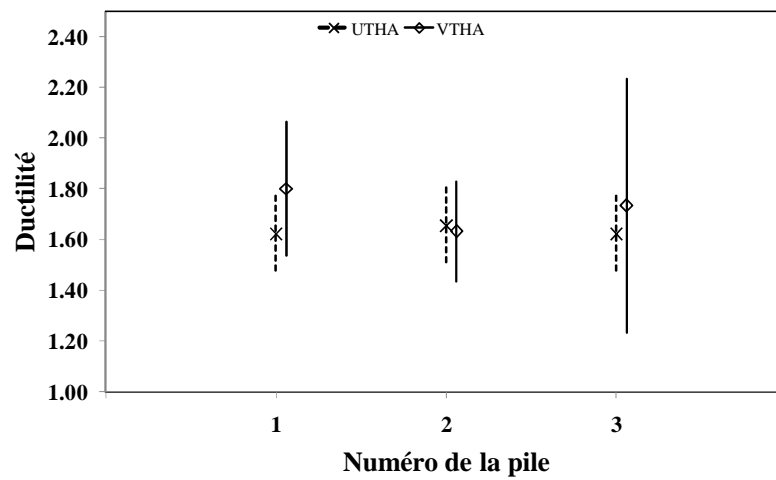
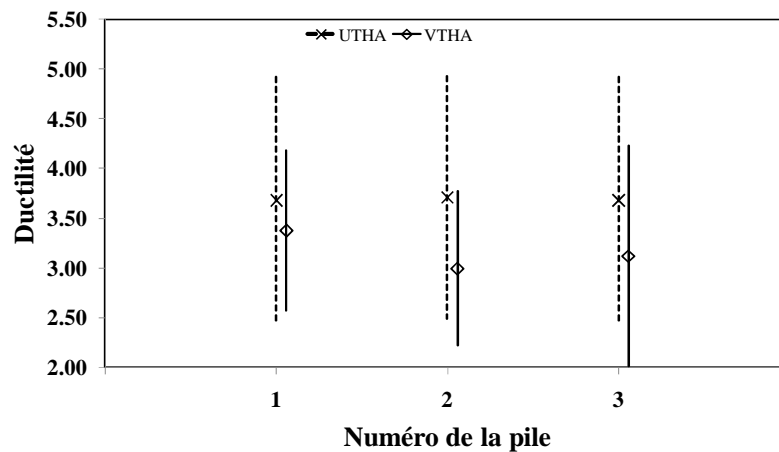


Figure 5. 27 Modèle en éléments finis du Pont 1 utilisé pour l'analyse non linéaire.

Nous avons également considéré pour ce calcul non linéaire des ensembles de 10 mouvements sismiques simulés. Les valeurs des ductilités maximales obtenues en bas de la colonne extrême de chaque pile sont illustrées par Les Figures 5. 28 à 30. Ces figures présentent les valeurs moyennes plus ou moins les écarts types, (indiqués par les lignes verticales) obtenus à partir des 10 analyses temporelles effectuées. Les valeurs des moyennes et des écarts types ont été calculés en utilisant respectivement les équations (5. 1) et (5. 2).



(a)

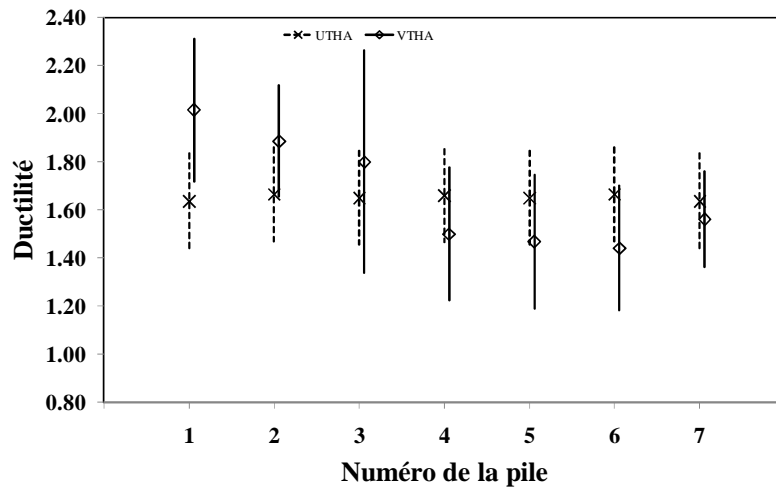


(b)

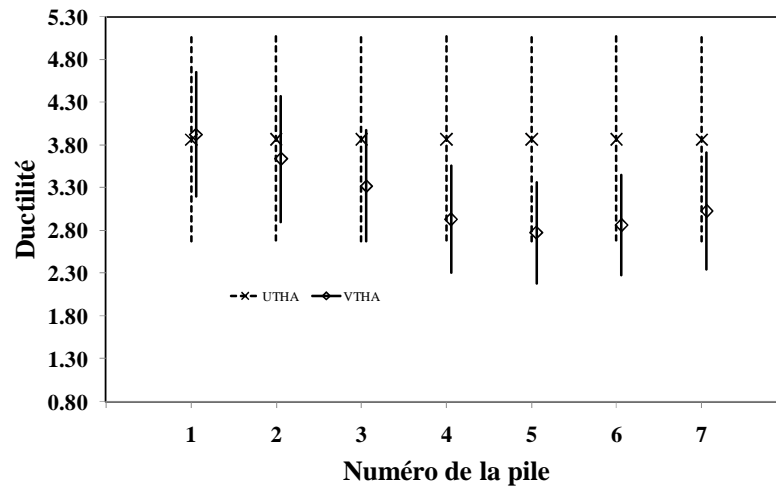
Figure 5. 28 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 1  
(a) S1, (b) S3.



Pour le Pont 1, la Figure 5. 28 (a) montre que pour le cas d'un sol ferme VTHA-NL amplifie les moyennes des demandes de ductilité en rotation en particulier dans les piles à proximité des culées. Il est constaté que l'amplification sous les effets de la SVGM atteint 11% au niveau de la pile 1. Cependant, pour le cas du sol meuble, nous observons une réduction des demandes en ductilité.



(a)



(b)

Figure 5. 29 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 2 (a) S1, (b) S3.

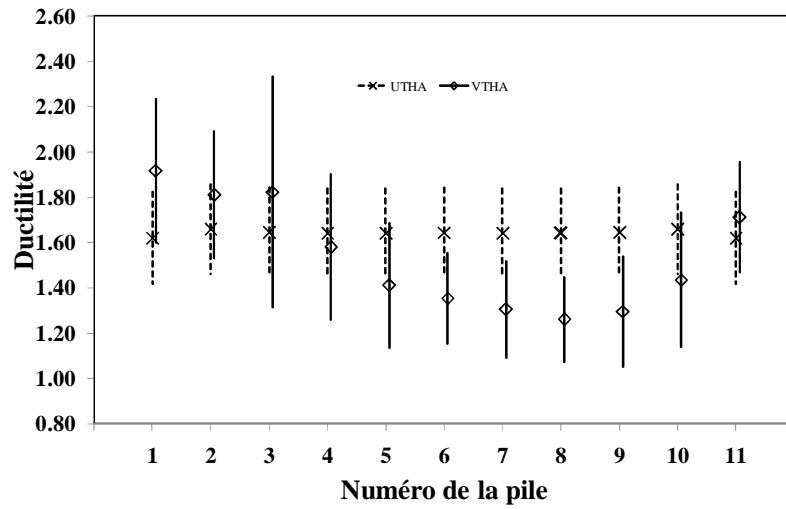
En comparant les résultats obtenus pour le Pont 2 à travers les deux analyses dynamiques effectuées (Figure 5. 29), nous constatons que dans le cas d'un sol ferme, VTHA-NL augmente la demande de ductilité au niveau des trois premières piles. On observe que VTHA-NL peut amplifier les résultats jusqu'au 23%. Tandis que, pour le cas d'un sol meuble, nous constatons que les valeurs moyennes des ductilités estimées sous la SVGM sont moins importantes que celles obtenues sous mouvement uniforme à l'exception de la pile 1.

A partir des résultats du Pont 3, présentés par la Figure 5. 30, nous observons que sous l'effet de la SVGM, les moyennes de la ductilité sont plus élevées que celles calculées dans le cas d'un chargement uniforme dans les trois premières et la dernière piles pour le cas d'un sol ferme, et pour les deux premières piles dans le cas d'un sol meuble. L'amplification maximale est de 18%.

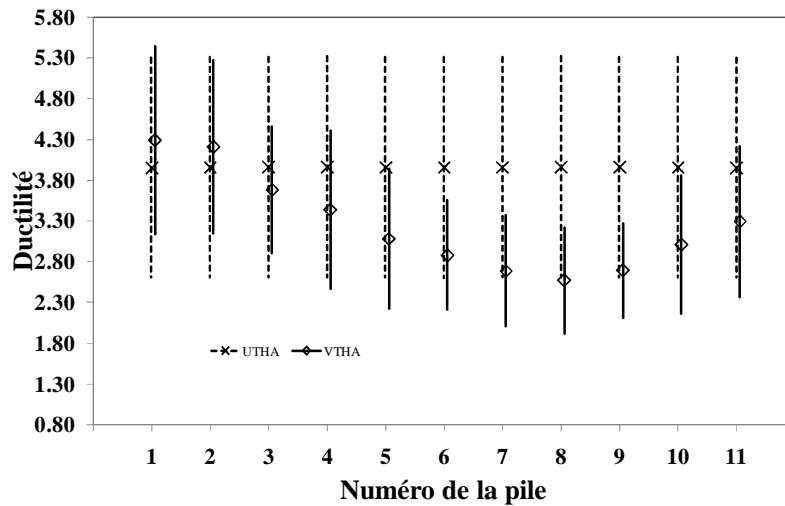
Par conséquent, dans le cas d'un sol ferme (modèle de pont rigide) les effets de la SVGM sur la réponse des ponts peuvent être plus importantes que dans le cas d'un sol meuble. Ceci est dû à l'amplification de la composante pseudo-statique de la réponse totale.

## **5.5. Conclusion**

Nous avons consacré le présent chapitre à l'étude du comportement dynamique des ponts sous les effets de la SVGM. Nous avons commencé par une analyse dynamique linéaire qui nous a permis d'évaluer la méthode simplifiée du RPOA récemment proposée pour introduire les effets de la SVGM dans la conception des ponts. L'exactitude de cette méthode est évaluée par une comparaison avec des approches plus raffinées et avec les dispositions de l'Eurocode8. En effet, nous avons considéré trois ponts de différentes longueurs et situés sur quatre types de sol. Pour chaque cas de pont-site, cinq types d'analyses linéaires ont été effectuées. Les mouvements variables dans l'espace utilisés dans ces analyses sont générés en utilisant les spectres de réponse du RPOA.



(a)



(b)

Figure 5. 30 Ductilités maximales calculées en bas des colonnes du Pont 3  
(a) S1, (b) S3.

Les résultats de ces analyses sont comparés en termes de demande en moment fléchissant maximum évalué au niveau des piles. En se basant sur cette étude comparative les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La variabilité spatiale des mouvements sismiques peut augmenter localement la réponse structurale, même dans le cas des ponts symétriques situés sur des sites uniformes.

- Dans les méthodes simplifiées proposées par le RPOA et l'Eurocode8, les déplacements différentiels doivent être appliqués dans les deux sens du pont, à partir de deux culées de référence.
- Afin d'obtenir des résultats raisonnables, de nouvelles valeurs du déplacement absolu  $D_M$  sont proposées pour la méthode simplifiée du RPOA.

Par la suite nous avons effectué une analyse dynamique non linéaire de ces trois ponts sous les deux mouvements sismiques différentiel et uniforme et en considérant les deux sites S1 et S3. Les résultats de ces analyses sont comparés en termes de demande de ductilité en rotation maximale. D'une manière générale, cette étude montre que la SVGM peut entraîner une augmentation ou une diminution de la demande de ductilité dans les colonnes des ponts étudiés. Pour un sol ferme, on observe que la SVGM augmente la ductilité au niveau des piles latérales. Tandis que pour un sol meuble, l'effet de la SVGM est généralement favorable.

## **Chapitre 6.**

### **Conclusion générale**

#### **6.1. Eléments de synthèse**

La construction parasismique reste jusqu'à l'heure actuelle le moyen de prévention le plus sûr face au risque sismique. Ceci exige essentiellement une meilleure quantification du mouvement sismique. Un paramètre important de ce chargement est sa variabilité, au double plan spatio-temporel (SVGGM), et ce même sur des points d'observation peu séparés. En effet, il est d'une importance capitale de prendre en charge cette variabilité dans le dimensionnement surtout des ouvrages étendus, tels que les ponts, les tunnels ou les barrages qui ont parfois des dimensions de l'ordre des longueurs d'ondes sismiques.

Le présent travail de recherche s'inscrit dans le cadre de l'analyse des effets de la SVGGM sur le comportement dynamique des ponts. A la lumière des travaux antérieurs, portant ces dernières années sur cet axe de recherche, nous avons montré au chapitre 2 que l'effet de la SVGGM sur les ponts dépend largement des propriétés du mouvement sismique différentiel imposé, des propriétés structurelles des ponts et des détails de l'analyse et la modélisation numérique. Nous avons constaté que l'état actuel des connaissances est encore loin de donner une vision claire de ce phénomène, si compliqué. Ceci rend assez difficile la mise en place des critères réglementaires de dimensionnement des ponts sous l'effet de la SVGGM, surtout si l'objectif est de mettre en place une démarche simplifiée familiarisée aux praticiens. Face à cette difficulté l'Eurocode8 et plus récemment le RPOA ont osé proposer des dispositions

règlementaires détaillées pour le calcul sismique sous chargement différentiel. Les recommandations de ces règlements vis-à-vis de la SVGM ont été présentées au chapitre 3. L'analyse critique des méthodes simplifiées de ces deux règlements a révélé les points suivants :

- Ces méthodes sont simples et peuvent être facilement utilisées par les praticiens.
- La relation longueur limite - type de sol est adéquate et elle coïncide avec les résultats des différentes recherches. Ainsi, les valeurs des longueurs limites suggérées par l'Eurocode8 semblent être réalistes. Ces valeurs sont conformes aux résultats des recherches de Shinozuka et al. (2000) et Sextos et al. (2003b), qui ont proposé des longueurs limites de 300 à 400m. Le RPOA, par contre recommande des valeurs limites allant jusqu'à 600 m. Nous proposons donc de réduire cette valeur pour être au même niveau que les études antérieures.
- Dans les deux méthodes le déplacement imposé augmente avec la distance jusqu'à atteindre le maximum qui est égale au déplacement maximum du sol multiplié par un coefficient de sécurité égal à  $\sqrt{2}$ . Ceci est physiquement justifiable. L'Eurocode8 envisage également le cas où les déplacements des supports sont opposés. Chose qui n'est pas considérée dans le RPOA.
- Lorsque le sol est variable la SVGM doit être considérée même si le pont est court ceci est conforme à l'étude de Lou, et Zerva, (2005).
- La combinaison entre la réponse pseudo-statique et dynamique n'est pas indiquée dans le RPOA. Dans l'Eurocode8 la combinaison est la SRSS. Cette dernière a été critiquée aussi par Sextos et Kappos (2009) qui ont recommandé d'utiliser une addition directe.

Ces conclusions ne représentent qu'une évaluation qualitative des méthodes simplifiées de l'Eurocode8 et du RPOA. Les démarches proposées par ces codes nécessitent donc d'être aussi évaluées et validées quantitativement. La seule étude effectuée dans ce domaine est celle de Sextos et Kappos (2009) qui ont vérifié la démarche de l'Eurocode8 à travers l'analyse de certains exemples de ponts. Néanmoins,

la démarche proposée par le RPOA n'a pas encore été comparée à des études plus raffinées, ni appliquée pour le dimensionnement de ponts réels.

Dans le chapitre 4, nous nous sommes penchés sur les techniques de génération des mouvements sismiques différentiels, une étape indispensable pour l'analyse dynamique des ponts sous les effets de la SVGM. Nous avons proposé une démarche pour la génération des mouvements sismiques différentiels non stationnaires. Cette démarche s'appuie sur la technique de segmentation dans le domaine temporelle. Nous avons également proposé une procédure originale de correction, simple et efficace, permettant de résoudre le problème de la double intégration des accélérations générées. Puisque les déplacements sont indispensables dans l'analyse des effets de la SVGM sur les structures étendues. Elle permet aussi d'assurer la continuité du mouvement en joignant ensemble les signaux stationnaires générés pour chaque segment. En introduisant lors de la génération des signaux sismiques la correction qui assure la continuité et l'intégrabilité par l'approche développée, cette étude fournit un perfectionnement important par rapport aux méthodes de simulation précédemment développées. La méthode de simulation proposée a été validée dans ce chapitre.

Nous avons étudié l'effet de la SVGM sur le comportement dynamique des ponts dans le chapitre 5. Nous avons effectué en premier lieu une étude linéaire de trois ponts de longueurs différentes et situés sur quatre types de sol de fondation. Cinq séries de calcul dynamique ont été réalisées. Deux pour le chargement classique uniforme : analyse spectrale et analyse temporelle. Et trois pour le chargement variable : analyse temporelle sous chargement variable plus les deux méthodes simplifiées du RPOA et de l'Eurocode8. Les mouvements variables dans l'espace utilisés dans ces analyses sont générés en utilisant les spectres de réponse du RPOA. Les résultats de cette étude paramétrique sont résumés par les points suivant :

- La variabilité spatiale des mouvements sismiques peut augmenter localement la réponse structurale, même dans le cas des ponts symétriques situés sur des sites uniformes.
- Dans les méthodes simplifiées proposées par le RPOA et l'Eurocode8, les déplacements différentiels doivent être appliqués dans les deux sens du pont, à partir des deux culées.

- Afin d'obtenir des résultats raisonnables, de nouvelles valeurs du déplacement absolu  $D_M$  sont proposées pour la méthode simplifiée du RPOA.

Ces mêmes ponts ont été modélisés par la suite en tenant compte des non linéarités de contact entre les deux extrémités du tablier et des culées et le comportement inélastique des colonnes et des appareils d'appuis. Ces ponts ont été analysés sous deux types de mouvements sismiques uniforme et différentiel en considérant deux types de sites, S1 et S3. Cette étude a montré que la SVGM peut entraîner une augmentation ou une diminution de la demande de ductilité dans les colonnes des ponts étudiés. Pour un sol ferme, on observe que la SVGM augmente la ductilité au niveau des piles latérales. Tandis que pour un sol meuble, l'effet de la SVGM est généralement favorable.

Les résultats de ces analyses peuvent être vus comme un nouvel effort fourni pour l'incorporation possible de l'effet de la SVGM dans les critères de la conception parasismiques des ponts et pour l'enrichissement de la base des données courante sur le comportement des structures étendues sous cet effet.

## 6.2. Perspectives

Les résultats obtenus dans ce travail de recherche peuvent être améliorés par certaines recommandations pour des travaux futurs. Sommairement nous suggérons les perspectives suivantes :

- La procédure proposée dans ce travail pour la génération des mouvements sismiques variables compatibles à des spectres de réponse exige de définir en premier lieu une accélération de référence compatible à un spectre de réponse, où nous avons utilisé ici le code TARSCTHS. Cette procédure peut être améliorée en utilisant comme input un enregistrement sismique (pour introduire des données sismiques réalistes), par la suite les fonctions de densité spectrales des mouvements non stationnaires générés sont modifiées pour assurer la compatibilité avec des spectres de réponse prédéfinis. Cette technique permet également d'introduire l'effet de site en considérant différents spectres de réponse.



- Les nouvelles valeurs du déplacement absolu  $D_M$  proposées dans cette thèse pour la méthode simplifiée du RPOA sont déterminées à partir d'une étude paramétrique d'un seul modèle de structure de pont avec différentes longueurs et différentes conditions de sol. Par conséquent, des recherches supplémentaires en considérant d'autres modèles de ponts et en variant certains paramètres des signaux sismiques imposés sont nécessaires pour confirmer ou infirmer ces valeurs. Ceci est essentiel également pour vérifier d'une manière plus fiable la démarche simplifiée du RPOA.
- Les résultats de l'analyse non linéaire peuvent être aussi plus intéressants si nous considérons une étude paramétrique plus large.

Rapport-Gratuit.com

# Bibliographie

Abrahamson, N. A. (1993). Spatial variation of multiple support inputs. *Proceedings of the first U.S. Seminar evaluation and retrofit of steel bridges, A Caltrans and University of California at Berkeley Seminar. San Francisco.*

Abrahamson, N., Schneider, J. F., & Stepp, J. C. (1991). Empirical spatial coherency functions for applications to soil-structure interaction analyses. *Earthquake Spectra* , 7, pp. 1-27.

Akkar, S., & Boore, D. M. (2009). On baseline corrections and uncertainty in response spectra for baseline variations commonly encountered in digital dcelerograph records. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 99 (3), pp. 1671–1690.

Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An Improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra* , 26 (3), pp. 601–617.

Allam, S. M., & Datta, T. K. (2002). Response spectrum analysis o fsuspension bridges for random groun dmotion. *Journal of Bridge Engineering* , 7, pp. 325-337.

Allam, S. M., & Datta, T. K. (2004). Seismic response of a cable-stayed bridge deck under multi-component non-stationary random ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 33, pp. 375-393.

Bazzurro, P., Sjoberg, B., Luco, N., Silva, W., & Darragh, R. (2004). Effects of strong motion processing procedures on time histories, elastic and inelastic spectra. In *Proceedings of COSMOS Invited Workshop on Strong-Motion Record Processing.*

Benmansour, N., Djafour, M., Bekkouche, A., Zendagui, D., & Benyacoub, A. (2012). Seismic response evaluation of bridges under differential ground motion: a comparison with the new Algerian provisions. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(7), 863-881.

Benmansour, N., Djafour, M., Zendagui, D., & Bekkouche, A. (2012). Non linear dynamic analysis of bridge to spatially variable multiple support excitations. 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan.

Benmansour, N., Djafour, M., Bekkouche, A., & Zendagui, D., (2011). Seismic bridge response to differential ground motion and comparison with Algerian seismic design rule. COMPDYN 2011 III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.

- Berrah, M. K., & Kausel, E. (1993). A modal combination rule for spatially varying seismic motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, pp. 791-800.
- Bi, K., & Hao, H. (2011). Influence of irregular topography and random soil properties on coherency loss of spatial seismic ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(9), 1045-1061.
- Bogdanoff, J. L., Goldberg, J. E., & Schiff, A. J. (1965). The effect of ground transmission time on the response of long structures. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 55, pp. 627-640.
- Boore, D. M. (2001). Effects of baseline corrections on displacements and responses spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91 (5), pp. 1199-1211.
- Boore, D. M., & Bommer, J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms : needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 93-115.
- Boore, M. D., Stephens, C. D., & Joyner, W. B. (2002). Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92 (4), pp. 1543-1560.
- Boukli Hacène, I., Rachedi, M., Djafour, M., & Benmansour, N. (2011). Un Logiciel de Traitement de Signal Sismique « RisAM signal ». *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen*.
- Burdette, N. J., Elnashai, A. S., Lupoi, A., & Sextos, A. G. (2006). *The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges*. MAE Report No. 06-03, Mid-America Earthquake Center (MAE), University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana.
- Burdette, N., & Elnashai, A. (2008). The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. Part 2: Results and implications on Assessment. *Journal of Bridge Engineering*, 13, pp. 166-172.
- Cacciola, P., & Deodatis, G. (2011). A method for regenerating fully non-stationary and spectrum-compatible ground motion vector processes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, pp. 351-360.
- CEN. (2005a). [Comité Européen de Normalisation] *Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance—part 1: General rules, Seismic Actions and Rules for buildings, EN1998-1:2004*. Brussels, Belgium.
- CEN. (2005b). [Comité Européen de Normalisation] *Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance—Part 2: Bridges (prEN1998-2, Final Draft)*. Brussels, Belgium.
- Chen, M. T., & Harichandran, R. S. (2001). Response of an earth dam to spatially varying earthquake ground motion. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 127, pp. 932-939.

- Chiu, H. C. (1997). Stable Baseline Correction of Digital Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 87 (4), pp. 932-944.
- Coelho, B., Holscher, P., & Barends, F. (2011). Enhancement of double integration procedure through spectral subtraction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 31, pp. 716-722.
- Deodatis, G. (1996). Non-stationary stochastic vector processes :seismic ground motion applications. *Probabilistic Engineering Mechanics* , 11, pp. 149–168.
- Deodatis, G. (1997). Simulation of stochastic processes and fields to model loading and material uncertainties. In *Probabilistic methods for structural design* (pp. 261-288). Springer Netherlands.
- Deodatis, G., & Micaletti, R. C. (2001). Simulation of highly skewed non-Gaussian stochastic processes. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* , 127, pp. 1284-1295.
- Der Kiureghian, A. (1996). A coherency model for spatially varying ground motions. *Earthquake engineering and structural dynamics* , 25, pp. 99-111.
- Der Kiureghian, A., & Neuenhofer, A. (1992). Response spectrum method for multisupport seismic excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 21, pp. 713-740.
- Djafour, M., Meddane, N., Derbal, R., Megnounif, A., Zendagui, D., & Bekkouche, A. (2006). Response of a gravity arch dam to spatially varying earthquake ground motion. *8th National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, California.
- FHWA. (1996a). *Seismic design of bridges design example no. 1 – Two-span continuous CIP concrete Box bridge*. Federal Highway Administration.
- FHWA. (1996b). *Seismic bridge design applications*. Federal Highway Administration.
- Gao, y., Wu, y., Li, D., Liu, H., & Zhang, N. (2012). An improved approximation for the spectral representation method in the simulation of spatially varying ground motions. *Probabilistic Engineering Mechanics* , 29, pp. 7-15.
- Graizer, V. M. (2005). Effect of tilt on strong motion data processing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 25, pp. 197-204.
- Guan, J., Hao, H., & Lu, Y. (2004). Generation of probabilistic displacement response spectra for displacement-based design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 24, pp. 149–166.
- Hao, H. (1989). *Effects of spatial variation of ground motions on large multiply-supported structures*. UBC/EERC-89/06, EERC, University of California, Berkeley.
- Harichandran, R. S., & Wang, W. (1988). Response of simple beam to spatially varying earthquake excitation. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* , 114, pp. 1526-1541.
- Harichandran, R., & Vanmarcke, E. (1986). Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* , 112, pp. 154–174.

- Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I.-C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunneling and Underground Space Technology*, 16, pp. 247-295.
- Heredia-Zavoni, E., & Vanmarcke, E. H. (1994). Seismic random-vibration analysis of multisupport-structural systems. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 120, pp. 1107-1128.
- Jangid, R. S. (2004). Response of SDOF system to non-stationary earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, pp. 1417-1428.
- Karmakar, D., Ray-Chaudhuri, S., & Shinozuka, M. (2012). Seismic response evaluation of retrofitted Vincent Thomas bridge under spatially variable ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, pp. 119-127.
- Kaul, M. K. (1978). Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(5), 497-509.
- Konakli, K., & Der Kiureghian, A. (2011). Extended MSRS rule for seismic analysis of bridges subjected to differential support motions. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 40, pp. 1315-1335.
- Konakli, K., & Der Kiureghian, A. (2012). Simulation of spatially varying ground motions including incoherence, wave-passage and differential site-response effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(3), 495-513.
- Laouami, N., & Labbe, P. (2001). Analytical approach for evaluation of the seismic ground motion coherency motion. *Dynamics and Earthquake Engineering, 2001; Vol. 21: 727-733.*, 21, pp. 727-733.
- Liao, S., & Zerva, A. (2006). Physically compliant, conditionally simulated spatially variable seismic ground motions for performance-based design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, pp. 1573-1583.
- Loh, C. H., & Ku, B. D. (1995). An efficient analysis of structural response for multiple-support seismic excitations. *Engineering Structures*, 17, pp. 15-26.
- Lou, L. (2006). *Effect of the spatial variability of ground motions on the seismic response of reinforced concrete highway bridges*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Drexel University, Philadelphia.
- Lou, L., & Zerva, A. (2005). Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 729-740.
- Luco, J. E., & Wong, H. L. (1986). Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14, pp. 891-908.
- Lupoi, A., Franchin, P., Pinto, P. E., & Monti, G. (2005). Seismic design of bridges accounting for spatial variability of ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, pp. 327-348.

- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* , 114 (8), pp. 1804-1825.
- Mathworks (2008). MATLAB. www.mathworks.com.
- Monti, G., Nuti, C., & Pinto, P. E. (1996). Nonlinear response of bridges under multi-support excitation. *Journal of structural Engineering* , 122, pp. 1147-1159.
- MTP. (2010). *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art*. Alger: Ministère des Travaux Publics.
- Mwafy, A. M., Kwon, O. S., Elnashai, A., & Hashash, Y. M. (2011). wave passage and ground motion incoherency effects on seismic response of an extended bridge. *Journal of Bridge Engineering* , 16 (3), pp. 364-374.
- Novak, M., & Hindy, A. (1979). Seismic response of buried pipelines. *Proceedings of the Third Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Montreal Canada.
- Ohsaki, Y. (1979). On the significance of the phase content in earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 7, pp. 427-439.
- Papageorgiou, A., Halldorsson, B., & Dong, G. (2002). *TARSCTH (A computer program for Target Acceleration Spectra Compatible Time Histories)*. Engineering Seismology Laboratory. the State University of New York at Buffalo.
- Rezaeian, S., & Der Kiureghian, A. (2008). A stochastic ground motion model with separable temporal and spectral nonstationarities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 37, pp. 1565-1584.
- Saxena, V. (2000). *Spatial variation of earthquake ground motion and development of bridge fragility curves*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering and Operations Research, Princeton University, Princeton.
- Sextos, A. G., & Kappos, A. J. (2009). Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions. *Bulletin Earthquake Engineering* , 7, pp. 519–545.
- Sextos, A. G., Pitilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003a). “Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools. *Earthquake Engineering* , 32, pp. 607–627.
- Sextos, A. G., Pitilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003b). Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study. 32, pp. 629–652.
- Sextos, A., Kappos, A., & Koliass, B. (2006). Computing a 'reasonable' spatially variable earthquake input for extended bridge structures. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper no: 1601*. Geneva.
- Sextos, A., Kappos, A., & Mergos, P. (2004). Effect of soil-structure interaction and spatial variability of ground motion on irregular bridges: The case of the Krystallopigi Bridge. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2298*. Vancouver, Canada.

- Shama, A. A. (2007). Simplified procedure for simulating spatially correlated earthquake ground motions. *Engineering Structures* , 29, pp. 248–258.
- Shinozuka, M. (1971). Simulation of multivariate and multi dimensional random processes. *Journal of Acoustic Society of America* , 49, pp. 357-367.
- Shinozuka, M., Saxena, V., & Deodatis, G. (2000). *Effect of spatial variation of ground motion on highway structures*. Technical Report MCEER-00-0013, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), University at Buffalo, State University of New York, Buffalo.
- Stiros, S. C. (2008). Errors in velocities and displacements deduced from accelerographs: An approach based on the theory of error propagation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 28, pp. 415–420.
- Tzanetos, N., Elnashai, A. S., Hamdan, F. H., & Antoniou, S. (2000). Inelastic dynamic response of RC bridges subjected to spatially. *Advances in Structural Engineering* , 3, pp. 191–214.
- USC\_RC. (2006). [http://www.usc.edu/dept/civil\\_eng/structural\\_lab/software.html](http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/software.html).
- Vanmarcke, E., Heredia-Zavoni, E., & Fenton, G. A. (1993). Conditional simulation of spatially correlated earthquake ground motion. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* , 119, pp. 2333-2352.
- Wang, J., Carr, A., Cooke, N., & Moss, P. (2009). The response of a 344 m long bridge to non-uniform earthquake ground motions. *Engineering Structures* , 31, pp. 2554-2567.
- Yang, J., Li, J. B., & Lin, G. (2006). A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil–structure interaction analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 26, pp. 725-734.
- Zendagui, D., Berrah, M. K., & Kasusel, E. (1999). Stochastic deamplification of spatially varying seismic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 1, pp. 409-421.
- Zerva, A. (1993). Pipeline response to directionally and spatially correlated seismic ground. *Journal of Pressure Vessel Technology, ASME* , 115, pp. 53-58.
- Zerva, A. (1990). Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 19, pp. 819-832.
- Zerva, A. (1992). Seismic ground motion simulations from a class of spatial variability models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 7, pp. 217-226.
- Zerva, A. (2009). *Spatial variation of seismic ground motions: modeling and engineering applications*. CRC Press, Group, Taylor & Francis.

## ملخص

إن التغير الفضائي للحركة الزلزالية هو مظهر مهم جدا للحمولات الزلزالية المطبقة على المنشآت الممتدة. الهدف من هذا العمل هو دراسة آثار هذه الظاهرة على الرد الديناميكي للجسور. الخطوة الأساسية في هذه الدراسة هي إنشاء الحركات الزلزالية المتغيرة فضائياً المطبقة عموماً على دعائم المنشآت على شكل انتقالات. مما يؤدي إلى التكامل الزمني للتسارع. غير أن التكامل المباشر للتسارع المقاس أو المصطنع غالباً ما يسبب انحرافات غير واقعية في السرعة و الانتقال المحصل عليهم. يقترح في هذا البحث طريقة لإنشاء الحركات الزلزالية غير الثابتة والمتغيرة فضائياً. هذه الطريقة تتضمن منهج تصحيح جديد، بسيط و فعال لإيجاد حل لمشكلة التكامل المباشر للتسارع المنشأ. لقد تم التحقق من صحته من خلال بعض الأمثلة.

القواعد الأوروبية لمقاومة الزلازل (ق أ 8) ومؤخراً القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل للمنشآت الفنية (ق ج ز م ف)، يعتبران من بين القواعد القليلة التي تقترح أساليب مبسطة للأخذ بعين الاعتبار التغير الفضائي للحركة الزلزالية في دراسة الجسور. الهدف الآخر لهذه الأطروحة هو تقييم الأسلوب المبسط المقترح من طرف (ق ج ز م ف) عن طريق مقارنته مع نظيره الخاص ب(ق أ 8) وكذلك مع طرق أكثر دقة. لهذا تمت دراسة عدة جسور، و لقد أظهرت النتائج أن الطريقة المبسطة ل(ق ج ز م ف) لا تعطي نتائج مرضية. الحل المقترح في هذا العمل يتضمن تغيير قيم الانتقالات المطلقة (دم) لإحراز نتائج مماثلة لطرق أخرى. و أشير أيضاً أن الانتقالات المتغيرة للطرق المبسطة المقترحة من طرف (ق أ 8) و (ق ج ز م ف) يجب أن تطبق في كلا الاتجاهين للجسر.

يبين التحليل الديناميكي الخطي لعدد من الجسور تحت تأثير التغير الفضائي للحركة الزلزالية أن هذه الأخيرة يمكن أن تؤدي إلى زيادة محلية في الرد الهيكلي، حتى في حالة الجسور المتناظرة والأرضية المتماثلة. أما بالنسبة للتحليل غير الخطي فانه يوضح أن التغير الفضائي للحركة الزلزالية يمكن أن يزيد في الطلب من الليونة في أعمدة الجسور المدروسة.

**كلمات مفتاحية:** جسور - تحليل ديناميكي - ق ج ز م ف - تغير فضائي - حركة زلزالية - إنشاء - معالجة الإشارة.

## Résumé

La variabilité spatiale du mouvement sismique (SVGM) est un aspect très important du chargement sismique sollicitant les structures étendues. L'objectif de ce travail est d'étudier les effets de ce phénomène sur la réponse dynamique des ponts. Une étape indispensable dans cette étude est la génération des mouvements sismiques différentiels, appliqués généralement aux supports de la structure sous forme de déplacements. Ceci conduit alors à l'intégration temporelle de l'accélération. Cependant, l'intégration directe des accélérations mesurées ou simulées entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus. Dans cette recherche, une démarche de génération des mouvements sismiques non stationnaires et variables est proposée. Elle comprend une procédure originale de correction, simple et efficace, permettant de résoudre le problème d'intégration des accélérations générées. La démarche proposée a été validée à travers quelques exemples.

L'Eurocode 8 (EC8) et récemment le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA), sont parmi les rares codes de dimensionnement de ponts à proposer des approches simplifiées pour tenir en compte de la SVGM. L'autre objectif de cette thèse est d'évaluer la méthode proposée par le RPOA en la comparant avec des approches plus raffinées et avec les dispositions de l'EC8. Pour cela, différents ponts ont été étudiés et les résultats obtenus montrent que la méthode simplifiée du RPOA ne donne pas des résultats satisfaisants. La solution proposée dans ce travail est d'en modifier les valeurs du déplacement absolu  $D_M$  pour obtenir des résultats semblables aux autres méthodes. Il a été indiqué également que les déplacements différentiels des méthodes simplifiées proposées par le RPOA et l'EC8, doivent être appliqués dans les deux sens du pont, à partir des deux culées.

L'analyse dynamique linéaire de différents ponts sous les effets du mouvement sismique différentiel montre aussi que la SVGM peut augmenter localement la réponse structurale, même dans le cas des ponts symétriques situés sur des sites uniformes. Quant à l'analyse non linéaire, elle illustre que la SVGM peut entraîner une augmentation de la demande de ductilité dans les colonnes des ponts étudiés.

**Mots clés :** Ponts – Analyse dynamique - RPOA- Variabilité spatiale - Mouvement Sismique- Simulation - Traitement de signal.

## Abstract

The spatial variability of seismic ground motion (SVGM) is a very important aspect of earthquake loads on extended structures. The aim of this work is to study the effects of this phenomenon on the dynamic response of bridges. An important step in this study is the generation of spatially varying ground motion, which is generally applied to the structure as prescribed displacements. However, the direct integration of measured or simulated acceleration often causes unrealistic drift in the velocity and displacement results. In this research, a method for generating non-stationary and spatially varying seismic ground displacements is proposed. It includes an original correction procedure, simple and efficient, to resolve the problem of integration of generated acceleration. The proposed approach was validated through some examples.

Eurocode 8 (EC8) and the Algerian bridge seismic regulation code (RPOA) are among the rare bridge design codes which introduced simplified approaches for SVGM. The other aim of this thesis is to evaluate the accuracy of the method proposed by the RPOA through comparison with more refined approaches and the EC8 provisions. Various bridges are considered and the results show that the RPOA's simplified method does not give satisfactory results. The solution proposed in this study is to modify the absolute displacements values  $D_M$ , to achieve similar results of the other methods. It has been also indicated that the differential displacements of the simplified methods proposed by RPOA and EC8, should be applied in both directions of the bridge, starting from both reference abutments.

The dynamic linear analysis of different bridges under the effects of SVGM also shows that the spatial variation properties of the earthquake ground motion can locally increase the structural response even in the case of symmetric bridges seating on uniform soil conditions. Regarding non-linear analysis, it shows that the SVGM may increase the seismic ductility demand in the columns of the studied bridges.

**Keywords :** Bridges – Dynamic analysis - RPOA - Spatial variation - Strong ground motion –Simulation - Signal processing.